

Movimientos Sísmicos y Estructuras Murarias

Origen, efectos y evaluación de daños en la vivienda tradicional

(Terremoto en la comarca del río Mula del 2 de febrero de 1999)



Higinio Arcos Tranco
María Cristina Porcu

Movimientos Sísmicos y Estructuras Murarias

***Origen, efectos y evaluación de daños en la vivienda tradicional
(Terremoto en la comarca del río Mula del 2 de febrero de 1999)***



Higinio Arcos Tranco
María Cristina Porcu

Indice

Capitulo 01

1.1. Origen y Descripción del Fenómeno Sísmico	3
1.1.1. Causas de los terremotos	3
1.1.2. Descripción del fenómeno sísmico	9
1.1.3. Distribución espacial y temporal de los terremotos	10
1.2. Propagación de las Ondas Sísmicas	13
1.2.1. Conceptos de teoría de ondas	13
1.2.2. Ondas sísmicas	15
1.2.3. Determinación de la posición del epicentro y del hipocentro	18
1.3. Medida y Previsión de un Terremoto	20
1.3.1. Violencia de un terremoto	20
1.3.1.1. Intensidad de un sismo	20
1.3.1.2. Magnitud de un seísmo	23
1.3.2. Acelerómetros y vibrómetros	24
1.3.3. Previsión de los terremotos	28
1.4. Movimiento Sísmico en la Comarca del Río Mula	30

Capitulo 02

2.1. Descripción de la Vivienda Tradicional Muleña	37
2.1.1. Ámbito de estudio	37
2.1.2. Panorama tipológico de la arquitectura tradicional Muleña	43
2.1.2.1. Conceptos generales	43
2.1.2.2. Tipologías elementales	45
2.1.2.3. Variaciones de las tipologías elementales	47



2.2. Elementos Estructurales	49
2.2.1. Cimentaciones	49
2.2.1.1. <i>Clasificación y conceptos generales</i>	49
2.2.1.2. <i>Cimentaciones de tipo tradicional en la comarca del río Mula</i>	49
2.2.2. Estructura portante muraria	52
2.2.2.1. <i>Clasificación y conceptos generales</i>	52
2.2.2.2. <i>Muros de tierra</i>	54
2.2.2.3. <i>Muros de piedra</i>	60
2.2.2.4. <i>Fábricas de ladrillo</i>	69
2.2.3. Elementos estructurales horizontales: forjados	76
2.2.3.1. <i>Clasificación y conceptos generales</i>	76
2.2.3.2. <i>Tipología de forjados de madera</i>	79
2.2.4. Cubiertas tradicionales de madera	83
2.2.4.1. <i>Clasificación y conceptos generales</i>	83
2.2.4.2. <i>Cubiertas planas</i>	84
2.2.4.3. <i>Cubiertas inclinadas</i>	85
2.2.5. Arcos	92
2.2.5.1. <i>Clasificación y conceptos generales</i>	92
2.2.5.2. <i>Arcos de piedra</i>	95
2.2.5.3. <i>Arcos de ladrillo</i>	96
2.2.6. Bóvedas. Escaleras tabicadas de ladrillo.	100
2.2.6.1. <i>Clasificación y conceptos generales</i>	100
2.2.6.2. <i>Escaleras tabicadas</i>	105
2.3. Elementos No Estructurales	109
2.3.1. Particiones de ladrillo	109

Capítulo 03

3.1. Introducción	115
3.2. Respuesta Sísmica de los Terrenos	117
3.2.1. Respuesta sísmica local	117

3.2.2. Propiedades geotécnicas y dinámicas de los terrenos	120
3.2.2.1. <i>Estratigrafía, granulometría, y grado de consolidación</i>	121
3.2.2.2. <i>Características mecánicas</i>	122
3.2.2.3. <i>Degradación de la resistencia bajo cargas cíclicas.</i>	124
3.2.2.4. <i>Características dinámicas</i>	126
3.2.3. Ensayos y pruebas para la caracterización de los terrenos.....	127
3.2.3.1. <i>Ensayos geotécnicos in situ</i>	127
3.2.3.2. <i>Test estándar en laboratorio</i>	129
3.2.4. Estabilidad de los terrenos sometidos a un terremoto	131
3.2.4.1. <i>Fenómeno de licuefacción</i>	131
3.2.5. Comportamiento sísmico de los terrenos	135
3.2.6. Interacción entre el terreno y la estructura.....	138
3.2.7. Respuesta sísmica local en la normativa	141
3.3. Respuesta Sísmica de las Estructuras	143
3.3.1. Fuerzas sísmicas sobre los edificios	143
3.3.1.1 <i>Resistencia sísmica</i>	144
3.3.2. Características dinámicas de las estructuras.....	145
3.3.2.1. <i>Rigidez estructural</i>	147
3.3.2.2. <i>Amortiguamiento estructural</i>	149
3.3.2.3. <i>Períodos propios de oscilación</i>	150
3.3.2.4. <i>Ejemplos de cálculo de períodos propios</i>	153
3.3.2.5. <i>Movimiento de un oscilador simple sometido a un terremoto</i>	157
3.3.3. Espectro de respuesta de un terremoto	160
3.3.4. Comprobación sísmica con el espectro de respuesta.....	163
3.3.4.1. <i>Comprobación sísmica de sistemas con un grado de libertad</i>	163
3.3.4.2 <i>Comprobación sísmica de sistemas con más grados de libertad</i>	163
3.3.4.3 <i>Ejemplos de comprobación sísmica con el espectro de respuesta</i>	165
3.3.5. Comprobación sísmica de las estructuras de fábrica.....	168
3.3.5.1. <i>Distribución de las fuerzas sísmicas a lo largo de la altura del edificio</i>	169
3.3.5.2 <i>Reparto de las fuerzas sísmicas entre los macizos murarios</i>	170
3.3.6. Estructuras de fábrica.....	171
3.3.6.1. <i>Comportamiento dinámico de elementos murarios</i>	173
3.3.6.2. <i>Características mecánicas de las fábricas</i>	175



3.3.6.3. <i>Análisis sísmico no-lineal de los edificios de fábrica</i>	178
3.3.6.4. <i>Valoración experimental de las características de las fábricas</i>	180
3.3.6.5. <i>Modelización numérica de los edificios de fábrica</i>	181
3.3.6.6. <i>Estructuras murarias resistentes a seismos</i>	184

Capítulo 04

4.1. Factores que Intervienen en el Comportamiento de Edificios ante el Sismo	189
4.2. Las Grietas como Manifestación del Daño Sísmico	191
4.2.1. Roturas producidas en elementos murarios genéricos	193
4.2.1.1. <i>Clasificación y conceptos generales</i>	193
4.2.1.2. <i>Instrumentación de fisuras y grietas en los edificios</i>	199
4.3. Daños Manifestados en la Cimentación	201
4.4. Daños Sísmicos sobre la Estructura Portante Vertical	205
4.4.1. Tipología de daños en fábricas tradicionales	205
4.4.2. Sistemas de reparación	208
4.5. Daños Sísmicos sobre la Estructura Horizontal	224
4.5.1. Daños sobre forjados de tipo tradicional	224
4.5.2. Métodos de reparación de forjados tradicionales de vigueta y revoltón	227
4.5.2.1. <i>Medios auxiliares y trabajos complementarios</i>	227
4.5.2.2. <i>Reparación versus mejora estructural o constructiva</i>	228
4.5.2.3. <i>Procedimientos de reparación de forjados de viguetas</i>	229
4.5.3. Daños en escaleras de tablero cerámico	240
4.5.3.1. <i>Tipología de daños en escaleras tabicadas de ladrillo</i>	240
4.5.3.2. <i>Intervenciones en escaleras de bóveda tabicada: clasificación</i>	242
4.5.3.3. <i>Procedimientos de reparación</i>	243
4.6. Daños Sísmicos en Cubiertas de Tipo Tradicional	249
4.6.1. Cubiertas inclinadas de teja cerámica árabe	249
4.6.1.1. <i>Clasificación</i>	249
4.6.1.2. <i>Manifestación del daño sísmico</i>	249
4.6.2. Reparación de cubiertas de tipo tradicional de faldones inclinados	253

4.6.3. Cubiertas planas: azoteas	260
4.6.3.1. Clasificación	260
4.6.3.2. Manifestación del daño sísmico	260
4.6.4. Reparación de cubiertas planas: azoteas	264
4.7. Daños Sísmicos en Particiones Interiores	268
4.7.1. Tabiquerías	268
4.7.1.1. Clasificación y conceptos generales	268
4.7.1.2. Sistemas de reparación de las particiones interiores	270
4.7.2. Revestimientos y acabados	273
4.7.2.1. Revestimientos interiores	273
4.7.2.2. Revestimientos exteriores	280

Anexo 1. Bibliografía y Textos de Referencia

Anexo 1.1. Textos de Referencia	285
Anexo 1.2. Normativa	295

Anexo 2. Glosario de Términos de Arquitectura y Geofísica

Anexo 2.1. Glosario.....	303
---------------------------------	------------





Capítulo 1.

Movimientos Sísmicos



1.1. Origen y Descripción del Fenómeno Sísmico

1.1.1. Causas de los terremotos

Un terremoto o sismo es una serie inesperada de movimientos vibratorios de la superficie terrestre que pueden alcanzar una gran violencia. Desde el punto de vista de las actividades humanas, las vibraciones del terreno provocadas por un terremoto pueden tener también efectos catastróficos. Entre estos tenemos el derrumbe de edificios, graves daños en infraestructuras (carreteras, vías férreas, puentes, etc.), inundaciones (provocadas por la rotura de presas o por efectos de los *tsunamis*^{1.1}) modificaciones permanentes en los terrenos y grandes incendios.

En base a las causas que los provocan, los terremotos pueden ser clasificados como sigue:

Terremotos Tectónicos

Son los más frecuentes y los más violentos. Son provocados por los fenómenos de rotura de la superficie terrestre a lo largo de determinadas superficies.

Terremotos Volcánicos

Son poco frecuentes y de baja intensidad. Tienen un carácter local, estando en general circunscritos a los alrededores de un volcán activo o en estado latente. Tales terremotos son debidos a las presiones elevadas alcanzadas por los gases en interior del volcán y preceden, o acompañan, una gran erupción.

Terremotos de Colapso

Son los menos frecuentes y más locales y superficiales. Son típicos de terrenos cársticos y son provocados por ejemplo por el repentino derrumbe de bóvedas subterráneas.

Terremotos Artificiales

Son causados por el hombre y, en general, son de débil intensidad. Pueden ser provocados por ejemplo por la explosión de bombas, de minas o por inesperados movimientos de importantes masas de agua (como el terremoto que tuvo lugar en 1967 en el centro de la India durante los trabajos para la construcción de una presa).

De ahora en adelante estudiaremos los terremotos de origen tectónico, que son, en general, los más frecuentes y desastrosos. El terremoto que se verificó en la región del río Mula en febrero de 1999 es de este tipo.

El *Terremoto Tectónico* es sólo uno de los efectos de un proceso dinámico que concierne todo nuestro planeta y que comporta transformaciones continuas, si bien extremadamente lentas, del aspecto físico de la superficie terrestre.

Una fascinante teoría formulada en 1915 por el geofísico alemán Alfred Wegener postulaba que hace doscientos millones de años toda la superficie terrestre emergente estaba en realidad reunida en un único supercontinente (Pangea), circundado de un enorme océano (Panthalassa) **Figura 1.1.** Sucesivamente grandes porciones de tierra se habrían separado de este bloque inicial para llegar a formar, con el paso de millones de años, los

^{1.1} Un Tsunami es una enorme ola de mar producida por un terremoto submarino que puede alcanzar una notable altura (hasta 50 metros). La llegada de esta enorme ola es, a menudo, precedida por una repentina retirada del mar en la costa.





continentes tal y como los conocemos en el presente. El continente sudamericano, por ejemplo, se habría separado de África hace cerca de 150 millones de años, alejándose de ésta para llegar lentamente a su posición actual. Para convencerse de la veracidad de tal hipótesis es sorprendente observar la correspondencia de los márgenes de la costa occidental de África con los de la costa oriental de Sudamérica.

Sólo recientemente la teoría de la *Deriva de los Continentes* de Wegener ha encontrado crédito y confirmaciones experimentales, gracias a levantamientos realizados por satélite y a los estudios de paleomagnetismo sobre rocas oceánicas. Hoy no se tienen dudas sobre el hecho de que las tierras emergidas se hayan movido en el pasado y sobre que unos lentísimos movimientos están aun en curso. Es precisamente a estos movimientos a los que se deben atribuir las causas de los terremotos o, si se prefiere, los terremotos son una demostración evidente del hecho de que los continentes están en movimiento. Este movimiento es también una de las causas de las erupciones volcánicas y de los lentísimos procesos que han llevado en el curso de los milenios a la formación de las cadenas montañosas (orogénesis), y que continúan aun ahora a formarlas y a modificarlas. Como apoyo y confirmación de la teoría de Wegener, algunos estudiosos de geotectónica observan que, si no hubiera habido un continuo proceso de orogénesis en acto, determinado justamente por el roce entre la tierra en movimiento, los fenómenos de erosión habrían, hace ya tiempo, allanado todas las cimas montañosas, reduciendo la tierra a una inmensa llanura que habría sido después cubierta por el agua.

Fig. 1.1.
Teoría de la Deriva de los Continentes

Según la hipótesis de la Deriva de los Continentes formulada por A. Wegener en los inicios del siglo XX, hace doscientos millones de años todas las tierras emergidas estaban unidas y formaban un único y gran continente, Pangea, circundado de un enorme océano, Panthalassa. De este bloque inicial se separaron seguidamente dos grandes masas continentales, una al norte, Laurasia, que contenía el actual continente asiático, el norteamericano y la actual Europa; y una al sur, Gondwana, constituida por los continentes africano y sudamericano. La placa India, que se encontraba en la parte inferior, se añadió después, lentamente, al continente asiático formando, con el transcurso de millones de años, a causa del encuentro con este, la cadena del Himalaya. El continente sudamericano por el contrario, comenzó a separarse de la zona Africana hace cerca de 150 millones de años.

Al final de los años 60 la teoría de la Deriva de los Continentes fue retomada y perfeccionada por el geólogo americano Harris Hess que elaboró la teoría de la *Tectónica de Placas*. Según esta teoría la *Litosfera* (conjunto de la Corteza Terrestre y de la parte superior del Manto) está fragmentada en grandes placas de tierra que se mueven las unas respecto a las otras, resbalando lentamente sobre el estrato subyacente llamado *Astenosfera* (Véase la sección esquemática del planeta tierra en la **Figura 1.2**). La Corteza Terrestre está formada en parte por la *Corteza Continental* de espesor comprendido entre 100 y 150 Km y constituida por rocas principalmente graníticas (peso específico 2.7 g/cm³), y en parte por la *Corteza Oceánica* cuyo espesor, más delgado, puede descender hasta por debajo de 10Km. La Corteza Oceánica está constituida prevalentemente por rocas basálticas (peso específico 2.9 g/cm³). En la **Figura 1.3** se reproducen las principales placas en las que está dividida la Litosfera que, como se ve, pueden ser continentales u oceánicas.

Los posibles movimientos entre Placas Tectónicas pueden separarse según los siguientes tipos:

a) Divergentes. Las placas tienden a separarse.

Los límites de las *Placas Divergentes* se encuentran principalmente en los fondos oceánicos. En correspondencia con estos límites se van formando las *Dorsales Oceánicas*, a lo largo de cadenas montañosas submarinas caracterizadas precisamente por estar divididas en dos por una profunda fractura a través de la cual ascienden materiales magmáticos desde el manto, **Figura 1.4.a**. El magma, al enfriarse, forma una nueva corteza terrestre e incrementa las placas empujándolas lentamente. Tal fenómeno (*rifting*) crea alrededor de 2.4 Km² de nueva *Corteza Oceánica* al año, provocando consecuentemente un progresivo crecimiento del fondo oceánico. El fenómeno del *rifting* puede dar lugar a la formación de nuevos mares (como el mar Rojo),

a erupciones volcánicas submarinas y, a veces, al nacimiento de nuevas islas volcánicas. Este fenómeno afecta en particular al océano Atlántico, que de hecho está en continua expansión.

b) Convergentes. Las placas se encuentran frontalmente.

Esto ocurre en las llamadas *Zonas de Subducción*. Las *Placas Convergentes* originan terremotos muy violentos. En general el contacto tiene lugar entre la placa oceánica y una placa continental y, en este caso, la placa oceánica, más pesada, se pliega y se introduce bajo la continental, **Figura 1.4.b**. Pero también puede ocurrir la colisión entre dos placas continentales con deslizamientos de una de ellas bajo la otra, **Figura 1.4.c**. En ambos casos, la zona inferior desciende a tal profundidad que se encuentra en la Astenosfera y ahí, a causa de las elevadas temperaturas, se funde con el material astenosférico. En opinión de los geólogos el fenómeno de subducción sería la causa de las formaciones de cadenas montañosas. Para ilustrar de manera intuitiva este hecho, se utiliza a menudo la imagen de un mantel empujado sobre una mesa. De modo análogo se debe imaginar que los bordes de la zona superior sean empujados en el transcurso de los milenios por la zona inferior y constreñidos de algún modo a encorvarse y plegarse sobre sí mismos, formando así los relieves montañosos. Típico ejemplo del fenómeno de orogénesis es la cadena del Himalaya, la más alta del mundo, formada en el curso de millones de años tras la colisión entre la India y Asia durante el periodo Cenozoico (hace cerca de 40 millones de años).

c) De Desgarre. Las placas patinan la una respecto de la otra moviéndose lateralmente.

Las *Placas de Desgarre* se deslizan a lo largo de las superficies llamadas *Fallas Pasantes o de Desgarro* (ver § 1.1.2) sin variar sus dimensiones, es decir, sin crear ni destruir Litosfera.

El fenómeno se caracteriza por terremotos no

profundos pero que pueden ser muy violentos.

El más notable ejemplo es el de los terremotos que tienen lugar en California a lo largo de la famosa Falla de San Andrés (San Francisco), en el confín entre la placa Norteamericana y la Pacífica. Durante el terremoto de San Francisco de 1906 el desplazamiento entre las dos placas llegó a alcanzar en algunos puntos hasta 7 metros.

Actualmente las placas están en movimiento, con una velocidad que varía entre 2 y 20 cm/año. Las causas de este movimiento son todavía hoy discutidas y objeto de estudio. La hipótesis más acreditada ha sido hasta ahora la que sostiene que el movimiento de las placas litosféricas sea debido a movimientos convectivos que tendrían lugar en el interior de la Astenosfera. Tales *movimientos convectivos* estarían causados por las diferencias de temperatura existentes en el interior de la Astenosfera. Esta hipótesis fue formulada por primera vez por el geólogo inglés Arthurt Holmes en 1930 y después retomada y sostenida a su vez por el propio Hess. Los movimientos convectivos que tienen lugar en la Astenosfera se pueden imaginar parecidos a aquellos que se pueden observar en un líquido en ebullición, pero extremadamente más lentos. Los materiales más calientes y ligeros de la Astenosfera suben hacia el alto, donde, a causa de las temperaturas más bajas, se enfrían, pasando a ser más densos (es decir, más pesados) y tienden entonces a descender nuevamente hacia abajo, donde, encontrando temperaturas más elevadas, se calientan de nuevo y comienzan desde el principio el movimiento. Este ciclo se repite infinitas veces dando lugar a la *corriente de convección* o a las que son llamadas *celdas de convección*. El mecanismo concreto según el cual

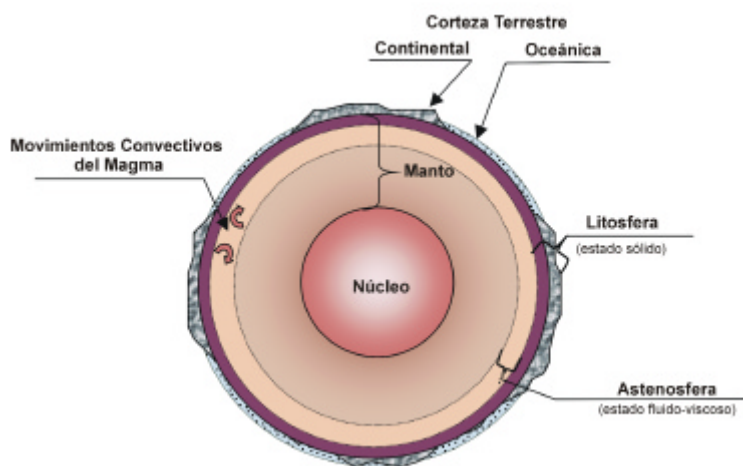


Fig. 1.2.
Sección esquemática del planeta Tierra

La parte más externa de la tierra es la Corteza Terrestre. Se trata de un retrato que comprende la Corteza Continental y la Corteza Oceánica. Su espesor puede alcanzar 150 Km bajo las cadenas montañosas más altas y descende incluso por debajo de los 10 Km concordando con los océanos. La Corteza Terrestre está constituida por rocas en estado sólido. Por debajo de ella está el Manto que se extiende hasta una profundidad de 2.900 Km. Tenemos después el Núcleo (con un radio de 3.500 Km) que se considera está subdividido en un estrato más extremo en estado fluido y en un núcleo interno en estado sólido caracterizado por una altísima densidad. La parte superior del Manto está constituida por roca dura y frágil y junto a la Corteza Terrestre forma la Litosfera (del griego λιθος=piedra). La Litosfera está fragmentada en algunos bloques llamados Placas Tectónicas. Bajo ella hay un delgado estrato de Manto llamado Astenosfera (del griego ασθενής=débil), caracterizado por las presiones y temperaturas elevadas (4.000°C) y compuesto por materiales en estado fluido-viscoso. El comportamiento de la Litosfera es de tipo frágil, lo que significa que sus propiedades mecánicas son tales que sean posibles fracturas repentinas, mientras que la Astenosfera está compuesta por materiales dúctiles y por tanto pueden deformarse plásticamente sin romperse.

En el interior de la Astenosfera las elevadas temperaturas provocarían movimientos convectivos del magma. Algunos estudiosos sostienen que debe ser atribuido precisamente a éste fenómeno el lento pero continuo movimiento de las placas de la Litosfera, que son inducidas a alejarse o a chocar entre ellas según el sentido de estos movimientos convectivos. La Litosfera y la Astenosfera no están completamente separadas una de la otra sino que existen puntos en los que se compenetran. El magma caliente de la Astenosfera asciende sobre la superficie terrestre coincidiendo con las Dorsales Oceánicas que constituyen largas fracturas en la Litosfera, **Figura 1.4.a**. La Litosfera a su vez se hunde en la Astenosfera coincidiendo con las fosas oceánicas (Zonas de Subducción), **Figura 1.4.b**.

se desarrollarían estos movimientos, así como la distribución y dimensión de las celdas de convección, son en cualquier caso, aspectos del fenómeno todavía no totalmente explicados.

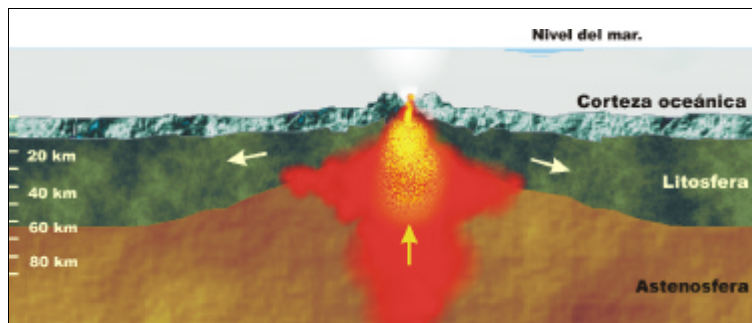
Recientemente algunos estudiosos han sostenido, por el contrario, que el movimiento de las placas estaría determinado por el empuje lateral provocado por la ascensión y salida del magma en el interior de las Dorsales Oceánicas (*ridge push*). En otros estudios (Seiya Uyeda) se afirma que un papel fundamental en el mecanismo del movimiento de las placas deba ser atribuido al fenómeno de la subducción que lleva consigo toda la placa oceánica (*slab pull*). En este momento ninguna teoría es capaz de dar una explicación completa a todos los aspectos del complejo fenómeno de las Placas Tectónicas. Esto es debido naturalmente al hecho de que las fuer-

zas que provocan tal movimiento se encuentran a gran profundidad, lo que hace por el momento imposible efectuar verificaciones o experimentos directos. Puesto que, en cualquier caso, parece que en el origen del movimiento de las Placas Tectónicas esté la energía térmica presente en el interior de nuestro planeta, se prevé que el progresivo enfriamiento de la tierra llevará con el paso de millones de años al cese del movimiento de las placas y por tanto a la desaparición de los fenómenos sísmicos, volcánicos y de orogénesis.

Fig. 1.3.
Subdivisión de la
Litosfera en placas en
movimiento

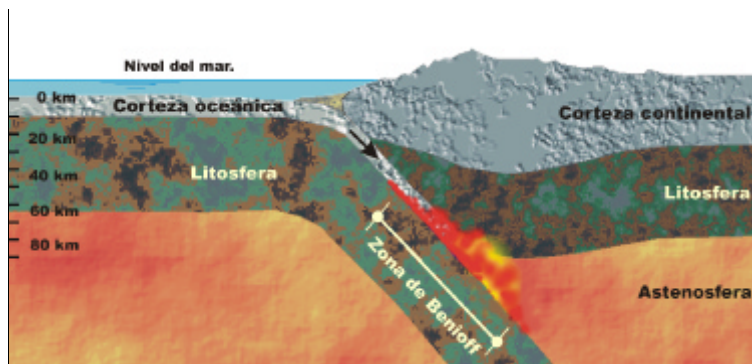


Fig. 1.4.a.
Placas Divergentes



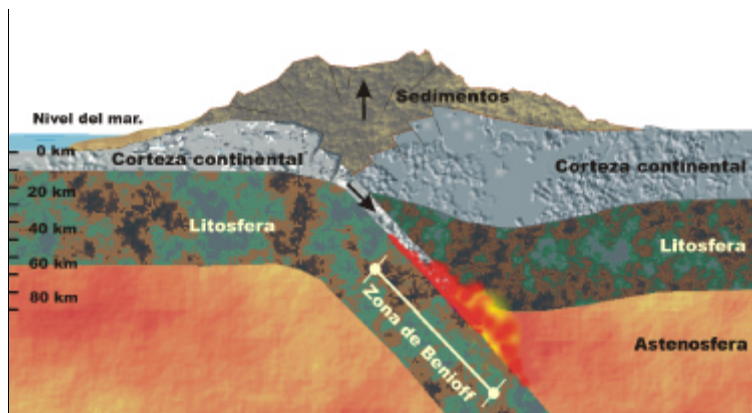
La salida del magma de la Astenosfera correspondiendo con la profunda rotura existente en el centro de la Dorsal Oceánica Atlántica (una gigantesca cadena montañosa submarina que atraviesa el océano Atlántico desde el ártico hasta el antártico). El magma en contacto con la Litosfera se enfría y forma una nueva corteza terrestre, empujando lateralmente las dos placas que tienden entonces a alejarse. Este lentísimo proceso de expansión, llamado *rifting* ha creado en el periodo de 200 millones de años el océano Atlántico, alejando África de América.

Fig. 1.4.b.
Placas Convergentes:
Oceánica y Continental



La corteza oceánica en su movimiento de alejamiento de las Dorsales Oceánicas choca frontalmente con una placa continental y siendo más pesada, se introduce bajo esta (zona de subducción) en coincidencia con las grandes fosas oceánicas en las que la descendiendo a gran profundidad, alcanza las altas temperaturas de la Astenosfera y se funde con ella. La superficie de contacto de la placa oceánica con la Astenosfera se denomina Zona de Benioff. El fenómeno de orogénesis sería debido al empuje producido por la placa oceánica sobre la placa continental. La placa oceánica Pacífica por ejemplo, tiende a hundirse bajo la placa continental de Sudamérica y con el paso de milenios ha provocado la aparición de la cadena montañosa de los Andes.

Fig. 1.4.c.
Placas Convergentes:
Oceánicas



Orógeno de borde continental activo

También pueden colisionar dos placas continentales con deslizamientos de una de ellas bajo la otra.

1.1.2. Descripción del fenómeno sísmico

A los movimientos de las placas se les atribuye el origen del fenómeno sísmico. A causa de éstos movimientos, de hecho, se supone que se genera un lentísimo pero gradual aumento del esfuerzo coincidiendo con la superficie de contacto entre dos placas diferentes. El esfuerzo que se corresponde con esta superficie puede continuar creciendo durante cientos de años hasta que en un punto de la roca se alcance el límite de rotura y repentinamente se tenga una rotura frágil que provoque el rápido deslizamiento de las superficies de contacto y la liberación de una enorme cantidad de energía elástica que provoca el terremoto. Este fenómeno se denomina *Rebote Elástico* y fue estudiado por el norteamericano H.I.Reid a principios de siglo. Reid propuso un modelo semi-cualitativo basado en la observación del deslizamiento a lo largo de la falla de San Andrés en California durante el terremoto de San Francisco de 1906.

La fractura entre dos placas la conocemos como *falla*. Las fallas pueden tener una longitud de cientos de kilómetros y una profundidad de hasta 100 Km. La mayor parte de ellas se encuentran a una gran profundidad pero algunas pueden alcanzar la superficie terrestre, como por ejemplo la Falla de San Andrés en California. La presencia de fallas profundas ha sido descubierta gracias a investigaciones mineras y petrolíferas. Las superficies de deslizamiento entre las placas correspondientes a una falla pueden ser verticales, horizontales o inclinadas. El desplazamiento entre las dos superficies de una falla se denomina *rechazo*. Si la falla ha permanecido activa durante miles de años el rechazo puede ser hasta de cientos de metros. Se pueden establecer tres

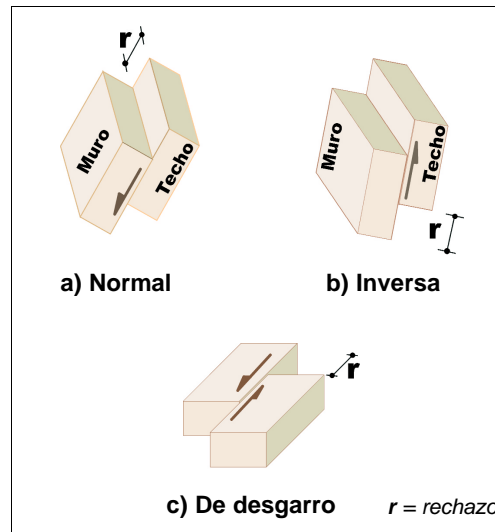


Fig. 1.5.
Tipos principales de fallas

tipos principales de fallas: *normales*, *inversas* y *de desgarro*. En los primeros dos tipos distinguimos un bloque superior llamado *techo* y uno inferior llamado *muro*. Si uno de los bloques desciende a lo largo de la superficie de deslizamiento la falla se denomina normal, **Figura 1.5.a**. Cuando por el contrario uno de los bloques asciende respecto del otro la falla se denomina inversa, **Figura 1.5.b**. Si, por último, el deslizamiento entre las placas tiene lugar lateralmente tenemos una falla de desgarro o pasante, **Figura 1.5.c**.

El punto en el que tiene lugar la rotura de la roca de la falla se denomina *hipocentro* o *foco* del terremoto. El hipocentro se encuentra en el interior de la superficie terrestre, a una profundidad que puede variar desde pocas decenas a algunos cientos de kilómetros (han sido registrados terremotos con hipocentros a 700 km de profundidad). La proyección del hipocentro sobre la superficie terrestre se denomina *epicentro* (**Figura 1.6**).

La energía elástica liberada en el proceso se irradia (ver § 1.2) por medio de *Ondas Elásticas de Volumen* que se propagan a través de la tierra hasta llegar a alcanzar la superficie. Cuanto mayor es la distancia entre el hipocentro y el epicentro, el terremoto es más profundo y por tanto su intensidad en la superficie terrestre es menor. Además, para

un terremoto dado, cuanto más nos alejemos del epicentro sobre la superficie terrestre (distancia D en la figura), menor será la intensidad de las sacudidas. Esto es así en un modo general, aunque hay que tener en cuenta que la propagación de las ondas depende no solo de la distancia sino de la configuración geológica de los terrenos atravesados.

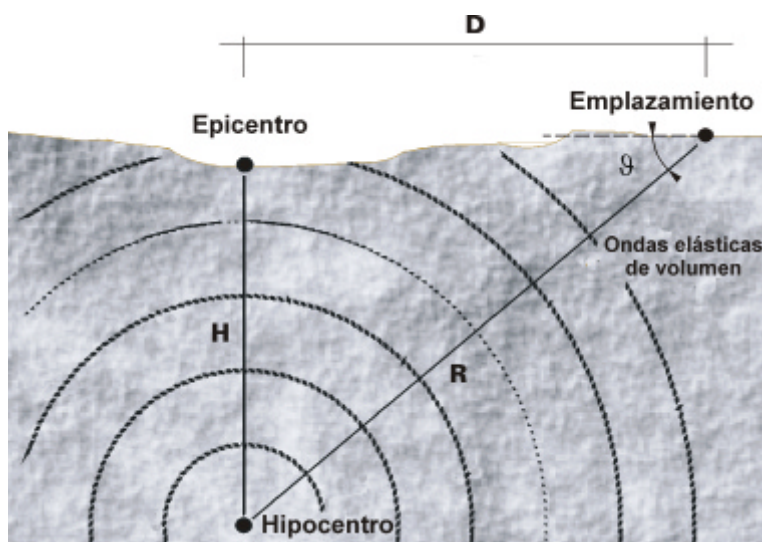


Fig. 1.6.
Transmisión de un seísmo

El hipocentro de un terremoto es el centro en el interior de la corteza terrestre del que parten las sacudidas sísmicas. Aun si normalmente se representa por medio de un punto, en realidad puede ser una zona de notables dimensiones. La proyección del Hipocentro sobre la superficie terrestre se denomina epicentro. Desde el hipocentro el terremoto se transmite a través de la superficie terrestre por medio de Ondas Elásticas de Volumen. Por ello este puede ser sentido también a grandes distancias del epicentro.

1.1.3. Distribución espacial y temporal de los terremotos

Distribución Espacial

Los terremotos no tienen lugar uniformemente sobre la superficie terrestre pero se verifican en áreas geográficas bastante limitadas y bien identificables. Si se representan en un plano geográfico todos los epicentros de los terremotos que han tenido lugar en un cierto número de años, se descubre que la mayor parte de estos se concentran a lo largo de franjas bien trazadas que se encuentran justo en los bordes de las placas. Se observe por ejemplo la **Figura 1.7** en la que se han señalado todos los sucesos sísmicos registrados en el mundo entre 1961 y 1967. Esta figura nos dota de un mapa significativo de la *Sismicidad Terrestre*, es decir, individualiza áreas sísmicamente activas a escala mundial (*Sismotectónica Global*). Una comparación entre la **Figura 1.7** y la **Figura 1.3** confirma el hecho de que la mayor parte de los terremotos tienen lugar a lo largo de los bordes de las placas segmentadas. En general distinguimos tres zonas de mayor actividad sísmica:

Cinturón Circun-Pacífico. Comprende todas las costas que asoman sobre el Océano Pacífico y numerosas ramificaciones. Cerca del 80 % de los terremotos violentos que tienen lugar en el mundo ocurren en zonas de subducción a lo largo de este cinturón (alrededor de 4.000 km de longitud), llamado por este motivo *Ring of Fire* (Anillo de Fuego).

Cinturón Alpide. Se extiende desde Birmania hasta los Alpes atravesando el Himalaya, para después sumergirse en el mar y, siguiendo el litoral Español y Portugués llegar hasta las Islas Azores.

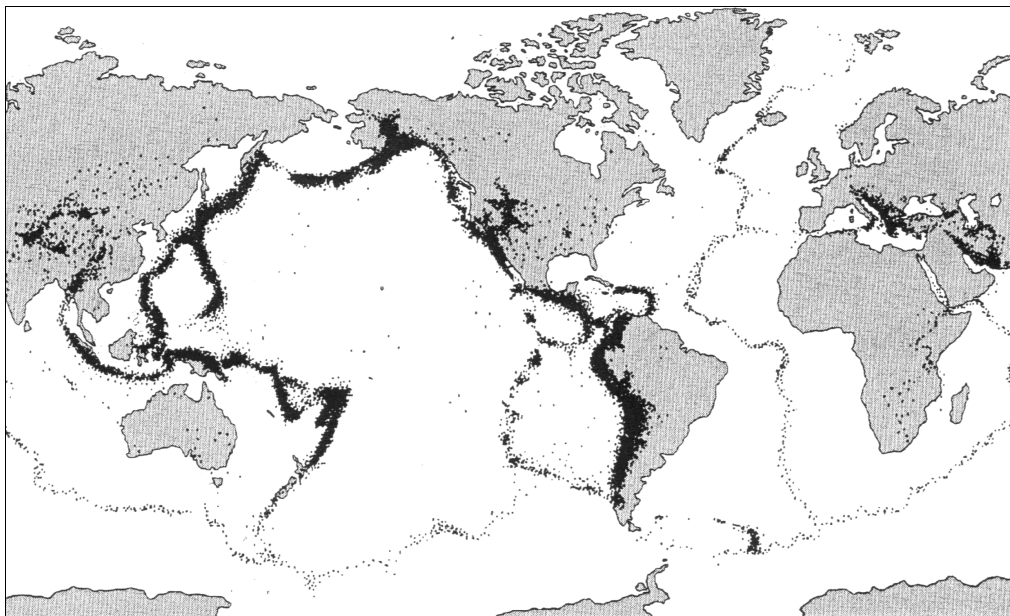


Fig. 1.7.
Mapa de Sismicidad del Mundo
Los puntos representan los epicentros de cerca de 30.000 terremotos registrados entre 1961 y 1967. (por Flores, 1999)

Cinturón Atlántico. Se extiende en dirección norte-sur a lo largo de las dorsales atlántica e India, en el centro del Océano Atlántico hasta el África sur-oriental. Los terremotos que afectan a esta faja tienen menor interés desde el punto de vista de los efectos sobre el hombre.

A estas tres franjas tenemos que añadir las zonas que se encuentran lejos de los bordes de las placas, como por ejemplo las regiones fracturadas de África Oriental. Los terremotos que sobrevienen a lo largo de los bordes de las placas se denominan con el término anglosajón *interplate earthquakes*, mientras que aquellas que ocurren en el interior de las placas son llamados *intraplate earthquakes*. Éstos últimos son menos frecuentes y mucho menos violentos que los primeros. El origen de los terremotos *intraplate* es todavía discutido ya que obviamente resulta difícil relacionar su origen con los movimientos que tienen lugar en el borde de las placas.

Desde un punto de vista de la prevención de los daños provocados por los terremotos y del proyecto antisísmico resulta muy útil el estudio de la distribución de los terremotos en zonas restringidas de la superficie terrestre (*Sismotectónica Regional*). Se pueden obte-

ner, en este caso, mapas de sismicidad mucho más detallados, en los que pueden reflejarse no sólo los epicentros de los terremotos sino también numerosos parámetros como la magnitud, profundidad del hipocentro, así como, por ejemplo, las características geológicas de la región (tipos de terrenos, presencia de cuencas, fallas y plataformas rocosas). Muchos países están elaborando mapas regionales y locales (*Macrozonación y Microzonación*) de gran utilidad en la definición y redacción de la normativa antisísmica.

Duración y Distribución Temporal

Un terremoto está, en general, precedido por un cierto número de pequeñas sacudidas llamadas *premonitorias*, que habitualmente son advertidas por los instrumentos. Tras ellas llegan las sacudidas *principales*, que son las más fuertes, cuya duración es del orden de pocas décimas de segundo. Por último se dan una serie de movimientos de intensidad decreciente, llamados *temblores de asentamiento o réplicas*, que pueden manifestarse a distancia de horas y días desde el evento sísmico principal. A veces las sacudidas de



asentamiento pueden durar algunos años. En términos de energía liberada éstas son millones de veces más pequeñas que la sacudida principal, pero puede suceder en algunos casos que sean del mismo orden de magnitud.

La duración de los temblores principales es un parámetro muy importante para determinar la violencia del terremoto. Desde un punto de vista estructural, la duración de los temblores está ligada al número de ciclos de carga a los que es sometido un edificio. El número de ciclos de carga es fundamental también en cuanto a los efectos locales del terremoto sobre el terreno (resulta crítico en los procesos de licuefacción).

Para evaluar la duración de un terremoto nos referimos en general al *acelerograma*, es decir, al diagrama en el que son registradas las aceleraciones producidas por el terremoto (ver § 1.3.2). El modo más simple para evaluar la duración de un terremoto es el de considerar el intervalo de tiempo transcurrido entre la primera y la última aceleración que superan un cierto valor establecido a priori. Por ejemplo, en el caso del terremoto de San Fernando de 1971, cuyo acelerograma ha sido representado en la **Figura 1.18**, se puede averiguar la duración del terremoto considerando el intervalo de tiempo en el que las aceleraciones superan el valor de $0.2\ g$, siendo g la aceleración de la gravedad. Se puede decir en este caso que el terremoto ha durado alrededor de 9 segundos. Si hubiéramos elegido un límite más bajo, habríamos obtenido, naturalmente, una duración mayor. En general se elige como valor límite $0.05\ g$. Otro modo para valorar la duración del seísmo es el de considerar el tiempo en el que se registra el 90 % de la energía total producida.

Una vez ocurrido el seísmo las rocas fracturadas se asientan con una nueva configuración de equilibrio. El asentamiento, como se ha visto, puede durar años y deberá de transcurrir un cierto periodo de tiempo antes de que se presenten nuevas condiciones de esfuerzo capaces de provocar una nueva rotura y por

tanto un nuevo terremoto en el mismo emplazamiento. Puesto que el terremoto no es un fenómeno estrictamente periódico, es decir, no se presenta a intervalos iguales de tiempo, el periodo que transcurrirá para una región dada, entre un evento sísmico y el siguiente, es un parámetro que no se puede conocer con anticipación. Se sabe, sin embargo, que el intervalo de tiempo entre dos seísmos de igual magnitud (*periodo de retorno*) aumenta al aumentar esta última. En otras palabras podemos decir que los terremotos más violentos tienen periodos de retorno mayores. El problema de la estimación de los posibles periodos de retorno de los seísmos de una cierta violencia en una determinada zona, se afronta en términos estadísticos.

1.2. Propagación de las Ondas Sísmicas

1.2.1. Conceptos de teoría de ondas

La característica fundamental de las ondas es la de transferir energía sin transporte de materia. El movimiento de una onda se describe bien con el movimiento de una cuerda de gran longitud con un extremo fijo, cuando el otro extremo se desplaza sucesivamente y velozmente hacia arriba y hacia abajo. En la **Figura 1.8** se ha representado la configuración que adopta una cuerda en un cierto instante y, a puntos, las configuraciones alcanzadas en instantes de tiempo sucesivos. Se puede observar que las crestas y los valles de la onda se desplazan en dirección longitudinal (dirección de propagación de la onda). Por el contrario, las partículas de la cuerda se desplazan verticalmente, oscilando con movimiento armónico a ambos lados de su posición de equilibrio (vease el ejemplo de la partícula amarilla denominada A en la figura). El desplazamiento $y(t)$ de una partícula genérica en función del tiempo, viene dado por:

$$y(t) = a \sin(\omega t + \varphi) \quad (1.1)$$

donde a es la máxima amplitud del movimiento, ω se denomina *pulsación* y φ *ángulo de fase*. La pulsación viene dada por $\omega = 2\pi / T$, siendo T el periodo de oscilación de la partícula, es decir, el intervalo de tiempo necesario para que las partículas cumplan una oscilación completa hasta llegar a la posición de partida. El movimiento de todas las partículas tiene lugar con la misma pulsación ω (con el mismo periodo T) y con igual amplitud a , pero con distinto ángulo de fase. Por ejemplo, las partículas A y B en la **Figura 1.8** están en oposición de fase, mientras que A y C están en fase entre ellas. El desfase entre las oscilaciones de las partículas provoca el movi-

miento de las crestas y de los valles de la onda en dirección ortogonal a la dirección del movimiento de las partículas. Se define la *longitud de onda* λ , como la distancia entre dos partículas pertenecientes al medio, que se hallen en fase. El desfase φ se puede expresar en función de la longitud de onda como $\varphi = 2\pi x / \lambda$ donde x representa la posición de la partícula respecto a un eje de referencia. Otra magnitud característica del movimiento es la *frecuencia de oscilación* de las partículas, dado por el inverso del periodo: $f = 1 / T$, que representa el número de veces que una partícula alcanza la posición de equilibrio por segundo.

Las ondas que se transmiten con dirección ortogonal a la dirección de los desplazamientos de las partículas del medio en el que se propagan se denominan *Ondas Transversales*. Es importante observar que las partículas oscilan sólo en dirección transversal y que el hecho de que la onda se propague en dirección longitudinal no comporta en ningún modo el transporte de las partículas en la misma dirección. Las ondas transversales se pueden propagar sólo en los sólidos porque requieren un medio que resista esfuerzos de cortante.

La ecuación del movimiento de una onda transversal es la siguiente:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{1}{V^2} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (1.2)$$

donde y es el desplazamiento de una partícula genérica en movimiento armónico y x es la posición de la misma partícula en el medio (**Figura 1.8**). Esta ecuación liga la aceleración



de una partícula genérica en el medio, con la derivada segunda del desplazamiento y de la partícula respecto a su posición x . El parámetro V es la *velocidad de propagación de la onda*, es decir, la velocidad con la que las crestas y los valles se mueven en el medio y se encuentra ligado a la longitud de onda (λ) y a la frecuencia de oscilación de las partículas (f) gracias a la sencilla relación $V = \lambda \cdot f$. Se puede observar que sea cual sea el tipo de onda considerado, la velocidad de propagación de ésta puede ser expresado como una función de las características elásticas y de la densidad del medio atravesado. Es necesario, por último, destacar que la velocidad de propagación de la onda es una cantidad diferente, aunque relacionada, respecto de la velocidad de oscilación de la partícula unitaria. Esta última se obtiene derivando la relación (1.1) respecto al tiempo.

Existen también ondas cuya dirección de propagación es paralela al movimiento de oscila-

ción de las partículas. En este caso hablamos de *Ondas Longitudinales*. También en este caso las partículas oscilan en torno a una posición de equilibrio y la propagación de la onda en el medio tiene lugar sin transporte de materia. La ecuación del movimiento de las partículas son análogas a (1.1) y (1.2). Las ondas longitudinales, a diferencia de las transversales, se propagan también en los líquidos y gases. Un ejemplo típico de ondas longitudinales son las ondas sonoras. Las ondas sísmicas, como veremos, pueden ser tanto de tipo longitudinal como de tipo transversal.

Las ondas transversales y longitudinales son a menudo denominadas como *Ondas Elásticas de Volumen*, por cuanto que se propagan en el interior de medios elásticos tridimensionales. Cuando una sección paralela a la dirección de propagación de la onda es suficiente para describir el comportamiento del medio, las ondas elásticas son *Ondas Planas*. La **Figura 1.8** puede ser vista como una sección del medio elástico en el que se está propagando una onda transversal. La onda es plana si cualquier plano paralelo al elegido por la figura, nos da para ese mismo instante, la misma configuración del medio. Para que esto suceda todas las partículas que se encuentran en planos perpendiculares a la dirección del movimiento deben de tener la misma fase. Por ejemplo, si la onda es plana, un plano perpendicular a la dirección del movimiento de la onda, pasando por A, individualiza en el medio todas aquellas partículas que se encuentran en la misma posición que A. Frente a las ondas planas podemos distinguir también *Ondas Esféricas*. En este caso la fuente de las ondas es un punto y las partículas del medio con igual fase se hallan no en un mismo plano sino en una superficie esférica. Las ondas esféricas podrían haber sido provocadas, por ejemplo, por una explosión. Si bien es posible establecer la división entre ondas planas y ondas esféricas, en la práctica, de todas formas, a una breve distancia de la fuente las ondas esféricas se transforman en ondas planas.

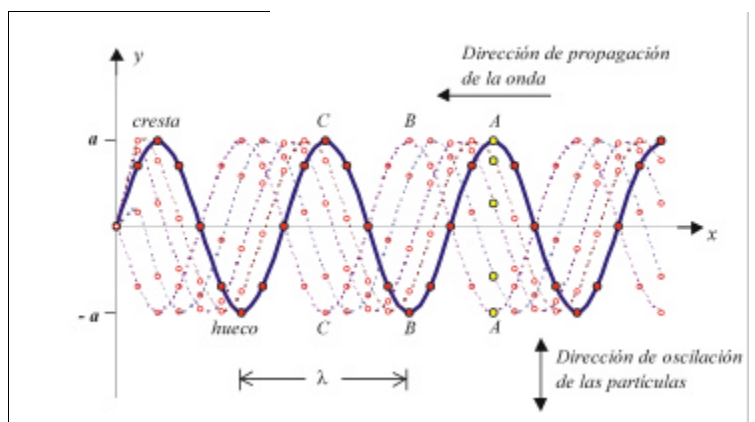
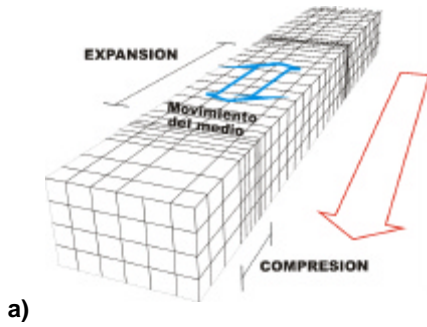


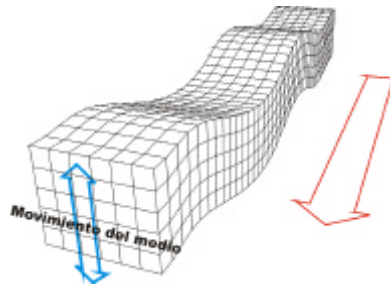
Fig. 1.8.
Onda transversal genérica

Onda progresiva en una cuerda, producida por el movimiento en dirección vertical del extremo libre. Cada partícula unitaria de la cuerda oscila en dirección vertical en torno a su propia posición de equilibrio, alcanzando los valores de amplitud máxima positiva (crestas) o negativa (valles). Las partículas se hallan todas desfasadas entre sí, de tal forma que mientras una alcanza la posición máxima positiva, otra alcanza la de mínimo negativo. Esto comporta por una parte que la onda se propague en dirección longitudinal pero sin que conlleve el transporte de las partículas con su movimiento en la misma dirección.

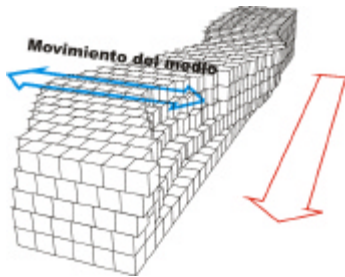
1.2.2. Ondas Sísmicas



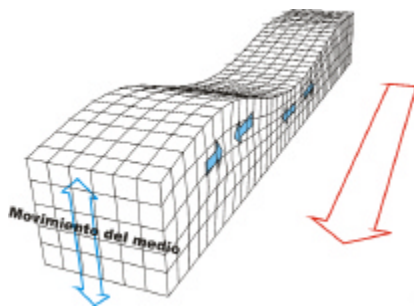
a)



b)



c)



d)

Las ondas sísmicas pueden ser ondas elásticas de volumen y ondas elásticas de superficie. Las primeras se propagan desde el hipocentro hasta la superficie terrestre, atravesando los estratos rocosos de la litosfera, mientras que las segundas transmiten las vibraciones a lo largo de la superficie terrestre.

Ondas sísmicas de volumen

Las ondas sísmicas de volumen pueden ser de los dos tipos ya estudiados: ondas longitudinales y ondas transversales.

Las *Ondas Longitudinales*, llamadas también de *Dilación*, *Primarias* u *Ondas P*, comportan una serie de compresiones y de enrarecimientos del medio en el que se propagan **Figura 1.9.a**. Su dirección de propagación es longitudinal y coincide con la dirección de oscilación del medio atravesado. Tales ondas, como las ondas sonoras, se transmiten en cualquier medio, sea líquido, sólido o gaseoso, y provocan el rumor sordo que se siente en la superficie poco antes del acaecimiento de un movimiento sísmico.

Las ondas sísmicas longitudinales son las más veloces y son portanto las primeras en ser registradas en las estaciones de seguimiento. Su velocidad de propagación viene dada por:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (1.3)$$

donde E es el módulo de rigidez a compresión unidimensional del medio y ρ es su densidad. Podemos deducir de la fórmula (1.3) que la

Fig. 1.9.
Representación esquemática de los principales tipos de ondas sísmicas

a. Ondas Primarias (Longitudinales)

b. Ondas Secundarias (Transversales)

c. Ondas Superficiales de Love

d. Ondas Superficiales de Rayleigh



velocidad de propagación aumenta al disminuir la densidad del medio. Cerca de la superficie terrestre las ondas longitudinales tienen una velocidad cercana a 8 Km/s. La velocidad aumenta, en general, con la profundidad.

Las *Ondas Transversales*, llamadas también *Ondas de cortante*, *Secundarias* u *Ondas S*, se propagan en dirección perpendicular a la dirección de oscilación de las partículas del medio (**Figura 1.9.b**). Tales ondas se propagan sólo a través de los sólidos y son menos veloces que las ondas P. Su velocidad de propagación se puede expresar como:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.4)$$

donde G es el módulo de rigidez transversal del medio. Las ondas transversales pueden tener una componente sobre el plano horizontal, SO, y una en el plano vertical, SV.

Las ondas sísmicas de volumen se propagan desde el origen del terremoto, correspondiente a la falla, hasta la superficie terrestre, atravesando diferentes estratos de roca y de terreno. Las características y la configuración de los terrenos atravesados pueden influir y modificar notablemente las características de las mismas ondas. Según los estratos de

terreno que atraviesen, las ondas sísmicas pueden reflejarse, refractarse, interferirse, atenuarse o amplificarse, variando su velocidad, dirección, amplitud y hasta su tipo. Este último caso se verifica por ejemplo en la región de la superficie terrestre donde se transforman las ondas de volumen en ondas superficiales.

En el paso de un estrato con material de tipo 1 a un estrato con material de tipo 2, se pueden verificar fenómenos de reflexión o de refracción de las ondas, que dependen de las características de la onda incidente y de las propiedades de los dos medios en contacto, como se ilustra en la **Figura 1.10**. En la figura se debe hacer notar que la onda incidente de tipo transversal SV puede generar además ondas reflejadas o refractadas de tipo longitudinal P. Las direcciones asumidas por las ondas reflejadas o refractadas (individualizadas por los ángulos de incidencia i , de reflexión r y s , y de transmisión t y u), están vinculadas a la velocidad de propagación de los dos medios por la *Ley de Snell*:

$$\frac{\sin i}{V_{S1}} = \frac{\sin r}{V_{S1}} = \frac{\sin s}{V_{P1}} = \frac{\sin t}{V_{S2}} = \frac{\sin u}{V_{P2}} \quad (1.5)$$

En el paso de un medio de propagación a otro, se pueden comprobar amplificaciones o reducciones de las amplitudes de desplazamiento. Esto es debido a que las amplitudes de desplazamiento son inversamente proporcionales a la impedancia^{1.2} de los medios atravesados. La *Impedancia Sísmica* Z se define como el producto de la densidad del medio con la velocidad de propagación: $Z = \rho V$. De este modo la amplitud a_r de una onda refractada se halla ligada a la impedancia sísmica de los medios por la relación:

$$a_r = \frac{2}{1 + \mu} a_i \quad (1.6)$$

^{1.2} Cualquier medio a través del cual se propagan las ondas opone una cierta resistencia a su movimiento, que se denomina impedancia y que depende de las características elásticas, inerciales y de amortiguamiento del medio.

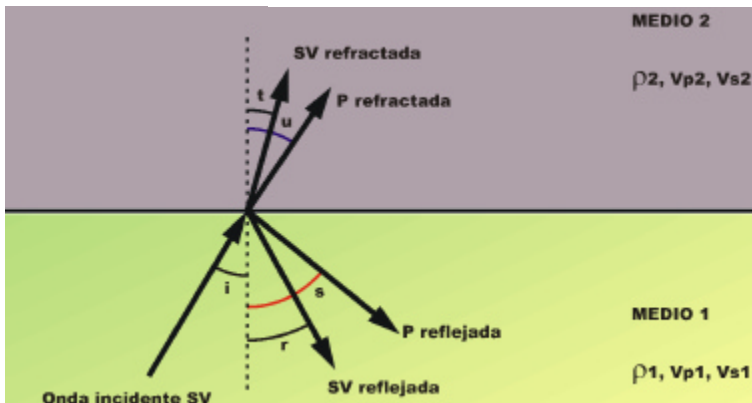


Fig. 1.10.
Fenómenos de Refracción y de Reflexión

Fenómenos de reflexión y refracción producidos por la onda secundaria SV incidente en la superficie interfaz entre un medio de tipo 1 y un medio de tipo 2. (de Lanzo y Silvestri, 1999)

en donde a_i es la amplitud de la onda incidente y μ es la relación entre la impedancia de los dos medios ($\mu = Z_2 / Z_1$).

En general, la velocidad, la densidad y la inclinación de los estratos, disminuyen a medida que nos acercamos a la superficie terrestre. Esto significa que la amplitud de los desplazamientos aumenta y que la dirección de las ondas de volumen se tuerce cada vez más hacia la vertical en la proximidad a la superficie terrestre, **Figura 1.11**. En la superficie las ondas de volumen llegan prácticamente ortogonales. Las ondas longitudinales conllevan por tanto desplazamientos verticales del terreno mientras que las ondas transversales provocan desplazamientos prácticamente horizontales. Son estas últimas en realidad las más peligrosas para los edificios.

Ondas Sísmicas de superficie

Cuando las ondas de volumen llegan hasta una superficie libre (la superficie terrestre) no pueden refractarse y se generan las ondas superficiales. Las *Ondas Superficiales* se propagan a lo largo de la superficie terrestre a partir del punto en el que se unen a las ondas de volumen. Son las ondas sísmicas más len-

tas y por ello son las últimas en ser registradas por los sismógrafos. Pueden ser de diferentes tipos entre los que los más notables son las *Ondas de Love* (llamadas también *Ondas L*) y las *Ondas de Rayleigh*. Las primeras conllevan oscilaciones del medio en el plano horizontal que producen esfuerzos de cortante. Las ondas de Rayleigh, por el contrario, son producidas por la combinación de las Ondas P y de la componente vertical de las Ondas S, provocando oscilaciones verticales caracterizadas por componentes paralelas y perpendiculares a la dirección de la onda. Ambos tipos de ondas sísmicas superficiales han sido representadas de forma esquemática en las **Figuras 1.9.c y 1.9.d**.

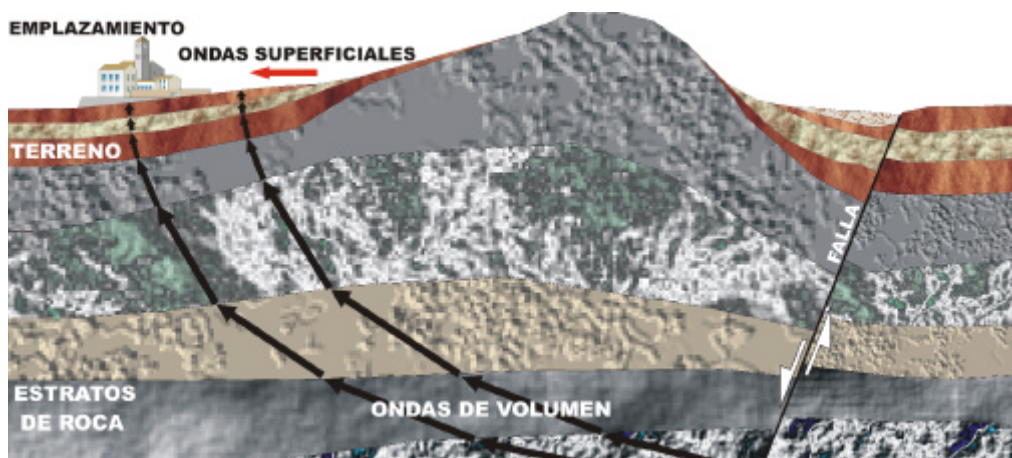


Fig. 1.11.
Refracción de las ondas a través de la corteza

Esquema del recorrido de las ondas sísmicas que cambian su dirección debido al fenómeno de refracción. Coincidiendo con los estratos del terreno bajo la superficie terrestre las pendientes de propagación de las ondas cambian progresivamente tendiendo hacia la vertical.



1.2.3. Determinación de la posición del epicentro y del hipocentro

Gracias a los estudios del comportamiento de las ondas sísmicas se ha podido llegar a los actuales conocimientos sobre la estructura y conformación de la tierra. El estudio comparativo entre los registros de un mismo terremoto tomados en estaciones de monitorización dispuestas en localidades diferentes sobre la superficie terrestre, nos consiente de hecho reconstruir el camino de las ondas sísmicas y evidenciar la presencia de discontinuidades en los estratos atravesados. Las ondas P por ejemplo son capaces de atravesar el núcleo terrestre mientras que las ondas S no. Esto ha hecho suponer la presencia de material en estado líquido en el interior del mismo.

El conocimiento de las características de las ondas sísmicas nos permite también determinar la posición del hipocentro y del epicentro de un terremoto. Para determinar la posición del epicentro se procede tal y como sigue. Se considera el acelerograma del terremoto registrado en un emplazamiento (1). Del acelerograma del terremoto es posible discriminar, con una buena aproximación, el momento de llegada de las ondas P, el de la llegada

de las ondas S y, por último, el instante de llegada de las ondas superficiales, más lentas que las anteriores, **Figura 1.12**. Posteriormente es posible relacionar el intervalo de tiempo transcurrido entre la llegada de la primera onda P y de la primera onda S, con la distancia D_1 existente entre el emplazamiento (1) y el epicentro. (Esto es posible por medio del uso de gráficas que relacionan distancia y tiempo, perfeccionadas gracias al estudio de sismogramas registrados durante pruebas atómicas en las que el origen de las vibraciones se halla perfectamente localizado). Una vez obtenido D_1 sabemos que el epicentro deberá de encontrarse sobre la circunferencia con centro en el emplazamiento (1) considerando un radio D_1 . Para determinar con bastante precisión la posición del epicentro son suficientes los acelerogramas del mismo terremoto registrados en otros dos emplazamientos diferentes del primero, que llamamos (2) y (3). El epicentro deberá de encontrarse al mismo tiempo sobre las circunferencias de radios D_1 , D_2 y D_3 con centros respectivos en los emplazamientos (1), (2) y (3), y por tanto en el punto de intersección de las tres, **Figura 1.13**.

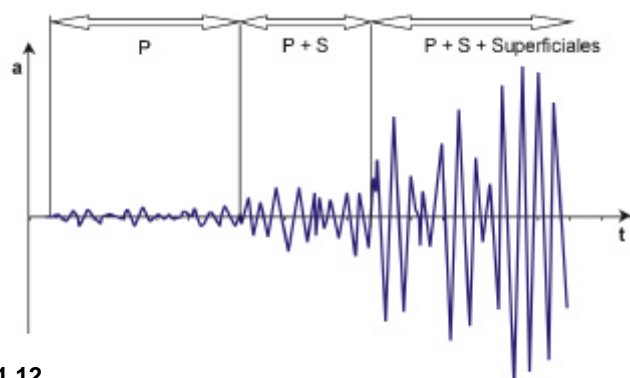


Fig. 1.12.
Acelerograma tipo

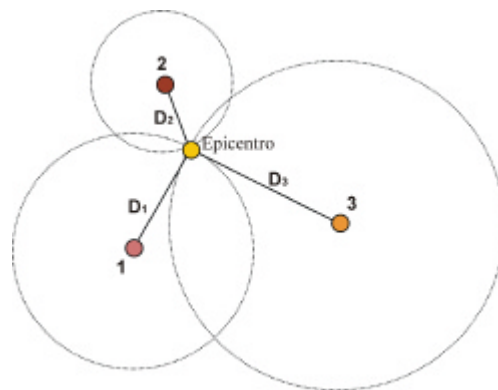


Fig. 1.13.

Localización del epicentro de un terremoto

A través de los sismogramas registrados en tres puntos diferentes (1), (2) y (3), es posible obtener las distancias D_1 , D_2 y D_3 desde estos puntos hasta el epicentro. Éste estará situado en el punto de intersección entre las tres circunferencias con centro en los tres lugares considerados y radios respectivos D_1 , D_2 y D_3 .

Una vez determinada la posición del epicentro, la profundidad del hipocentro podría ser determinada utilizando la relación:

$$H = D \tan \theta \quad (1.7)$$

que se obtiene fácilmente en la **Figura 1.6**.

Puesto que el ángulo θ es desconocido, para deducirlo es necesario realizar algunas aproximaciones. Si se considera la intensidad en términos de aceleración a_1 en el lugar considerado y la aceleración a_e relativa al epicentro (esta última obtenida de manera aproximada), puesto que la intensidad expresada en términos de aceleración máxima es inversamente proporcional al cuadrado de la distancia del hipocentro, se tiene que:

$$H^2 / R^2 = a_1 / a_e = (\sin \theta)^2 \quad (1.8)$$

Con esta relación se puede obtener el ángulo θ , que insertado en la relación (1.7) permite realizar una estimación de la profundidad del hipocentro.



1.3. Medida y Previsión de un Terremoto

1.3.1. Violencia de un terremoto

El hipocentro de un terremoto, se encuentra en el interior de la tierra, a menudo a gran profundidad. Cuando tiene lugar la rotura de una falla, las ondas sísmicas transmiten las vibraciones desde el hipocentro hasta la superficie terrestre. La transmisión depende de diferentes factores entre los que se encuentran la energía liberada, la profundidad del hipocentro, la conformación y las características de las rocas y de los terrenos atravesados, y la distancia desde el lugar en el que se nota el terremoto hasta el epicentro. Por este motivo la violencia del mismo suceso sísmico puede ser muy diferente de un punto a otro de la superficie terrestre. Es necesario subrayar el hecho de que, incluso siendo único el evento sísmico en profundidad, se pueden tener efectos diferentes y por tanto distintas medidas del mismo en emplazamientos diferentes sobre la superficie terrestre.

La violencia de un terremoto dado puede ser medida en términos de intensidad o de magnitud. Mientras que la *intensidad* mide los efectos de un terremoto en un lugar preciso sobre la superficie terrestre, la *magnitud* mide la liberación de energía en el hipocentro.

Esto significa que para un mismo suceso sísmico se tiene sólo un valor de magnitud mientras que podemos tener muchos valores de intensidad.

1.3.1.1. Intensidad de un sismo

La intensidad de un terremoto en un determinado lugar puede ser medida en términos cualitativos o cuantitativos. En términos *cualitativos*, la intensidad del seísmo puede determinarse evaluando los daños producidos

sobre los edificios o las infraestructuras civiles y observando las reacciones de los hombres o de los animales durante el acaecimiento del seísmo. Para realizar tal medida cualitativa se utilizan escalas subjetivas como las escalas de Mercalli, Rossi y Forel, MSK (Mercalli Modificada, también, llamada MM). En la **Tabla 1.1** se refleja la escala Mercalli Modificada, constituida por la escala originaria con diez grados, ideada por el italiano Giuseppe Mercalli, a la que Cancani y Sieberg le añadieron otros dos grados de intensidad. Es fácil darse cuenta del carácter cualitativo y de la subjetividad de dicha escala de medida.

La intensidad de un terremoto puede ser valorada también de manera *cuantitativa*. Se puede medir, por ejemplo, el extremo máximo de aceleración (de velocidad o de desplazamiento) alcanzado por el terreno durante un seísmo. Este valor puede ser obtenido del acelerograma, es decir del diagrama en el cual han sido reflejadas las aceleraciones sufridas por el terreno en función del tiempo, **Figura 1.18**. Los diagramas de las aceleraciones y de los desplazamientos del terreno se obtienen a través de oportunos instrumentos de medida de las vibraciones como son los *acelerómetros* y los *vibrómetros* generalmente llamados *sismógrafos*, que serán descritos en § 1.3.2. Estas medidas de intensidad son referidas al transcurso temporal del terremoto y por tanto se dicen efectuadas en el dominio del tiempo.

La intensidad del terremoto se puede evaluar también en el dominio de las frecuencias. Para ello se utiliza el Espectro de Respuesta del terremoto o bien el *Espectro de Fourier*. El *Espectro de Respuesta* nos provee del máxi-

Intensidad	Efectos del Terremoto
I. Instrumental	No Sentido. Tan solo por los sismógrafos y por algunas personas bajo circunstancias especialmente favorables.
II Muy Débil	Sentido sólo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos elevados de los edificios.
III Débil	Sentido con bastante nitidez en los interiores, especialmente en los pisos superiores de los edificios, si bien muchas personas no lo reconocen como terremoto. Vibraciones similares a las producidas por el ferrocarril.
IV Moderada	Sentido en interiores por muchas personas y caminando por la calle. Vibran los objetos y los vehículos en reposo, vibraciones de vitrinas, platos y puertas.
V Poco fuerte	Sentido por casi todo el mundo. Muchos se despiertan, a veces se observan cambios en árboles, postes y otros objetos altos, las campanas suenan, los objetos se caen y los cuadros oscilan.
VI Fuerte	Los árboles oscilan, los cristales de las ventanas se rompen, los libros caen de las estanterías, algunos muebles caen. Leves daños en edificios de tipo D.
VII Muy Fuerte	Dificultad para estar en pie. Advertido por los conductores. Caída de trozos de revestimientos, cornisas, y ornamentos arquitectónicos. El agua se enturbia. Grietas en las paredes y daños en los edificios de mampostería de tipo D. Algunas grietas también en los edificios de tipo C.
VIII Destructiva	Los conductores en automóvil son fuertemente desviados. Rampas rotas, daños en los paramentos, derrumbe de paredes, vuelco de chimenas, monumentos, depósitos suspendidos. Modificaciones de los manantiales y pozos. Daños hasta el colapso parcial de los edificios de tipo C y algunos daños en los edificios de tipo B. Ningún daño en los edificios de tipo A.
IX Ruinosa	Pánico general. Los edificios más débiles de mamposteía se derrumban, daños en las cimentaciones y en las estructuras de los edificios; graves daños en los depósitos; rotura de conducciones; fracturas del terreno.
X Desastrosa	Edificio D destruidos, edificios de tipo C gravemente dañados, a veces incluso hasta el colapso, edificios de tipo B dañados seriamente.
XI Muy Desastrosa	La mayor parte de las estructuras de mampostería y de cemento armado destruidas junto con sus cimentaciones; puentes destruidos; serios daños en presas y canales; desbordamientos de ríos; vías del tren dobladas; desprendimientos de terrenos en pendiente; profundas fracturas del terreno.
XII Catastrófica	Pocos edificios quedan en pie. Las vías del tren son desviados completamente; los puentes caen ; las líneas subterráneas completamente fuera de uso; grandes desprendimientos y alagamientos. Destrucción prácticamente total. Objetos lanzados al aire. Se aprecian ondas en la superficie. Se separan grandes masas de tierra.

Tabla 1.1
Escala MSK
Mercalli Modificada

Edificios de Mampostería de Tipo A: Buena calidad de ejecución, buenos materiales y buen proyecto. Reforzados especialmente lateralmente y unidos mediante elementos de acero u hormigón armado proyectados para resistir fuerzas laterales.

Edificios de Mampostería de Tipo B: Buena calidad de ejecución y cementos. Reforzados pero no proyectados para resistir esfuerzos laterales.

Edificios de Mampostería de Tipo C: Calidad de ejecución y materiales ordinarios. Ligados en las esquinas pero no reforzados ni proyectados para resistir a las fuerzas laterales.

Edificios de Mampostería de tipo D: Materiales perecederos como ladrillos cocidos al sol. Ejecución deficiente y débiles horizontalmente.



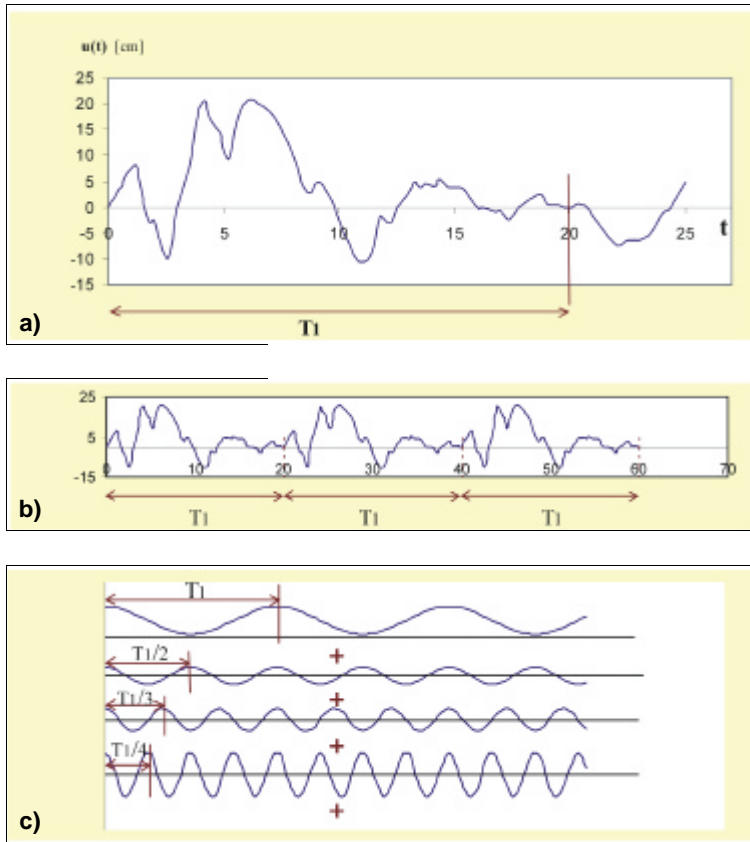


Fig. 1.14.
Método para obtener el espectro de Fourier discreto de un terremoto

a. Desplazamiento del terreno un terremoto (El Centro, 1940)

b. Construcción de una función periódica ficticia

c. Descomposición de la función periódica en la suma de infinitas funciones armónicas de periodo decreciente

mo desplazamiento (velocidad o aceleración) sufrido por un sistema con un grado de libertad durante el terremoto considerado. Con el Espectro de Fourier, en cambio, obtenemos el contenido en frecuencias del terremoto. Éste último es utilizado sobre todo en sismología mientras que el instrumento más útil desde el punto de vista del control sísmico de los edificios es el Espectro de Respuesta cuyas bases teóricas serán descritas en el Capítulo 3. Por ahora ilustraremos algunos conceptos relativos al Espectro de Fourier que nos serán útiles a la hora de comprender el fundamento de los equipos de medida.

Para obtener el Espectro de Fourier de un terremoto consideramos el desplazamiento del terreno $u(t)$, que representa la *historia*

temporal del terremoto. El desplazamiento del terreno durante el terremoto es una función no periódica que varía de forma muy irregular en el tiempo, como se puede apreciar en la **Figura 1.14.a**, en la que ha sido reproducido, a título de ejemplo, el desplazamiento del terreno durante el terremoto de El Centro (California, mayo 1940).

Para extraer el Espectro de Fourier de una función es necesario, no obstante, que la función sea periódica. Se puede recurrir entonces al siguiente artificio. Se considera la función $u(t)$ en un intervalo de tiempo entre 0 y un instante T_1 , elegido de manera tal que quede comprendida la parte más relevante del fenómeno sísmico. Se construye a este punto una función ficticia periódica de periodo T_1 , repitiendo infinitas veces el tramo de diagrama comprendido entre 0 y T_1 , **Figura 1.14.b**.

La función periódica así obtenida puede ser descompuesta en una serie de Fourier, es decir, en la suma de infinitas funciones armónicas de periodos decrecientes ($T_n = T_1/n$, $n=1,2,\dots,\infty$):

$$u(t) = A_0 + \sum_{n=1}^{\infty} A_n \cos\left(\frac{2\pi}{T_n}t\right) + \sum_{n=1}^{\infty} B_n \sin\left(\frac{2\pi}{T_n}t\right) \quad (1.9)$$

En esta expresión el término constante A_0 representa el valor medio de la función, A_n y B_n son las amplitudes de las funciones armónicas^{1,3}, mientras que T_n es el periodo propio de la n -ésima armónica. En la **Figura 1.14.c** han sido representadas esquemáticamente las cuatro primeras armónicas de la serie. Si se muestran en un diagrama los coeficientes de la serie de Fourier en función de la frecuencia $f_n = 1/T_n$ se obtienen segmentos a intervalos regulares que representan el *Espectro de Fourier Discreto* de la función. El espectro de Fourier, en realidad, está formado por un par de diagramas: *espectro de amplitu-*

^{1,3}
 $A_0 = \frac{1}{T_1} \int_0^{T_1} u(t) dt$, $A_n = \frac{2}{T_1} \int_0^{T_1} u(t) \cos\left(\frac{2\pi}{T_n}t\right) dt$, $B_n = \frac{2}{T_1} \int_0^{T_1} u(t) \sin\left(\frac{2\pi}{T_n}t\right) dt$ $n=1, 2, 3, \dots$

des y espectro de fase, en los que se reproducen respectivamente las cantidades

$$C_n = \sqrt{A_n^2 + B_n^2} \quad \varphi_n = \tan^{-1}(B_n / A_n) \quad (1.10)$$

en función de la frecuencia f_n . En la **Figura 1.15.a** se muestra un ejemplo de espectro de Fourier discreto en términos de amplitud.

Otro modo para obtener el Espectro de Fourier de un terremoto es el de considerar el periodo T_1 muy grande haciéndolo tender en el límite al infinito. En este caso las frecuencias discretas de la serie de Fourier se vuelven una función continua f y la serie de Fourier se transforma en una integral. El Espectro de Fourier en este caso es continuo, como muestra el ejemplo de la **Figura 1.15.b**, y las amplitudes por unidad de frecuencia vienen dadas por:

$$C(\omega) = \sqrt{\left[\int_{t=0}^{T_1} u(t) \cos \omega t \, dt \right]^2 + \left[\int_{t=0}^{T_1} u(t) \sin \omega t \, dt \right]^2} \quad (1.11)$$

siendo $\omega = 2\pi f$,

1.3.1.2. Magnitud de un seismo

La magnitud mide la energía de deformación liberada por un sismo. Richter fue el primero en definir la magnitud local M_L de un terremoto como:

$$M_L = \log \frac{A}{A_0} \quad (1.12)$$

donde A es la máxima amplitud del movimiento en micrones registrada a 100 Km del epicentro con un sismógrafo de tipo Wood-Anderson de características preestablecidas (periodo propio $T=0.8$ s, amortiguamiento $\nu = 0.8$), mientras A_0 es un valor de referencia tomado en general igual a 1 micrón. Por ejemplo si la amplitud medida con el sismógrafo es

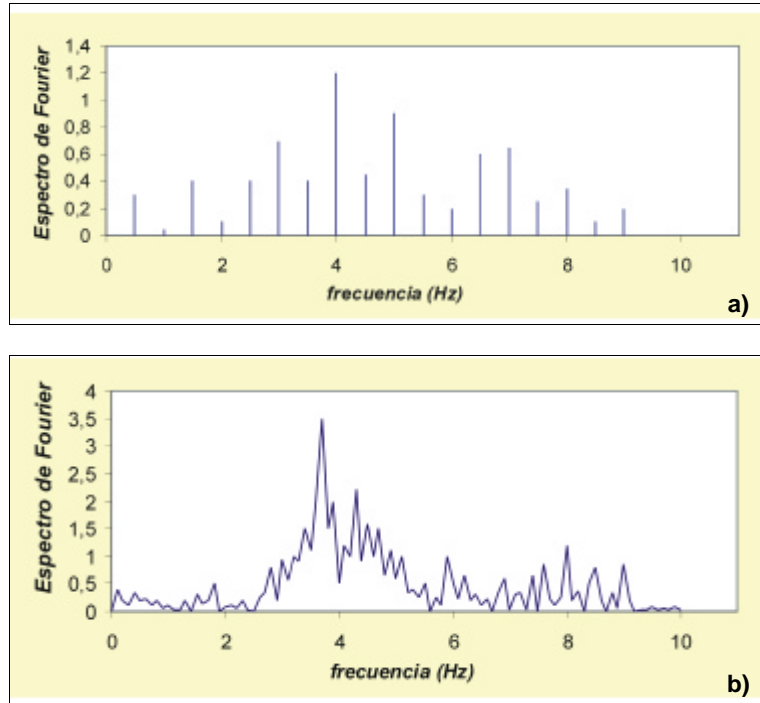


Fig. 1.15.
Espectros de Fourier
de Amplitud

a. Discreto

b. Continuo

de 1 cm (10^4 micrones), obtenemos una magnitud igual a 4. A través de las tablas adecuadas es posible calcular la magnitud de un terremoto aunque la amplitud del movimiento haya sido medida a distancias diferentes a 100 Km y con sismógrafos distintos del Wood-Anderson. La escala de medidas de magnitud de Richter nos devuelve valores entre 0 a 9 grados. En general los terremotos más temibles desde el punto de vista estructural, es decir, aquellos que causan daños a las estructuras civiles son aquellos con magnitudes mayores al grado 5. El terremoto más violento jamás registrado fue el que tuvo lugar en 1963 en Chile con magnitud 9.5, que provocó un maremoto (Tsunami) con una ola de 10 metros de altura que destruyó pueblos enteros a lo largo de la costa chilena.

Además de la magnitud de Richter existen otros tipos de magnitud como por ejemplo la magnitud de Gutenberg M_s , que se aplica como la de Richter, a los terremotos superficiales; la Magnitud de las Ondas de Volumen M_b desarrollada para terremotos profundos, y



la Magnitud M_w ligada al momento sísmico. Naturalmente los valores obtenidos para un mismo terremoto con las diferentes escalas de magnitud, son diferentes.

Es necesario, por último, hacer notar que desde el punto de vista de la ingeniería, la magnitud de un sismo resulta mucho menos significativa que la medida de la intensidad efectuada en el lugar de interés.

1.3.2. Acelerómetros y vibrómetros

Los instrumentos que permiten medir las vibraciones del terreno producidas por un terremoto se llaman genéricamente *simógrafos*. Los primeros sismógrafos fueron contruidos por el italiano P.F.Cecchi en 1875 y por los ingleses T.Gray, T.Milne y A.Ewing en 1880, aun si ya en el siglo XVIII un astrónomo italiano ideó un instrumento capaz de medir la intensidad de las sacudidas sísmicas a través de un sistema de vasos comunicantes en cuyo interior fluía el mercurio.

Los sismógrafos registran la historia temporal o sismograma de un terremoto en un determinado lugar. La historia temporal puede serlo en términos de desplazamientos, velocidades o aceleraciones sufridos por el terreno en un cierto intervalo de tiempo por efecto de un terremoto dado. Para obtener un cuadro completo de las oscilaciones soportadas por el terreno, se registran las componentes del movimiento en las tres direcciones ortogonales (una vertical y dos horizontales en direcciones Norte-Sur y Este-Oeste). En algunos casos se registran también las tres componentes rotativas en torno a los ejes Norte-Sur, Este-Oeste y el vertical. Los sismogramas obtenidos en las distintas direcciones pueden ser muy diferentes sea en términos de duración que en cuanto a contenidos de frecuencias, o a valores máximos de amplitud.

En la **Figura 1.16** se reproduce un esquema de la base de funcionamiento de los sismógrafos. Se trata en la práctica de instrumentos contruidos por una masa que está conectada a través de un muelle y un amortiguador a un contenedor rígido, solidario con el terreno. Unida a la masa, una plumilla permite registrar la señal sobre un rodillo rotatorio animado

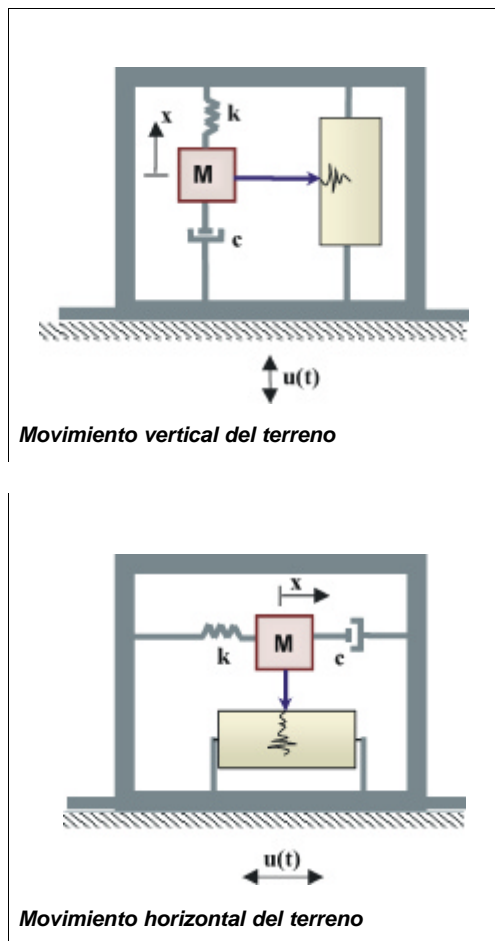


Fig. 1.16.
Fundamento del funcionamiento de un sismógrafo

con un sistema de relojería. En realidad los instrumentos más modernos tienen sistemas de registro ópticos o eléctricos y los datos pueden ser adquiridos de forma analógica o digital. Según el rango de frecuencias en el que el instrumento sea utilizado, la señal registrada podrá ser la aceleración o el desplazamiento del terreno.

Para comprender el funcionamiento de los instrumentos de medida de las vibraciones consideremos el caso simple del movimiento armónico del terreno. La extensión al caso de un movimiento cualquiera, en nuestro caso el movimiento sísmico, puede realizarse aplicando los conceptos anteriormente esbozados de descomposición del movimiento en una serie de movimientos armónicos a través del desarrollo de Fourier.

La ecuación del movimiento de la masa M en el interior del contenedor, cuando el terreno, al que éste último es solidario, éste en movimiento con una cierta aceleración $\ddot{u}(t)$, viene dada por:

$$M\ddot{x} + b\dot{x} + kx = -M\ddot{u}(t) \quad (1.13)$$

En esta ecuación k es la rigidez del muelle, b es el coeficiente de amortiguamiento, mientras que x , \dot{x} y \ddot{x} , son respectivamente el desplazamiento relativo de la masa oscilante M respecto al contenedor, su velocidad y su aceleración. Es necesario observar que el desplazamiento relativo x de la masa respecto al contenedor se obtiene como diferencia entre los desplazamientos absolutos (obtenidos respecto a un sistema de referencia inercial) de ambos, y por tanto si definimos respectivamente z como el desplazamiento absoluto de la masa y u como el del terreno, tendremos que $x = z - u$. Si el desplazamiento transmitido al terreno fuera armónico del tipo $u(t) = U \sin \omega_e t$, entonces la aceleración en el

segundo miembro de la expresión (1.13) vendría dada por

$$\ddot{u}(t) = -\omega_e^2 U \sin \omega_e t \quad (1.14)$$

obtenida derivando dos veces el desplazamiento $u(t)$. El parámetro ω_e representa la *pulsación o frecuencia angular* del movimiento armónico del terreno. En este caso la integración de la ecuación del movimiento (1.13) resulta simple y nos proporciona como solución el siguiente desplazamiento relativo $x(t)$ de la masa:

$$x(t) = U N' \sin(\omega_e t - \varphi) \quad (1.15)$$

También armónico, con igual frecuencia angular pero desfasado, respecto al movimiento inducido, un ángulo φ y amplificado (o atenuado) por un factor N' . El *desfase* φ y el *coeficiente de amplificación* N' , cuya expresión analítica se refiere en la nota a pié de página^{1.4}, dependen del *factor de amortiguamiento* $\xi = b / (2M\omega)$ y de la relación entre la pulsación externa ω_e y la pulsación propia ω del sistema constituido por la masa-muelle-amortiguador. La evolución de N' y φ en función de ω_e/ω ha sido representado para distintos valores de ξ , en las **Figuras 1.17.a** y **1.17.c**. Las curvas de N' y φ en función de ω_e/ω son llamadas *curvas de resonancia*. El diagrama en la **Figura 1.17.a** muestra que el valor N' se vuelve muy elevado para valores de ω_e/ω próximos a 1, es decir, cuando la frecuencia angular del movimiento inducido es igual a la frecuencia propia del sistema (fenómeno de resonancia). El fenómeno es tanto más evidente cuanto más bajo es el factor de amortiguamiento.

1.4

$$\tan \varphi = \frac{2\xi \frac{\omega_e}{\omega}}{1 - \left(\frac{\omega_e}{\omega}\right)^2} \quad N' = \frac{\frac{\omega_e}{\omega}}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega_e}{\omega}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi \frac{\omega_e}{\omega}\right]^2}} \quad N = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega_e}{\omega}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi \frac{\omega_e}{\omega}\right]^2}}$$

Vibrómetros

Cuando la pulsación propia del sistema es muy baja respecto a la externa, es decir, cuando ω_e/ω es elevado, N' tiende a 1 cualquiera que sea el factor de amortiguamiento. En este caso la ecuación (1.15) se convierte en:

$$x(t) = U \sin(\omega_e t - \varphi) \quad (1.16)$$

lo que significa que el movimiento de la masa coincide, excepto por un desfase φ , con el movimiento del terreno $u(t)$. Puesto que la función seno puede asumir como máximo valor ± 1 , la amplitud del desplazamiento de la masa

es, en valor absoluto, igual a la amplitud del movimiento del terreno U .

Los instrumentos que miden los desplazamientos del terreno se llaman *vibrómetros*. Debido a que ω_e/ω tiene que ser muy elevado (para que N' tienda a 1), los vibrómetros deben tener una pulsación propia muy baja, lo que significa una baja rigidez y una masa elevada. Puesto que en general los valores de rigidez no pueden ser demasiado bajos por motivos funcionales, éstos instrumentos tienen que tener grandes masas lo que constituye uno de sus mayores desventajas.

Acelerómetros

Para deducir el campo de aplicación de los acelerómetros conviene reescribir la ecuación (1.15) tal y como sigue:

$$x(t) = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} U N \sin(\omega_e t - \varphi) \quad (1.17)$$

habiendo sustituido el factor de amplificación N' por el producto $N \omega_e^2/\omega^2$. El nuevo factor de amplificación $N^{1.4}$ tiene el desarrollo reproducido en la **Figura 1.17.b**. Se puede observar que, en este caso, el factor de amplificación tiende a 1 cuando ω_e/ω tiende a 0, es decir, cuando la pulsación propia del sistema es mucho más grande que la externa. En este campo de frecuencias el movimiento de la masa viene dado por:

$$x(t) = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} U \sin(\omega_e t - \varphi) \quad (1.18)$$

y coincide, excepto por el factor $1/\omega^2$ y un desfase φ , con la aceleración del terreno.

Los instrumentos que miden las aceleraciones del terreno son los *acelerómetros*. Éstos instrumentos deben de tener una pulsación propia muy grande y, por tanto, rigidez elevada y masas muy pequeñas. Estos tienen la grande ventaja respecto a los vibrómetros de tener

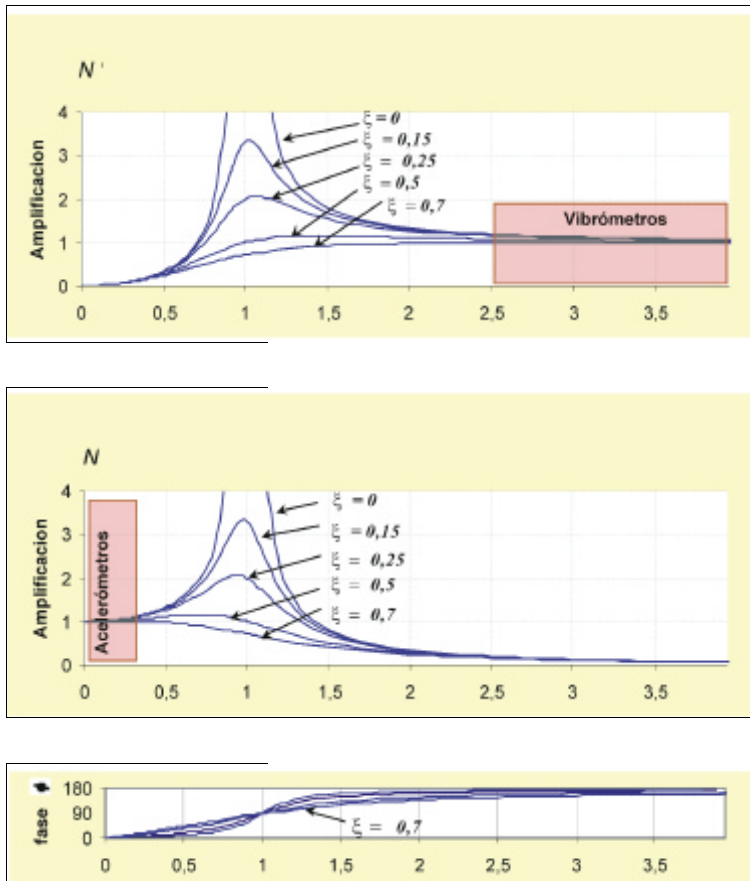


Fig. 1.17.
Curvas de Resonancia

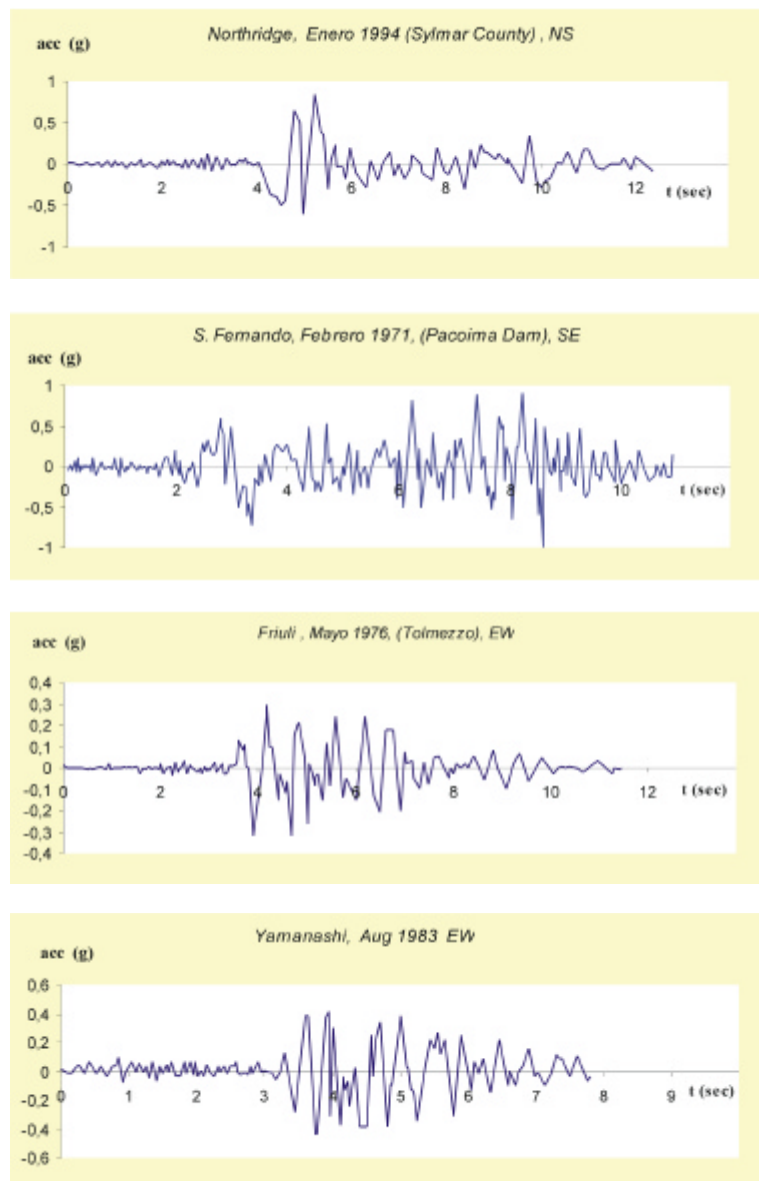
En los diagramas se señalan las zonas en las que los instrumentos que miden las vibraciones del terreno funcionan como acelerómetros o vibrómetros

dimensiones reducidas y de ser por tanto de una utilización más ágil. Sin embargo el diagrama de la **Figura 1.17.b** nos muestra que el campo de frecuencias en el que se pueden utilizar los acelerómetros es bastante limitado. Para obviar este problema estos instrumentos tienen en general un factor de amortiguamiento de $\xi \approx 0.7$ que les consiente mantener el factor N prácticamente unitario para valores de ω_g / ω comprendidos entre 0 y 0.20. Éste valor de amortiguación permite además eliminar problemas de distorsión de fase en el caso de señales no armónicas como son las producidas por un terremoto.

Habitualmente es preferible medir las aceleraciones del terreno (acelerogramas) y, después, a través de la integración numérica, obtener los historiales temporales en términos de velocidad y de desplazamiento. Las características principales de un acelerograma son la amplitud, la duración y el contenido en frecuencia. La máxima amplitud de las aceleraciones se consigue fácilmente del acelerograma y se denomina *pico de las aceleraciones del terreno*. La duración del terremoto se puede evaluar de formas diferentes, como se expuso en § 1.1.3, mientras que el contenido de la frecuencia se obtiene a través del espectro de Fourier, § 1.3.1.

El examen de los acelerogramas disponibles relativos a diferentes terremotos muestra sensibles diferencias en la forma, en la duración, en los picos de amplitud y en el contenido de frecuencias. Se puede decir que cada evento sísmico es único. A título de ejemplo, en la **Figura 1.18** se reproducen los acelerogramas de 4 terremotos violentos, de los cuales los dos primeros tuvieron lugar en los Estados Unidos, el tercero en Italia y el cuarto en Japón.

La escala de aceleraciones utilizada es en función de la aceleración de la gravedad g ($g=9.8 \text{ m/s}^2$). El pico máximo de aceleración, que nos facilita, como ha sido expuesto, una medida cuantitativa de la intensidad del terremoto, es de cerca 0.32 g para el terremoto de Friuli, de 0.43 g para el de



El acelerograma es un diagrama que nos refiere las aceleraciones del terreno en función del tiempo. Las aceleraciones son, a menudo, medidas en términos de la aceleración de la gravedad g ($g=9.8 \text{ m/s}^2$). Esto significa que los valores de la aceleración que se obtienen en el diagrama deben de ser multiplicados por g para obtener la aceleración del terreno en m/s^2 . Los picos máximos del acelerograma nos facilitan una medida del grado de intensidad del sismo en el lugar de medida. Tal y como se puede notar en estas figuras, las sacudidas más elevadas, aquellas que producen en general daños mayores, duran en realidad pocos segundos.

Fig. 1.18.
Acelerogramas de cuatro terremotos violentos



Yamanashi, de 0.84 g para el terremoto de Northridge, y supera el valor de 1 g en el caso de S. Fernando. Éste último es un valor extremadamente elevado para las aceleraciones sísmicas. Pensemos que un terremoto con un valor superior a 1 en dirección vertical es capaz de levantar de la tierra los objetos.

1.3.3. Previsión de los terremotos

Los terremotos son fenómenos recurrentes pero no periódicos. Estos suceden con notable irregularidad en el espacio, en el tiempo y en cuanto a su violencia, por lo que no son fácilmente predecibles. El objetivo de llegar a ser capaces en algún modo de preveer la verificación de un evento sísmico en una determinada zona y en un cierto momento ocupa, desde hace tiempo, a geofísicos, sísmólogos e ingenieros. La realización de este objetivo en términos estrictamente determinísticos requeriría el pleno conocimiento del complejo mecanismo que provoca el fenómeno sísmico, es decir, el conocimiento de las fuerzas de interacción que se generan en la Astenosfera y Litosfera, así como la exacta comprensión de los mecanismos de fractura de la Corteza Terrestre. Posteriormente sería preciso el conocimiento de una serie de parámetros locales cuya medida, que debería de ser efectuada a grandes profundidades, resultaría extermadamente difícil y costosa. Por último, precisamente por la complejidad y por el elevado número de parámetros en juego, aun si se dispusiera de los conocimientos necesarios del fenómeno y se pudieran medir todos los parámetros necesarios, sería de todas formas difícil hacer previsiones a largo plazo, tal y como sucede con la previsión de los fenómenos meteorológicos. No obstante los notables progresos realizados en la mecánica de fractura y en el estudio conocimiento de las características del material litosférico, con el estado actual de conocimientos, una previsión de tipo determinista de los terremotos, no es todavía posible.

La previsión del terremoto se puede basar también en la vigilancia y control, y en el estudio de una serie de fenómenos que pre-

ceden (y en un cierto modo anuncian) al terremoto, tal como son los *fenómenos precursor*. Gracias a las observaciones hechas en un área sísmica y a las numerosas pruebas efectuadas en laboratorio sobre muestras de rocas sometidas a esfuerzos hasta llegar a la fractura, se han podido reconocer numerosos fenómenos que parecen avisar de la verificación de un sismo. Entre éstos, por ejemplo, el aumento del volumen de las rocas, la variación de velocidad de las ondas y la variación de la resistencia a la conducción eléctrica (resistividad) de las rocas, antes de que tenga lugar la fractura. Otros fenómenos a menudo descubiertos antes de un terremoto son anomalías en el campo magnético, emisión de gas radón por las rocas, o variaciones del nivel de agua en lagos y ríos. Naturalmente estos fenómenos pueden tener también otras causas y, por tanto, es difícil establecer si estos anuncian la llegada de un terremoto. El hecho es que si se presentan todos de forma coterminada puede resultar un indicador digno de atención. Además de los fenómenos precursores de tipo estrictamente físico, encontramos también otros que no han encontrado todavía explicación científica como el comportamiento de los animales y los fenómenos de luminosidad atmosférica intensa que a menudo han sido constatados antes de un movimiento sísmico. Los geofísicos están intentando poner a punto modelos matemáticos que tengan en cuenta todos los parámetros relativos al comportamiento de las rocas de la Litosfera y todos los fenómenos precursores constatados, con el fin de conseguir un modelo global que permita prever en términos determinísticos la llegada de un terremoto en un cierto lugar.

Otro modo de aproximación a la previsión de terremotos es el *estadístico*. El hecho de que los terremotos se presenten en áreas conocidas del planeta y en manera recurrente, hace posible efectuar previsiones en términos estadísticos de los lugares geográficos en los que se espera ocurran los eventos sísmicos y de los intervalos de tiempo que presumiblemente transcurrirán entre terremotos de igual intensidad en el mismo lugar. Naturalmente el estu-

dio estadístico del fenómeno sísmico resulta tanto más ágil cuanto más son los datos históricos de los que se dispone, sobre los movimientos sísmicos sucedidos en una zona determinada. Hay zonas sísmicas como China y la cuenca del Mediterráneo (Italia y Grecia) para las que se tienen copiosos datos que cubren un arco de tiempo hasta de miles de años, mientras que en otras zonas se dispone sólo de datos muy recientes (algunas décadas o en todo caso un siglo o dos). En la actualidad muchas de las zonas de elevada sismicidad en el mundo poseen numerosas estaciones permanentes de recogida de datos sísmográficos. Gracias a los datos disponibles se puede dividir una región dada en áreas caracterizadas por una cierta probabilidad de que un terremoto de una violencia dada se verifique en un cierto número de años. Es así como viene definido el *riesgo sísmico* o la *sismicidad* de una cierta región. Existen también en este caso modelos basados sobre una gran mole de datos que son elaborados estadísticamente. Naturalmente las previsiones de carácter estadístico son bastante indeterminadas en cuanto que no facilitan datos precisos sobre donde y cuando se verificará un terremoto de una violencia dada.

Otro concepto ligado a la previsión de los terremotos sobre la base estadística es el de *laguna sísmica* o *gap sísmico*. Si se considera un tiempo bastante largo, se puede observar que existen alineaciones a lo largo de las cuales se han producido en el tiempo diferentes fracturas de la falla y donde han sucedido, por tanto, numerosos terremotos. Una laguna sísmica es un tramo de estas alineaciones que aun no se ha visto afectada por terremotos en el arco de tiempo considerado. En otras palabras, una laguna sísmica es una región caracterizada por ser sísmicamente activa, en la que se tiene un periodo de calma en la actividad sísmica (quiescencia) de duración mayor que el periodo de retorno que sería de esperar en base a la intensidad de los sismos que tienen lugar en aquella región. Sobre la base de tales conceptos en 1976 en China fue posible prever el terremoto de Haicheng ($M=7.3$).



Un método más empírico de afrontar el problema de la previsión de un terremoto es el de efectuar seguimientos continuos en proximidad a las fallas activas superficiales para poder registrar cada pequeño movimiento de la falla y las variaciones de deformación de las rocas a lo largo de los límites de la misma. Esto es lo que sucede por ejemplo en California en la Falla de San Andrés, donde han sido dispuestos numerosos instrumentos de medida de alta precisión como son los acelerómetros, sensores de deformación, sensores de fractura (*creepmeters*), sensores de campo magnético (*magnetometers*), inclinómetros (*tiltmeters*) y donde existen un gran número de estaciones geodésicas permanentes con instrumentos de medida laser capaces de registrar desplazamientos milimétricos a lo largo de la falla. Además, en todo el terreno del sur de California han sido colocados decenas de receptores de señales GPS (Global Positioning System) provenientes de un grupo de 24 satélites que completan dos órbitas al día en torno a la tierra, a una altitud de cerca de 20.000 Km, que fotografían día a día la evolución de la falla. Todos estos datos registrados son después digitalizados y elaborados mediante potentes ordenadores con el objetivo de poder predecir anticipadamente, en base a la evolución de las deformaciones y movimientos de la falla, la llegada de un terremoto. Análogamente, en Japón, región de alta sismicidad, existen numerosas estaciones de seguimiento sea en tierra firme, sea sobre el fondo del océano.

1.4. Movimiento Sísmico en la Comarca del Río Mula

El dos de febrero de 1999 un terremoto de magnitud $M_b=5$ e intensidad de grado VI-VII en la escala de Mercalli, afectó a la región de Murcia en el Sur de España. El epicentro del sismo se encontraba en el Norte de Mula, **Figura 1.19**. Los núcleos urbanos más afectados han sido los vecinos de La Puebla de Mula, Albudeite, Alguazas, Campos de Río y Yéchar al Sur. Pliego, Bullas, Cehegín, Calasparra y Valentín al Norte.

Junto a la intensidad del sismo en cada localidad, se ha reflejado el número de reclamaciones por daños materiales de cualquier consideración presentadas al Consorcio de Compensación de Seguros. Aunque este dato debe de ser tomado con todas las prevenciones debidas porque no refleja el número de inmuebles totales afectados por el seismo, si es bien significativo cómo el número de reclamaciones desciende con el aumento de distancia al epicentro excepto en el caso de la localidad de Murcia en la que se concentra una gran cantidad de población.

Teniendo en cuenta la magnitud y el alcance de los daños sobre edificios, el municipio más afectado fue el de Mula, en el que se localiza el epicentro, al que le siguen los de Albudeite y Campos del Río.

Así mientras que en Mula, Albudeite y Campos del Río se contabilizaban 34 inmuebles en estado de ruina inminente, y 122 inmuebles con graves daños estructurales, en el resto de municipios el patrimonio arquitectónico presentaba daños en distribuciones y acabados. El hecho de que tanto Albudeite como Campos del Río hallan sentido de forma especial el seismo tiene que ver con el

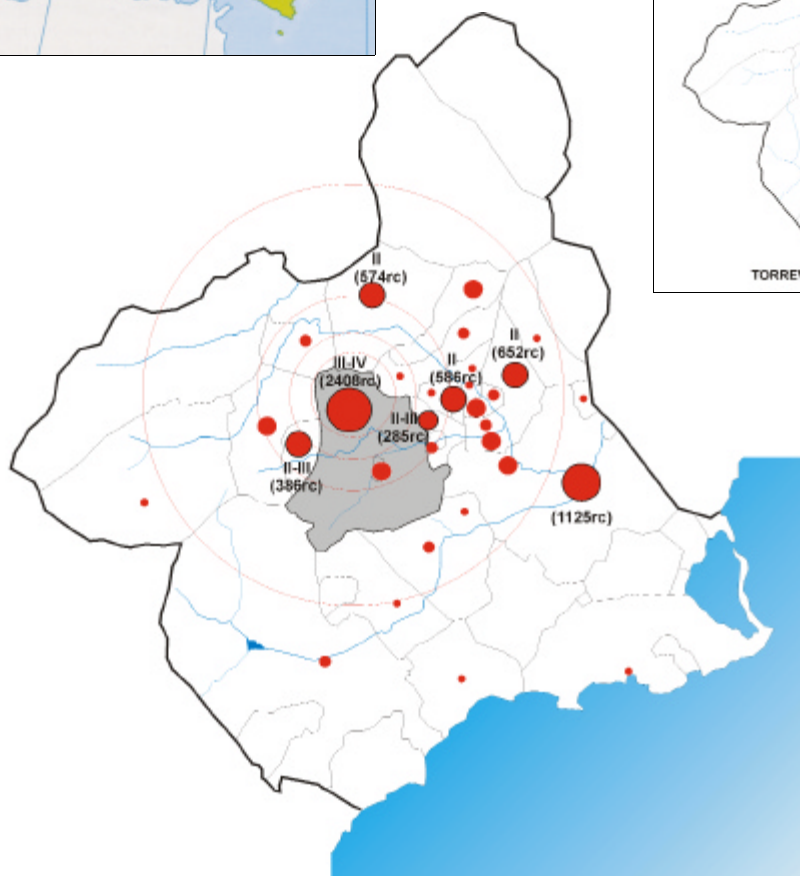
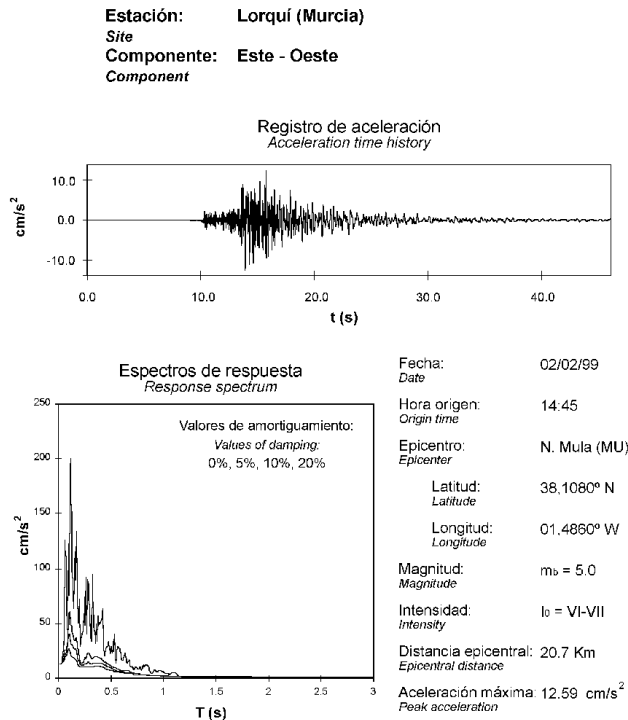
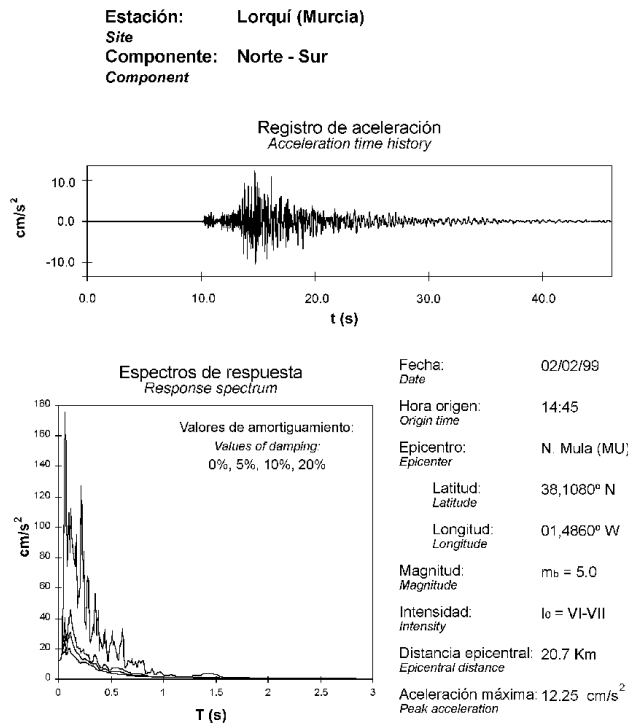


Fig. 1.19.
Epicentro del terremoto verificado en la comarca del río Mula (Murcia), el 2 de febrero de 1999

En las figuras se han puesto en evidencia, además de los núcleos más afectados, las estaciones fijas de registro sísmico de la región



1.20.a. Componente Este Oeste



1.20.b. Componente Norte-Sur

tipo de terrenos sobre los que se asientan: de tipo arcilloso, que tienen la capacidad de amplificar las ondas sísmicas originadas.

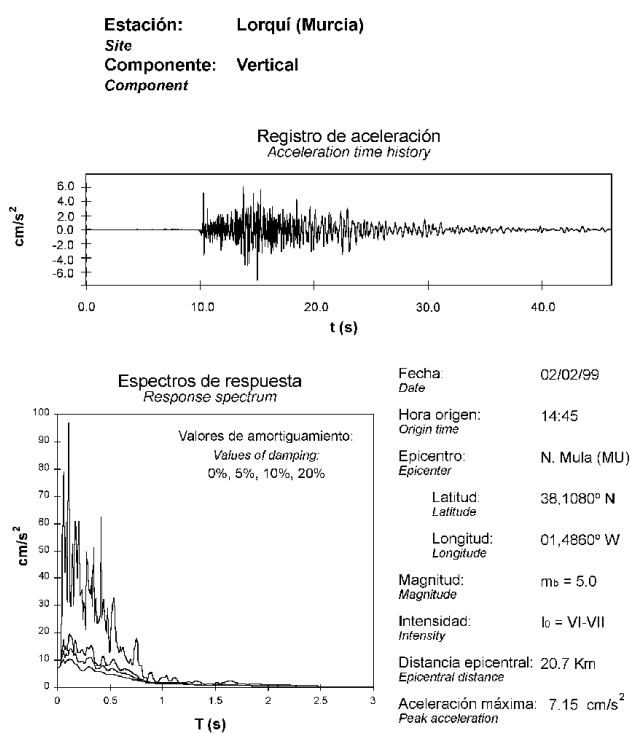
El terremoto ha sido advertido en las estaciones de registro sísmográfico de Lorquí, Jumilla, Orihuela, Lorca y Torrevieja. En las Figuras 1.20.a, 1.20.b y 1.20.c han sido reproducidos los acelerogramas respecto a las componentes Este-Oeste, Norte-Sur y vertical del movimiento del terreno, registrado en la estación de Lorquí, la más cercana al epicentro del cual dista más o menos 20 Km. De estos acelerogramas se deduce que la máxima aceleración en este lugar ha sido 12.59 cm/s^2 (componente este-oeste, Figura 1.20.a), es decir, 0.012 g. No se trata de un valor elevado si lo comparamos con las aceleraciones de los terremotos conocidos que se citaban en el punto anterior. De la misma figura se desprende que la duración de las sacudidas más violentas ha sido cercana a lo 10 segundos.

En las Figuras 1.20.a, 1.20.b y 1.20.c podemos observar también los Espectros de Respuesta en término de aceleraciones del terreno para cuatro valores de amortiguamiento estructural diferentes. Como ya se ha observado el Espectro de Respuesta de un terremoto refleja los valores máximos de aceleración sufridos por el efecto del terremoto por un oscilador con un grado de libertad, con periodo propio T (variable en abscisas) y amortiguamiento estructural v (diferentes curvas).

Las figuras muestran que el terremoto ha provocado valores elevados de aceleraciones en los osciladores con periodo propio menor de 0.5 seg. La curva con los picos mayores en cada espectro se corresponden con un factor de amortiguamiento nulo, y por ello es poco realista. Para las otras curvas se pueden

Fig. 1.20.
Acelerogramas y Espectros de Respuesta del movimiento sísmico con epicentro en la localidad de Mula verificado en el día 2 de febrero de 1999

observar fuertes amplificaciones en relación con los valores del periodo 0.12 sg. Por ejemplo em el espectro de respuesta de la **Figura 1.20.a** para un amortiguamiento del 5% la aceleración máxima en el oscilador alcanza cerca de 60 cm/sg², es decir, resulta amplificada hasta 5 veces respecto a la aceleración máxima del terreno.



1.20.c. Componente vertical





Capítulo 2.

La arquitectura tradicional en la comarca del río Mula



2.1. Descripción de la Vivienda Tradicional Muleña

2.1.1. Ámbito de estudio

Una vez que tuvo lugar el seísmo de febrero de 1999 en el lugar del siniestro se encontraban panoramas muy diferentes.

Desde el punto de vista arquitectónico uno de los hechos evidenciados más relevantes lo constituían la diferente magnitud y alcance de los daños sufridos por las construcciones en función de su tipo. Mientras que las edificaciones que se encontraban en el casco antiguo del núcleo urbano de Mula, y de los adyacentes, construidas en su mayor parte con muros de carga de mampostería y con sistemas que se pueden denominar de tipo tradicional, presentaban daños estructurales (roturas de dinteles, desplomes y derrumbes parciales); las edificaciones construidas con sistemas y elementos industriales (fundamentalmente edificios de estructura de hormigón armado, o mixta con forjados cerámicos) manifestaban en su mayor parte daños en fachadas y elementos divisorios y, en cualquier caso apenas en los estructurales. La mayor parte de los casos en los que las estructuras de hormigón armado se vieron gravemente afectadas, los daños eran debidos a defectos de diseño o de construcción, o también a defectos en los materiales utilizados (morteros y armadura).

Este hecho, unido al mayor conocimiento que los técnicos habitualmente poseen de los sistemas constructivos utilizados en la actualidad, frente a los sistemas constructivos utilizados en el pasado en ámbitos rurales, dificultó enormemente las labores de evaluación de lo desperfectos ocasionados. En la mayor parte de los casos los técnicos se enfrentaban a problemas nuevos con una lógica diferente a los de la actividad diaria de sus despachos profesionales.



Fig. 2.1.
Vista general del núcleo de la localidad de Mula

El epicentro del movimiento sísmico se localizó en las cercanías de la localidad de Mula y ya que es el mayor asentamiento del entorno, y centro representativo en cuanto a la arquitectura ligada a la economía agrícola que domina en toda la comarca se ha utilizado su casco antiguo como fuente de datos y de conocimientos.

Es en este contexto en el que surge esta exposición que pretende, no tanto realizar un elenco pormenorizado de técnicas y métodos tradicionales de construcción, destinado a otro tipo de publicaciones, sino el reflejar el conocimiento adquirido o consolidado con las experiencias habidas en el campo de trabajo que ha sido la *cuenca del río Mula*, así como expresar ordenadamente algunas ideas que puedan ser un inmediato instrumento de consulta para aquellos que por razones de trabajo, o simplemente con curiosidad, tengan interés en hojear estas páginas.



Breves reseñas históricas

El término municipal de Mula que abarca una extensión de 633 Km se halla localizado en la riberas del exiguo cauce del río Mula, que configura junto a la ciudad y su fortaleza una hermosa vega entre cadenas montañosas. La economía del núcleo urbano de Mula y sus 13.439 habitantes, están ligados a la presencia de la industria conservera en la zona y, por consiguiente, de una forma directa o indirecta a la huerta, de la que obtiene sus frutos para su posterior manufacturación y comercialización.

Desde el punto de vista histórico los primeros indicios de presencia humana en la zona se encuentran en los restos cerámicos hallados en el Castillo de la Puebla y en el Cerro de la Almagra, pertenecientes a la cultura Argárica (aprox. 17.000 a.C.). De la cultura Ibérica, en el siglo V antes de Cristo se conservan vestigios gracias a los abundantes materiales que han sido extraídos del yacimiento del Cigarralejo situado en el mismo término municipal de Mula. De la época Romana, iniciada con la derrota de Asdrúbal por parte de Escipión en el 209 a.C., se conservan restos de vasijas, inscripciones, restos de cimentación de viviendas en las "villae", extraídos de los yacimientos localizados en parajes como son el Cerro de la Almagra y Baños de Mula.

Tras permanecer 7 siglos bajo la dominación romana, Murcia es conquistada por los Alanos en el siglo V y posteriormente por los Visigodos. De hecho el nombre de Mula aparece por vez primera en el Tratado de Capitulación de Teodomiro (Orihuela, año 713), establecido con el hijo de Muza durante la invasión sarracena, en el que se le reconocía señor de 7 ciudades entre las que se hallaba la propia Mula. La ocupación árabe en Murcia la convierte en un foco cultural y testimonio de ello nos quedan en el Castillo de la Puebla o de Alcalá, los restos de la murallas, aljibe, torres y lo que fue una puerta de codo. Las murallas viejas que cerraban la ciudad de Mula y los restos de la vieja fortaleza junto al Castillo de los Vélez completan el patrimonio

cultural que se conserva de este período.

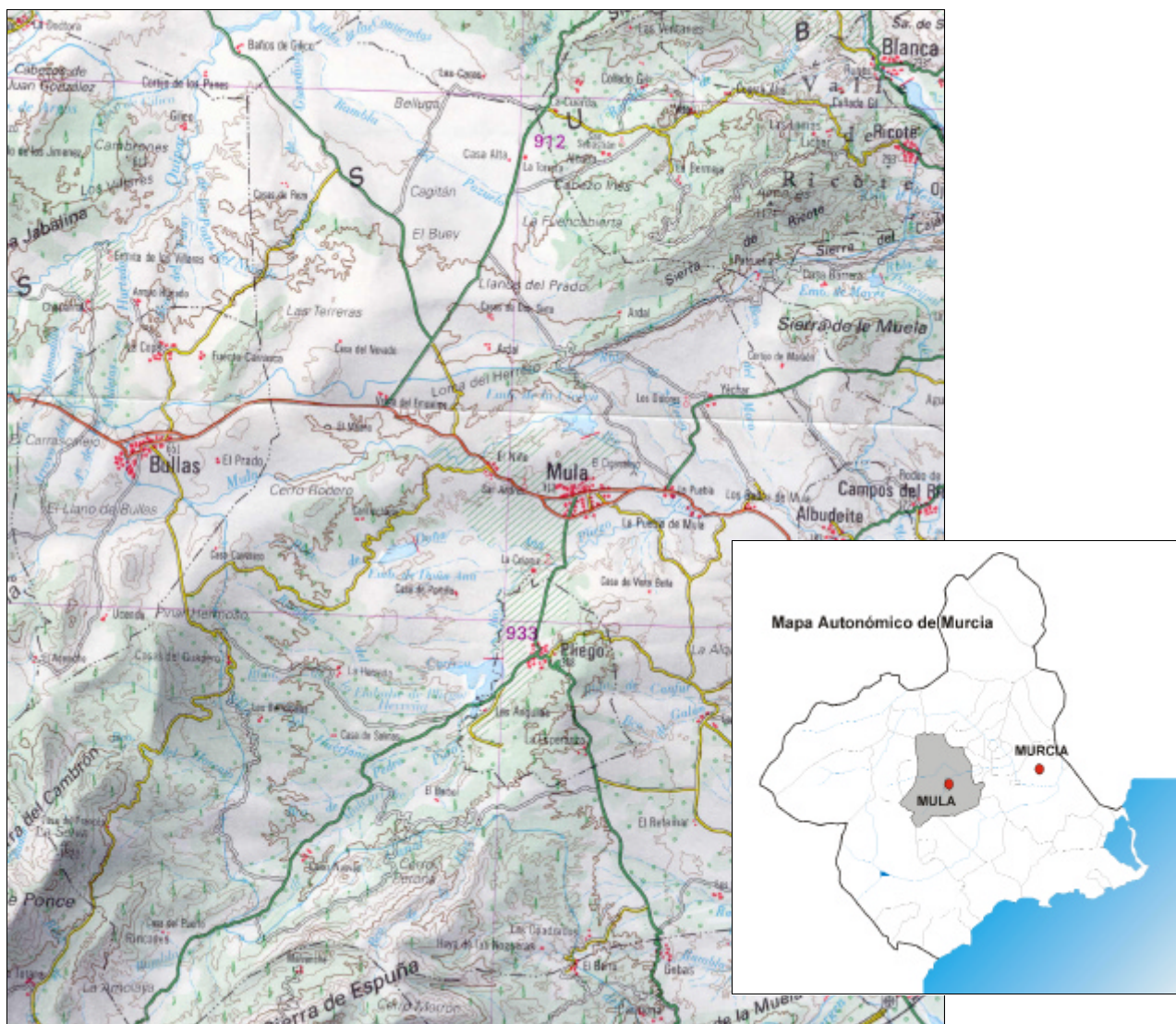
La ciudad de Mula es conquistada por el infante Alfonso en 1226 cuando el rey de Murcia se niega a acatar el compromiso de entrega de sus estados a D. Fernando. En el año 1245 le fue concedida a la ciudad de Mula el fuero por parte de Fernando III y en 1430 el rey Juan II concede a Alfonso Yáñez Fajardo, el título de Señor de Mula por su contribución a las contiendas del Marquesado de Villena. En este momento el pueblo, que gozaba de un régimen de realengo, se ve sometido al señorío, lo que provoca el enfrentamiento entre la población y Fajardo, y a consecuencia de ello el Pleito de Mula contra los señores feudales que las dominan que durará tres siglos.

La paulatina unificación del territorio de Granada por los Reyes Católicos supondrá un sensible aumento de la población que, lejos de las inquietudes de la frontera, podrá dedicar su esfuerzo a los cultivos, ganadería y talleres artesanales.

En el siglo XVII con notable merma de la población se superan contiendas entre los señores vecinos. Tras la epidemia de la peste en 1614 la ciudad resurge y se plantea seriamente su trazado urbano y sus comunicaciones a partir del núcleo histórico asentado en la falda del castillo.

El hecho más representativo en el siglo XVIII (1745) viene dado por los privilegios otorgados por Felipe V en agradecimiento a los Muleños por su apoyo durante la guerra de Secesión. La Toma de posición y activa participación del Obispo de Murcia Cardenal Belluga, beneficiaron a la región que se ve favorecida por franquicias para los productos y animales vendidos en la feria anual de la última semana de septiembre.

En el siglo XIX la ciudad es saqueada por las tropas francesas (1812), sufre la epidemia de cólera y fiebre amarilla y es testigo de las disputas políticas de carácter federalista que tuvieron como consecuencia que el Prócer



murciano D. Juan de la Cierva alcanzara el acta de Diputado que conservó durante treinta años.

En el siglo XX la construcción del embalse de la Cierva regulará desde entonces las aguas para el riego, y el ferrocarril (1931) comunicará el municipio con el resto de provincias y del País. En 1970 es desmontada la línea férrea por su poca rentabilidad, dejando una señal en el territorio ya organizado, que ha llegado de un modo marcado hasta nuestros días.

Arquitectura popular con técnicas tradicionales. Arquitectura con materiales industriales

Aun si se ha centrado el interés en el estudio de la arquitectura llamada popular en la cuenca del río Mula, por razones de tipo técnico y como consecuencia de la verificación de un seísmo; las diferencias existentes entre ésta y la arquitectura realizada con materiales de tipo industrial no vienen dadas tan solo por los procedimientos constructivos utilizados, por su modo de utilización o por el tipo de edificios realizado. La arquitectura que, por razones de

Fig. 2.2.
Planos de situación de Mula a escala regional

brevedad y hechas todas las salvedades necesarias, será calificada como *popular*, cumple con todas las condiciones que vienen siendo estudiadas desde los años 30 por personas tan significativas como Torres Balbás, Caro Baroja, Luis Feduchi, García Mercadal o Carlos Flores.

Es la arquitectura popular encontrada en Mula un producto preindustrial, ligado a un espacio territorial concreto: la huerta murciana y los cultivos de secano. Estos la han condicionado no sólo desde el punto de vista material sino también desde el punto de vista social ya que la organización económica y humana provoca grandes diferencias en la arquitectura, realizada en base a las posibilidades pecuniarias y el origen de sus propietarios.

No se puede entender la arquitectura Muleña y de su comarca lejos de los grandes terratenientes existentes hasta mitad del siglo XX, propietarios de los edificios más representativos situados en calles principales, las *casas palacio*, que conservan aun los blasones de hidalguía y enriquecen sus fachadas con sillares labrados, pórticos de acceso, rejería de forja, techos de madera y pinturas esgrafiadas. Junto a estos edificios, en calles de menor anchura y carácter secundario, descubrimos una arquitectura más humilde que renuncia al ornamento para resolver problemas más inmediatos y en los que la economía resulta un factor más importante.

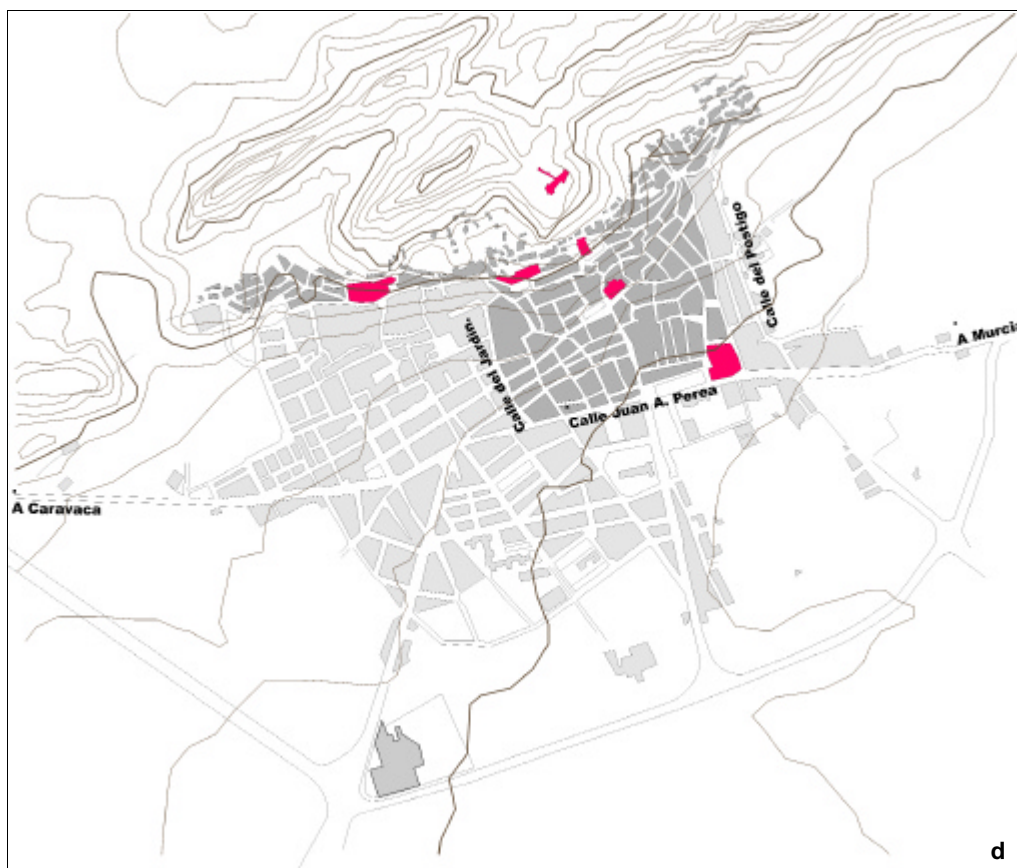
La arquitectura popular Muleña es un producto natural del suelo y del clima. Los materiales utilizados son de hecho aquellos que la población tenía más próximos: agua, tierra y piedra caliza que dominan en el paisaje autóctono, así como la madera proveniente de las sierras cercanas, que se cubre con elementos decorativos nobles cuando es de mala calidad. El clima resulta un factor fundamental que explica el fuerte grosor de los muros, la reducida dimensión de los huecos hacia el sur, la introversión de las viviendas hacia un patio interior, la escasa pendiente de los faldones de cubierta, e incluso la utilización de los espacios bajo cubierta (cámaras) como almacenes

de los productos agrícolas aun cuando ello comporte la solución de problemas derivados de la acumulación de cargas en los elementos estructurales horizontales.

Es por último la arquitectura objeto de nuestro estudio una arquitectura muchas veces auto-construida en cuyo levantamiento participa el núcleo familiar, y en la que la participación del especialista podía venir contraprestada en especies o con el compromiso recíproco en el futuro. Así, a medida que se disponen de medios económicos o que la familia crece y tiene necesidades de espacio, se aumentan los volúmenes, se cierran los patios y en definitiva la arquitectura se transforma. Este cambio que podría suponer una disgregación y fragmentación del paisaje urbano, sin embargo no impide la existencia aparente de una unidad que está provocada por el empleo de los mismos materiales y técnicas.

Conviviendo con la arquitectura cuyas características son las anteriormente descritas (desarrollada a lo largo de este capítulo), observamos la arquitectura construida con materiales industriales como son el hormigón armado, el acero o la bovedilla cerámica. No podemos encontrar en la que Torres Balbás denominó como *arquitectura ciudadana* (que tuvo su origen en los grandes núcleos urbanos para posteriormente colonizar el resto del territorio), elementos diferenciales que la distingan de la existente en otras partes del territorio nacional. Es esta otra una arquitectura de autor, habitualmente producto de la existencia de un proyecto y planimetrías bien definidas previos al hecho constructivo, cuyo resultado no depende de la pericia de sus moradores cuanto de los constructores y proyectistas.

Puesto que no será estudiada en profundidad si podremos decir que la mayoría de las edificaciones en esta arquitectura de materiales industriales, son de tipo residencial, ejecutadas con un conocido repertorio de sistemas y tipos. La mayor parte de los edificios poseen una estructura de zapatas aisladas de hormigón armado, con estructura vertical del mismo material y una estructura horizontal muchas



veces metálica (aspecto este que caracteriza la arquitectura de la región), sobre la que se disponen forjados unidireccionales de semiviguetas armadas y bovedilla cerámica.

Los tipos desplegados son reducidos y se limitan a bloques de vecinos con una altura de entre 3 y 5 plantas, dos o cuatro viviendas por planta escalera y central (a veces ascensor), o viviendas unifamiliares aisladas (con carácter de vivienda secundaria). No son habituales los chalets adosados ni otros tipos frecuentes en las ciudades por la cercanía de los habitantes a un entorno natural rural en el que suelen poseer una edificación secundaria casi siempre ligada a la huerta.

Por todo ello el paisaje urbano fuera del centro histórico no es uniforme en composición de fachadas, organización de huecos, alturas o materiales utilizados por lo que el conjunto carece de un carácter determinado.

Delimitación del ámbito de estudio en el núcleo de mula

En el interior del núcleo urbano de Mula el ámbito de estudio propuesto en este trabajo se ha originado a partir del primer recinto medieval que, amurallado por las actuales calles de Santo Domingo y El Carmen, encerraba la ladera hasta el castillo. Las puertas abiertas al Este (Puerta de Yéchar) y al Oeste (puerta de Caravaca) permitían el acceso.

Este primitivo núcleo medieval se rompe definitivamente en el siglo XVI tras la caída en 1492 del imperio de Granada. En este momento la población aumenta y se extiende hacia el valle, asentándose cerro abajo.

Fig. 2.3.
Callejero de la localidad de Mula. Delimitación del ámbito de estudio

Con una trama más densa ha sido señalada la zona del casco urbano caracterizada por la arquitectura que se ha llamado popular.^{2.1}

- a.** Recinto medieval
- b.** Siglo XVI
- c.** Siglo XVIII
- d.** Actualidad (2000)

^{2.1} Los datos relativos al análisis histórico han sido recogidos del libro J.M. Ródenas Cañada; "Guía de la arquitectura de Mula", Excmo. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia, Murcia, 1991.

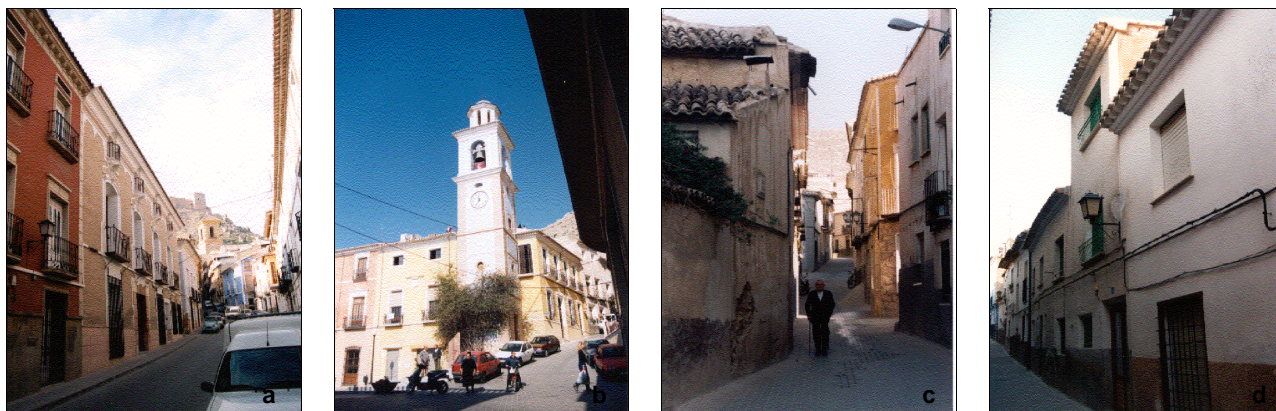


Fig. 2.4.
**Recorrido visual por
el núcleo urbano de
Mula**

a. Calle del Caño. Eje principal siguiendo la máxima pendiente

b. Plaza Mayor. Centro del núcleo urbano

c. Calle San Francisco. Calle de tipo secundario siguiendo la máxima pendiente

d. Calle del Molino Primer. Calle de tipo secundario paralela a las curvas de nivel

Entonces serán cuatro las puertas de la ciudad: las dos existentes en el preexistente recinto medieval y las nuevas abiertas de Pliego y Murcia en el este y sur de la cota más baja del núcleo urbano.

Tras la epidemia de peste de 1614, es en el siglo XVIII cuando se consolida la estructura urbana que llega hasta nuestros días. Se abre la calle San Francisco y se traza la glorieta frente al conjunto conventual. La población ha aumentado considerablemente y ha descendido desde las partes más altas en busca de mayores comodidades y espacio para construir, terminando de formar el corazón de localidad actual, limitado por las calles del jardín, al oeste, del Postigo al este, la carretera de Murcia al sur y el cerro al norte.

Esta se caracteriza desde el punto de vista de la orografía por la horizontalidad de las calles paralelas a las curvas de nivel (este-oeste) y los fuertes desniveles de las perpendiculares, norte-sur, que siguen las máximas pendientes del terreno. Los ejes principales de este núcleo confluyen en su centro, en la plaza presidida por la Iglesia de San Miguel, a la que llegan la calle Boticas desde el Oeste, la calle del Caño desde el Sur y la Calle San Miguel desde el este. Son estas calles mencionadas, y en especial las dos primeras, las de mayor protagonismo en la localidad. En estas vías se descubren los ejemplos de arquitectura residencial de mejor factura, puesto que en muchos casos constituyeron la morada de los grandes terratenientes existen-

tes hasta bien comenzado el siglo. Paralelas a las principales, en otras calles mas estrechas, abren sus huecos tipologías residenciales más humildes que también dotan al espacio urbano de un carácter muy determinado.

El resto de la localidad, salvo en aquellas edificaciones ligadas a la huerta absorbidas con posterioridad, ha sido construida casi totalmente en el siglo XIX con otros materiales y técnicas, ordenada desafortunada y sucesivamente por el Proyecto de Reforma Interior (1952), Plan de Ordenación Urbana (1975) y Plan General de Ordenación Urbana (1982).

2.1.2. Panorama tipológico de la arquitectura tradicional Muleña

2.1.2.1. Conceptos generales

Una vez descrito el ámbito de estudio conviene hacer algunas consideraciones sobre las tipologías que se pueden encontrar dentro de él, que permiten extraer conceptos que son útiles tanto en la comprensión global del hecho constructivo como en el análisis del detalle de la arquitectura en la pedanía.

Cuando se estudian las fuentes bibliográficas que tratan de la arquitectura de la región, todos los autores coinciden en la dificultad a la hora de realizar una clasificación sistemática y rigurosa de la vivienda popular. Sirva de ejemplo la arquitectura tan dispar que es posible encontrar en puntos de la misma comunidad como son Ramonete, Mazarrón o la propia Mula. Se distinguen cuatro grandes grupos de construcciones:

Barraca. Construcción de gran simplicidad realizada con adobes y materiales vegetales, habitual en el pasado y presente en la arquitectura del levante y Valencia, que en la provincia de Murcia ha desaparecido totalmente.

Casa con terrado. Arquitectura con cubierta plana protegida en el pasado con la aplicación de la láguena^{2.2} que en la actualidad ha sido sustituido por otro tipo de protecciones y acabados. Está presente en toda la costa Murciana y en algunas poblaciones del interior pero no así en la comarca del río Mula, en la que el terrado a quedado reducido a peque-

^{2.2}-launa: arcilla magnesiana de coloración gris, procedente de la descomposición de terrenos pizarrosos y arcillosos, con características impermeabilizantes



Figs. 2.5. y 2.6.
Vistas generales de cubiertas del núcleo de Mula

ños espacios de servidumbre de la cubierta de las viviendas.

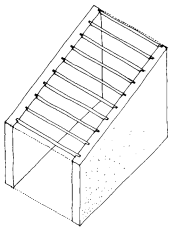
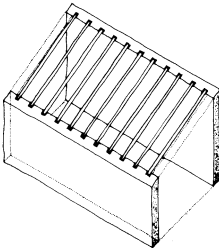
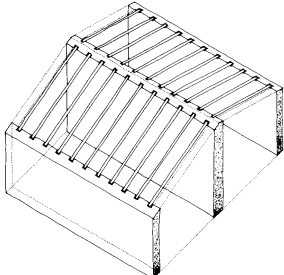
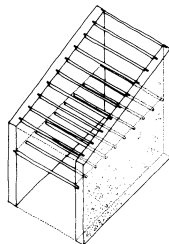
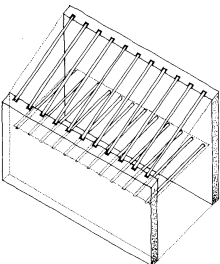
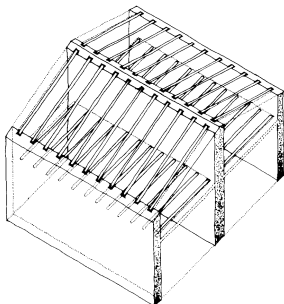
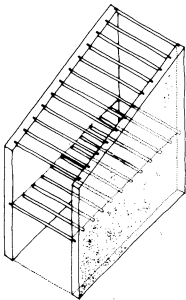
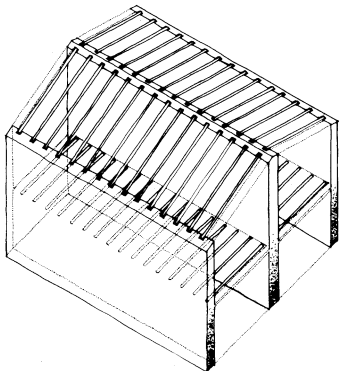
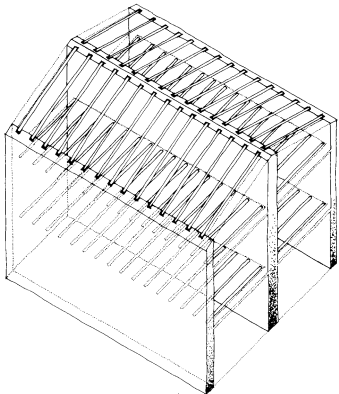
Casa con cubierta a varias aguas. De formas simples en todo caso, es resultado de la influencia de los tipos tradicionales manchegos, frente a los andaluces y levantinos ya comentados. Es este el grupo presente en el ámbito de estudio propuesto, y si bien se resuelve con un repertorio pequeño de soluciones estructurales y constructivas siempre de gran sencillez, la complejidad de su estudio surge por las agregaciones y combinaciones de estas formas simples en el mismo solar o propiedad.

El resultado de esta agregación, que muchas veces comporta la penetración e invasión de las viviendas por parte de las colindantes, o la apropiación de las cubiertas vecinas para la vivienda propia no permite sistematizar el estudio tipológico, por lo que se tratará de ilustrar las formas y procesos elementales que por combinación y agregación dará lugar al resto.

Construcciones auxiliares. Pajares, corra-



Tabla 2.1
*Esquemas de tipos
 más habituales en el
 centro urbano de Mula*

		Crujía perpendicular a fachada		Crujía paralela a fachada	
		1 Crujía	1 Crujía	Doble crujía	
Planta baja + Planta primera + Bajo cubierta	Planta baja				
	Planta baja + Bajo cubierta				
	Planta baja + Planta primera				
	Planta baja + Planta primera + Bajo cubierta				

les, elementos de contención de bancales, molinos de viento y de agua, elementos de elevación y canales de distribución del riego, son elementos ligados a la huerta. Asimismo los hornos, las cocinas exteriores, los aljibes y pozos, pueden estar vinculados tanto a la vivienda huertana como a la vivienda en núcleo urbano.

En una primera visión global se puede decir que el uso predominante de las construcciones en el interior del núcleo urbano es el residencial, y solo en las arterias principales: calle Boticas y calle del Caño se observan locales comerciales en la planta baja. No es habitual que las viviendas superen las dos plantas de altura si bien existen algunos ejemplos con tres alturas y espacio bajo cubierta. Desde el punto de vista volumétrico la mayor parte de las cubiertas son inclinadas con vertientes tanto a la calle como al interior del solar, rematándose las fachadas con dobles aleros y una fila de tejas volada. La cubierta plana (*terrado*) si bien está presente no es protagonista, como ilustran de forma gráfica en las dos vistas de cubiertas en dos partes diferentes del núcleo urbano que se ofrecen en las **Figuras 2.5 y 2.6**.

2.1.2.2. Tipologías elementales

En la **Tabla 2.1** se han reflejado los esquemas estructurales de los tipos más comunes que se pueden encontrar en la localidad de Mula así como en el ámbito rural de su entorno. A continuación se describen brevemente cada uno de ellos.

Crujía perpendicular a fachada

La vivienda elemental es la constituida por una sola crujía perpendicular a la línea de fachada, con una luz inferior a los 5 metros, que puede crecer hacia el fondo del solar con una longitud tan solo limitada por su profundidad, vertiendo aguas siempre a la calle y, en

los casos de vivienda en profundidad, también hacia el interior del solar.

Este tipo elemental puede crecer en altura, con la existencia de altillo (*cámara*) destinada al almacén de productos agrícolas, o de una segunda planta ligada a la vivienda. La cámara suele estar compartimentada por medio de muretes de fábrica con una altura de 90 cm para contener el cereal, la almendra y, en las casas pertenecientes a la burguesía local, servir de saladeros para la caza o la matanza.

No es habitual encontrar construcciones con una crujía perpendicular a fachada con más de dos alturas pero si es posible encontrar dos tipos iguales contiguos que con el paso del tiempo se han unido y comunicado interiormente.

Crujía paralela a fachada


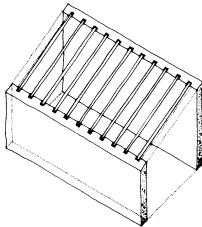








Otro tipo de vivienda de gran modestia es la de una sola crujía paralela a fachada con una longitud entre 8 y 12 m, y un fondo, correspondiente a la luz salvada entre muros de carga, con una medida superior a 3.5 m e inferior a 5 m. Este tipo de vivienda puede, al igual que el anterior, encontrarse acompañada por una planta bajo cubierta sobre la planta baja.

Tampoco es usual, cuando el propietario de la vivienda necesita más espacio construido, que se continúe la construcción en altura con una única crujía paralela a fachada. Dentro de éste esquema el espacio ocupado por la escalera reduce considerablemente el aprovechamiento del espacio disponible al no poder crecer la fachada, que normalmente se halla limitada por las medianeras de los edificios colindantes. En este caso lo habitual es disponer un tercer muro de carga paralelo al de fachada en el interior del solar y verter las aguas desde el muro picadero hacia los dos muros exteriores.

El tipo más repetido en las calles secundarias del núcleo urbano de Mula, y en muchas de las construcciones ligadas a la huerta, es el



Tabla 2.2
*Ejemplos de los tipos
 esquemáticos ilustra-
 dos en la tabla 2.1*

	Crujía perpendicular a fachada		Crujía paralela a fachada	
	1 Crujía		1 Crujía	Doble crujía
Planta baja				
Planta baja + Bajo cubierta				
Planta baja + Planta primera				
Planta baja + Planta primera + Bajo cubierta				

que acabamos de describir, de doble crujía paralela a fachada y una sola planta al que se añade un altillo para almacén de enseres y productos de la tierra. En este caso en la primera crujía de la vivienda, entrando desde la calle encontramos la entrada comedor a cuya izquierda hallamos una alcoba. En la segunda crujía, en comunicación con la entrada, la cocina, enfrentada a la otra alcoba. El baño y otras construcciones secundarias como corrales y granero están ligados al patio, y la escalera de acceso al altillo habitualmente se adosa a la medianería en un rincón del salón.

Tipos de más de dos crujías: La casa con torre central

Además de las casas con dos crujías paralelas a fachada, que en las vías principales aumentan en fondo, longitud de fachada y altura, se puede diferenciar un tipo que se puede considerar aislado pero que se descubre en el interior del núcleo urbano, sea porque fue construido inicialmente en un solar propiedad de un huertano rico o porque habiendo sido construido en la huerta ha sido asimilado por la trama urbana cuando esta se ha expandido.

Es el caso de una vivienda con tres crujías que se obtiene añadiendo al tipo que ya conocíamos con muros exteriores de carga y muro picadero central, un cuarto muro de carga equidistante. Esta adicción tiene consecuencias constructivas que implican una variación tipológica importante. Al existir tres vanos a salvar, el centro de la vivienda coincide con un vacío y por tanto no se pueden apoyar los pares de la cubierta en un elemento central para formar la cumbre. Puesto que no existe en la región, y en general en todo el levante, una tradición constructiva que solucione la cumbre en el centro del vano, surge la torre apoyada en los muros de carga centrales, provocando otros dos perpendiculares con lo que la composición en planta de la arquitectura resultante es la que algunos autores han denominado de los nueve cuadrados. Es esta una tipología, aparentemente de plan-



Figs. 2.7. 2.8. y 2.9.
Ejemplos de casa de más de dos crujías con torre en el interior del núcleo urbano de Mula y en el exterior del mismo



ta central, que puede surgir por adicción como es el caso de la **Figura 2.9**, o como resultado de una concepción premeditada como es el caso de los ejemplos de las **Figuras 2.7 y 2.8**.

2.1.2.3. Variaciones de las tipologías elementales

Figs. 2.10. y 2.11.
Variaciones de los ti-
pos elementales: Vi-
viendas en esquina



Los mismos y elementales sistemas constructivos son utilizados en el interior del núcleo urbano por lo que las únicas variaciones sobre los tipos elementales expuestos representan en realidad adaptaciones a condiciones exteriores, como puede ser un solar en esquina, que se enaltece con la adición de una torre. Este es el caso de los ejemplos que se presentan en las **Figuras 2.10 y 2.11**.

En el primer caso el inmueble perteneció a un terrateniente y es construido con fachadas a ambos lados de la esquina. El tipo por tanto se adapta a las condiciones del solar aunque los sistemas constructivos e incluso las distribuciones no varían respecto a los observados en construcciones de dimensiones y características similares. Las variaciones más significativas las constituyen el aumento de la altura entre los forjados de cada planta, el uso de óculos para la iluminación del espacio bajo cubierta y la utilización de ciertos elementos decorativos llamados *cultos*, tales como las forjas de los balcones y ventanas o la forma y tipo de decoración del alero.

En el segundo caso la vivienda original ha sufrido una ampliación en altura en este siglo creciendo en una planta y disponiendo el

mirador en la esquina. De nuevo las variaciones apreciadas respecto de las edificaciones con similares dimensiones, resultan poco significativas ya que se repiten incluso las distribuciones en cada planta, y en lugar de un ingreso en el centro de la fachada y un espacio recibidor central, la puerta de entrada se abre junto a la medianera en la que se apoyará la escalera interior.

2.2. Elementos Estructurales
2.2.1. Cimentaciones

2.2.1.1. Clasificación y conceptos generales

De acuerdo con lo visto en la descripción tipológica, la vivienda de tipo tradicional tiene una estructura de muros de carga portantes. Las cargas se transmiten al terreno a través de las cimentaciones que deben repartirlas al terreno cumpliendo, entre otros, tres objetivos fundamentales:

- 1. Que no se produzcan hundimientos.
- 2. Que no se produzcan desplazamientos horizontales
- 3. Que no se produzca el vuelco de la estructura.

Para que se cumpla el primero de los requisitos la cimentación debe tener una superficie suficiente tal que la tensión ejercida sobre el terreno sea menor que la resistencia a compresión del mismo. Igualmente la superficie de contacto de la cimentación con el terreno deberá de evitar planos inclinados que provoquen distribuciones de carga (y asientos) diferenciales. Para que no se produzca deslizamiento de la cimentación debe de garantizarse la buena cohesión de los materiales que la conforman, así como la existencia de una fuerza de rozamiento suficiente entre ésta y el terreno.

En definitiva la cimentación debe transmitir al terreno los esfuerzos garantizando que los movimientos horizontales y verticales (asientos) en éste, sean compatibles con la deformabilidad de los elementos constructivos que soporta.

Table with 3 columns: Cimentación, Profundidad, and Tipo. Rows include Superficiales (Zanja corrida, Aisladas centradas, Emparrillados, Zampeados), Semiprofundas (Pozos de cimentación), Profundas (Pilotes rígidos o apoyados), and Flotantes (Pilotes flotantes).

Habitualmente las cimentaciones se dividen en función de la profundidad del nivel de apoyo, en superficiales, profundas y flotantes.

Tabla 2.3
Cuadro de tipos de cimentaciones

En la Tabla 2.3 se han reflejado los diferentes tipos de cimentaciones tradicionales, sombreado aquellas que se encuentran presentes en el área de estudio.

2.2.1.2. Cimentaciones de tipo tradicional en la comarca del río Mula

Zapatas de Zanja Corrida

El tipo de cimentación en la mayoría de los casos estudiados, habitual para muros de

2.2 Palladio, Andrea: Los cuatro libros de la Arquitectura. Ediciones Akal. Madrid 1988.
"Los cimientos deben ser el doble de anchos que las paredes que sobre ellos se elevan. Y en esto se deberá de tener en cuenta la calidad del terreno y la magnitud del edificio, haciéndolos todavía más anchos en terrenos movedizos y menos sólidos, y donde tuvieran que sostener mucho peso. El suelo de la zanja debe ser llampo, con el fin de que el peso gravite por igual, no caiga más en una parte que en otra y las paredes se hiendan...."

Fig. 2.12.
Cimentaciones de zapata corrida

a. Cal y canto

b. Mampostería ordinaria

c. Ladrillo



carga, es de zapatas superficiales corridas ejecutadas con distintos materiales.

Los requerimientos de estabilidad anteriormente citados se resuelven fácilmente con sólo observar las normas que, además de los antiguos (Vitruvio, Palladio^{2,2}, Alberti), son seguidas por los buenos maestros albañiles locales.

Aun si no es difícil encontrar muros dispuestos directamente sobre el terreno o sobre una o varias hiladas de piedras, sin demasiada fortuna, ésto no es lo habitual.

Para realizar la cimentación de zapata corrida se realizaba una zanja con la profundidad necesaria para haber encontrado un terreno propicio. Una vez nivelado el fondo de la cimentación en los escalones o terrazas que venían obligados por la naturaleza del terreno o por el perfil de la calle, era necesario preparar el asiento de la cimentación. En este fondo de la zanja, como se aprecia en los dibujos de la **Figura 2.12**, a menudo se dejaba una hilada de piedras a hueso (sin presencia de cal o de aglomerante alguno) para garantizar la adherencia al terreno y evitar desplazamientos. Sobre este primer asiento, que también podía realizarse sobre cascotes, entablado de madera o arena, se rellenaba el cimient con la recomendación de que fuera más ancho que el muro soportado al menos en la mitad del ancho de éste a cada lado de su base, de

forma que la parte inferior del cimient fuera más ancho que la superior. Estos principios *de sentido común*, son seguidos habitualmente por albañiles y constructores locales que aun hoy continúan utilizando la zapata corrida como método de cimentación de edificaciones secundarias.

En la **Figura 2.12** se representan las secciones de tres cimentaciones de zapata corrida ejecutadas con diferentes materiales: una cimentación de cal y canto (canto rodado envuelto con mortero de cal), una cimentación de mampostería ordinaria (piedra sin trabajar recibida con cal aun si estuviera bien asentada) y una cimentación mediante aparejo de ladrillo. Estos ejemplos no coincidirán con la realidad en cuanto a la forma, pero sí en cuanto a las leyes que, respetando los principios de estabilidad, deben regir su construcción.

Igualmente se muestra en las viñetas elaboradas que la coronación de la cimentación, especialmente cuando el muro portante es de mampostería ordinaria o adobe, se realiza colocando varias hiladas de un material más resistente al agua que, a través de la cimentación o salpicada desde la calle, pudiera llegar a ella. Tenemos que decir que no encontramos este elemento en la arquitectura de la cuenca del río Mula, mas que en aquellos edificios singulares o pertenecientes a familias con un nivel de rentas superior ya que la utilización de la piedra encarece enormemente la

construcción.

Cajones de cimentación

En esta región no son habituales los pórticos o los pies derechos aislados en los que tradicionalmente eran utilizados.

En cualquier caso se puede ver algún ejemplo en edificaciones auxiliares, sea en patios interiores en el casco urbano, sea en la casa huertana, en las que la existencia de apoyos de cubiertas abiertas obliga a la disposición de una cimentación bajo el pie derecho. En estos ejemplos las reglas que son seguidas para su ejecución son similares a las expuestas para las zapatas corridas. La forma de las excavaciones habitualmente es cuadrada disponiendo una solera nivelada que recibe el pie derecho y el pilar. Todo lo comentado se ilustra en el ejemplo de las **Figuras 2.13 y 2.14** en las que se observa un vaciado realizado en el interior de un solar en el que ha quedado al descubierto un cajón de cimentación cuajado con cal y canto, que superiormente recibe un pilar de ladrillo sobre el que finalmente se apoya el pie derecho, así como la cimentación corrida de calicanto.

Pozos de cimentación

Tradicionalmente cuando los muros de carga eran muy pesados (en edificios de cierta importancia) y se agotaba la capacidad portante del terreno, o cuando el terreno de cimentación adecuado se encontraba entre 3 y 6 m de profundidad, se acudía a este tipo de cimentación.

Se excavaban una serie de pozos de planta cuadrada o rectangular que se rellenaban con un conjunto de piedras de diferentes dimensiones bien compactadas y envueltas en morteros de cal. Sobre ellos, uniéndolos, se construían arcos de fábrica de ladrillo utilizando el propio terreno como cimbra. Una vez ejecutados los arcos era sobre éstos sobre los que arrancaban los muros de carga.



Fig. 2.13.
Cimentación de cal y canto



Fig. 2.14.
Cajón de cimentación

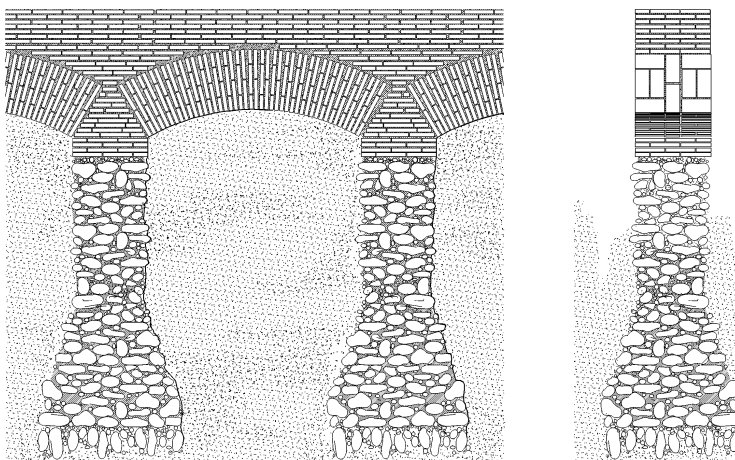


Fig. 2.15.
Pozos de cimentación



2.2.2. Estructura portante mura-
ria

2.2.2.1. Clasificación y conceptos genera-
les

En función del criterio de elección que se tome, varias son las clasificaciones posibles que admiten los muros. En primer lugar los muros utilizados en edificaciones pueden ser *muros de carga*, (principales o maestros), *muros secundarios* (o de arriostramiento) y *muros de cierre*.

Los primeros deben de ser capaces de soportar todas las cargas que reciben de la cubierta, de los diferentes forjados, y su propio peso, para transmitirlos al terreno por medio de los elementos de cimentación que ya se han estudiado.

Los segundos deben de ser capaces de dar estabilidad a los primeros en su plano perpendicular, en el que son menos resistentes frente a las acciones provocadas por asientos diferenciales, por la acción del viento o por efecto de un sismo.

Por último se entienden como muros de cierre los muros exteriores perpendiculares a la fachada que muchas veces no soportan cargas (ni por tanto forjados), ni arriostran a los primeros, evitando tan solo el paso de los agentes atmosféricos o de intrusos hacia el interior de las edificaciones.

Los materiales con los que todos ellos pueden ser contruidos han permitido elaborar la clasificación de la **Tabla 2.4**, en la que se han señalado aquellos que se pueden encontrar en la comarca del río Mula.

Muros de fábrica	Tierra	Tapial
		Adobe
	Piedra	Ordinaria
		Poligonal
		Hiladas irregulares
		Sillarejo
		Sillares
	Ladrillo	Aparejado
		Verdugado
		Doblado con llaves
		Capuchino
		Apilastrado
	Mixtos	Ladrillo y mampostería
		Ladrillo y tapial
Flexoresistentes	Pantallas	
	Muros de hormigón	
	Bloques hormigón harmados	
Entramados	Tradicionales	
	De acero	
	Box Frame	
	Box stress-skin construction	

En general las edificaciones contruidas a base de muros de carga requieren, en la medida de lo posible, que estos se sitúen en ejes paralelos ya que de esta forma los forjados tendrán luces similares en sus extremos, y sus elementos constituyentes (vigas y viguetas) secciones parecidas. En el caso de las viviendas de una sola crujía, los muros de carga suelen ser paralelos a fachada cuando la longitud de esta es superior a 4.00 m y perpendiculares a ella cuando es inferior. Aunque existen excepciones, en la arquitectura Muleña la mayor parte de las veces los cuatro muros (dos paralelos a fachada y dos perpendiculares: medianeros) suelen tener el mismo espesor independientemente de las cargas que reciban.

Cuando los dos muros principales son los perpendiculares a fachada, tanto las viguetas de los forjados como los pares de cubierta se apoyan directamente sobre ellos, disponiéndose paralelamente a fachada, **Figura 2.16**.

Tabla 2.4
Tipos de muros en función del material y de su organización constructiva

Cuando los muros principales sean el de fachada y otro (u otros) paralelos a él en el interior del solar, las viguetas y pares de madera se apoyan en ellos en la dirección perpendicular, **Figura 2.17**. Apenas se han encontrado en la arquitectura de la comarca disposiciones estructurales diferentes de estas y, cuando las dimensiones de las edificaciones aumentan, se resuelven como una combinación de las que ya han sido descritas.

Este es el caso de las *casas palacio*, de aquellas viviendas que pertenecían a familias con un nivel de rentas superior y a aquellas aisladas presentes en la huerta que poseían más de una crujía. La economía de medios técnicos provoca en las viviendas de mayor tamaño como las indicadas anteriormente, la aparición de casas con plantas centradas cuando se disponen tres muros de carga paralelos en cada dirección ortogonal, en cuyo centro suele elevarse un torreón de pequeña altura. Modelo que ha sido relacionado por algunos autores con una influencia italiana, aunque también podría ser interpretado como una sencilla evolución natural de las edificaciones aisladas construidas con este reducido repertorio de métodos constructivos, **Figura 2.18**.

Condiciones estructurales

De la misma forma que se exigen a los sistemas de cimentación una serie de condiciones que luego condicionan la forma de ser contruidos, los muros portantes deben de satisfacer una serie de condiciones para ser estables.

Desde el punto de vista del equilibrio interno los muros deben de ser capaces de confinar sus componentes básicos, deben de ser contruidos con materiales suficientemente resistentes para que no se produzcan aplastamientos, debe evitarse la existencia de tracciones que son difícilmente asumibles por ellos y, asimismo, deben de ser resistentes a los esfuerzos cortantes que pudieran existir, **Figura 2.19**. Desde el punto de vista del equi-



Fig. 2.16.
*Muros de carga per-
pendiculares a fachada*

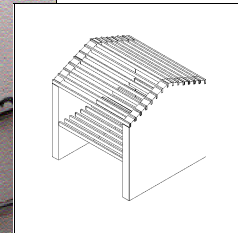


Fig. 2.17.
*Muros de carga parale-
los a fachada*

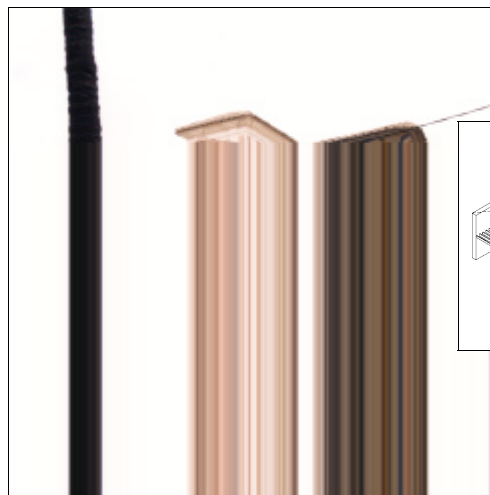
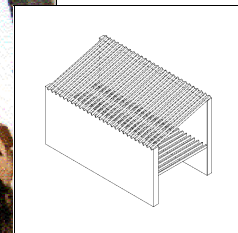
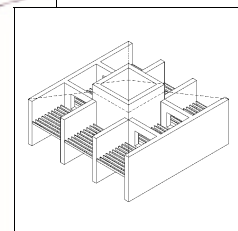


Fig. 2.18.
*Muros de carga orto-
gonales en una casa
palacio*



librio externo las cargas son transmitidas por el muro hasta la base, en la que se deben dar las tres condiciones que ya han sido citadas: que no se hunda, que no se deslice horizontalmente y que no vuelque.

Estos condicionantes de carácter estructural se resuelven de forma natural adoptando con cada material una serie de disposiciones y reglas bien conocidas por los maestros albañiles que serán reflejados al hablar de cada tipo de muro utilizado en esta comarca.

2.2.2.2. Muros de tierra

La tierra es un elemento constructivo presente en casi todas las zonas rurales de la península, especialmente en la zona seca del país. Una de las primeras razones de este hecho consiste en la gran facilidad a la hora de acceder a un material presente en la naturaleza que puede ser inmediatamente utilizado con reducidos procesos de manipulación.

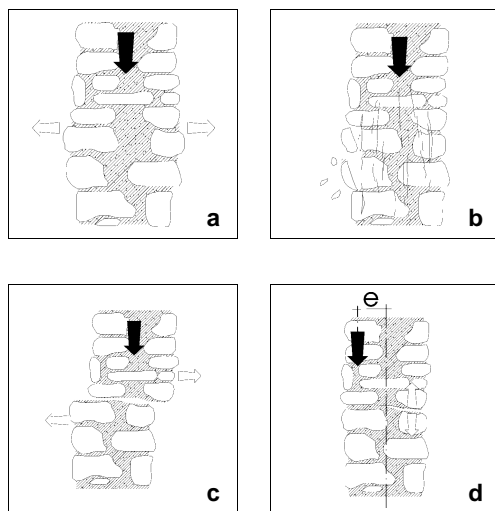
Presente en tratados de construcción y textos históricos desde la antigüedad, la tierra puede ser utilizada con diferentes técnicas entre las que las más importantes en la zona mediterránea son: el *tapial*, los *bloques de tierra apisonada* y la construcción con *adobe*.

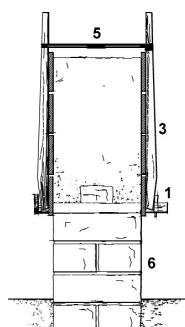
La tierra utilizada en todas ellas contiene, a diferencia de otros conglomerados, un conglomerante aéreo, el barro, y un esqueleto que es la arena. Todos los autores desde la antigüedad coinciden en que no todas las tierras son adecuadas para su uso en la construcción y es beneficiosa la presencia de la arcilla, que debe de aparecer en una proporción inferior al 20% si se quieren evitar grandes retracciones (y agrietamientos) durante el secado del material. En cuanto a la arena su contenido debe ser superior al 45%.

Si bien en algunos países con gran tradición en las arquitecturas de tierra, se ensayan los materiales utilizados, se criban y se estabilizan (mediante compresión, cementación, armado con fibras, etc) en función de las necesidades de cada caso, en la zona de estudio, y en general en toda la península, las tierras utilizadas eran aquellas presentes en los alrededores (independientemente de su mayor o menor idoneidad) y la proporción de sus componentes se establecía de forma

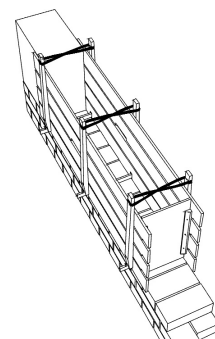
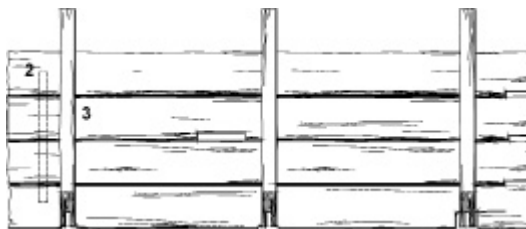
Fig. 2.19.
Condiciones estructurales para el equilibrio de los muros

- a. Confinamiento de los materiales
- b. Resistencia al aplastamiento
- c. Resistencia al corte
- d. Ausencia de tracciones





1. Aguja
2. Barzón
3. Costero
4. Frontera
5. Latiguillo
6. Zócalo



intuitiva por parte de los maestros albañiles, que evaluaban la consistencia, humedad y cohesión del material.

Tapial

Tal y como apunta D. Juan Monjó Carrió *"tapia y tapial son dos términos complementarios de una técnica constructiva que permite la ejecución de muros de cerramiento o de carga mediante el uso de unos encofrados laterales desplazables (tapiales) que permiten contener temporalmente y dar forma a un material preparado in situ a partir de una materia prima fácilmente asequible, que una vez mezclado y apisonado adquiere la forma y consistencias definitivas..."*.

Efectivamente el tapial se utiliza tanto en Mula como en otros lugares, en la construcción no sólo de las cercas y límites de fincas y parcelas, sino también en los muros de carga y cerramiento de las edificaciones más humildes. La diferencia entre tapia y tapial a la que alude Monjó Carrió no es clara y, en general se considera el tapial como el muro de tierra apisonada ejecutado con un encofrado al que también se denomina tapial, que se ha ilustrado en la **Figura 2.20**.

Para la construcción de un muro de tapial se ejecutaba la cimentación con alguno de los métodos ya comentados y se coronaba esta con unas hiladas de mampostería ordinaria o sillarejo, cuya misión consistía en alejar al barro de la presencia del agua, que si bien es



Fig. 2.20.
Tapialera: alzado y sección

- a. Vista general del conjunto
- b. Tensado del latiguillo
- c. Pisones



Fig. 2.21.
Vivienda en c/ Paleras



Fig. 2.22.
Vivienda en calle Blaya



Fig. 2.23.
Monasterio de la Encarnación



Fig. 2.24.
Vivienda en calle del Marqués

muy escasa en esta zona, constituye el mayor enemigo de esta arquitectura. Insertadas en esta base, se dejaban preparadas llaves de conexión de piedra que garantizaban la unión de los muros de tapial al zócalo y la cimentación. Tras haber ejecutado el zócalo, una vez preparada la tierra adecuada que se habría amontonado en un lugar cercano procurando que conservase su humedad propia o aquella que le había sido procurada añadiendo agua, se colocaban a ambos lados del mismo dos entablados de madera llamados *puertas*, separados entre si por medio de *agujas* y la *frontera*. Garantizada su estabilidad mediante el atado y tensado de las costillas de madera denominadas *costeros*, se procedía a rellenar este molde con la tierra preparada, en tongadas de no más de medio pie (15 - 17 cm), que eran compactadas con ayuda de un pisón. Estas operaciones se aprecian en las **Figuras 2.20.a, 2.20.b, y 2.20.c** en las que está siendo ejecutada una cerca en el límite de una propiedad en el sur de Marruecos.

Una vez alcanzada la parte superior del entablado, se procedía a desmontar el tapial que se desplazaba a lo largo del muro disponiéndolo a continuación de la tapia ya ejecutada, y de esta forma igual en toda la línea hasta su extremo. Una vez terminada una de las líneas se procedía a montar el tapial en la parte superior de uno de los extremos haciendo coincidir el centro del entablado con una de las uniones inferiores (a matajunta) con objeto de evitar juntas verticales continuas que debilitan el muro.

Según se aprecia en los dos muros de tapial utilizados en los ejemplos de las **Figuras 2.21 y 2.22**, en Mula es habitual verter cada tongada de tierra una lechada de cal y arena denominado *calicastrado*, que no sólo provoca una cementación (y con ello endurecimiento) de la tierra sino que reacciona con los silicatos de la arcilla volviéndola más estable.

Nótese igualmente en estas figuras, los zócalos de mampostería ordinaria bajo el tapial que, en el caso de la **Figura 2.22**, ha sido rematado y enrasado con una verdugada

de ladrillo en la que se absorben todas las irregularidades propias de la piedra. Es fácil encontrar en edificios de mejor factura estas mismas verdugadas de ladrillo no sólo sobre el zócalo de base sino también en la coronación de cada hilada de tapial para recibir la siguiente, y en el nivel del forjado recibiendo las viguetas de madera o una solera del mismo material, colaborando en el reparto de cargas cuando son recibidas por el muro.

Es usual el refuerzo de las esquinas y encuentros con materiales más resistentes como la piedra, y el refuerzo de huecos con uso de ladrillo y madera en jambas y dinteles. Además de ser utilizada en tapias y muros de carga, el tapial se utiliza en muros medianeros con función de cierre (**Figuras 2.23 y 2.24**), en muros mixtos como se verá más adelante, y no sólo en la arquitectura llamada popular sino también en la religiosa y en la arquitectura culta, entendiéndola como aquella en la que existía un diseño organizador previo a la construcción (proyecto) generalmente patrocinada por grandes capitales.

Por último es necesario hacer notar la necesidad de la aplicación de un revestimiento adecuado que proteja la fábrica de tierra de la erosión, por medio de un calicastro (lechada de cal) o un revoco de tierra a la que se puede añadir cal, estiércol o paja para mejorar sus cualidades. La ausencia de revoco provoca irremediablemente la ruina de la fábrica ejemplarizada en la **Figura 2.22**.

Adobe

Reciben de forma común el nombre de *adobes*, las piezas formadas con tierra arcillosa, que al igual que el tapial puede estar mezclada con paja, arena, estiércol u otro material, con forma paralelepédica, elaborados a mano con la ayuda de un molde sencillo de madera (gradillas), compactados de forma manual y secados al sol, que posean unas dimensiones tales que puedan ser fácilmente manejados con un solo brazo.



Fig. 2.25.
Adobes realizados a mano



Fig. 2.26.
Fabricación de bloques de tierra compactada



Fig. 2.27.
Secado y apilado de los bloques de tierra compactada a pie de obra

De una forma intuitiva se puede pensar en los adobes como en ladrillos, cuyos elementos constitutivos principales son la arcilla, arena y agua, y que son secados al sol.

Al igual que el tapial, la construcción con adobes es un sistema de gran tradición, presente en todos los lugares y todas las épocas. Se hallan referencias al adobe en los tratados escritos por Vitruvio (sg.I a.C.), Alberti (sg.XV), Palladio (sg.XVI), Benito Bails (sg.XVIII). Baste recordar tan solo uno de los pasajes del segundo libro, de los diez escritos



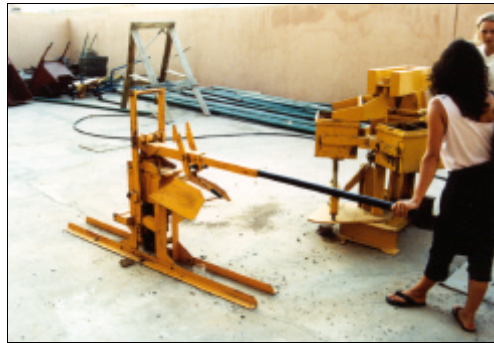


Fig. 2.28.
Bloques de tierra compactada

Maquinaria de fabricación de tipo manual

por Vitruvio^{2,3}, en el que se hacían mención a los ladrillos: "Voy a referirme, en primer lugar, a los ladrillos, indicando la clase de tierra más conveniente para su fabricación. No deben fabricarse ni de arena, ni de tierra pedregosa ni de tierra de arena gruesa pues si se fabrican con estas tierras resultan pesados y, cuando se colocan en las paredes, se descomponen por efecto de la lluvia y se deshacen. Además las pajas no se apelmazan bien, debido a su aspereza. Deben, pues, hacerse de tierra blanquecina abundante en arcilla, o bien de tierra roja (almagre), o bien de sabulo fuerte y grueso."

Por tanto la ejecución de un muro de adobe requiere primero la fabricación de éstos, que comienza con la selección de las tierras adecuadas (arcillosas). Una vez cribadas y limpias de piedras, raíces, ramas y cualquier materia orgánica, se mezclaban estas con el agua necesaria que permitiera el trabajo con

la masa, y con los otros componentes destinados a mejorar sus propiedades o la ligazón de sus materiales constitutivos, que en el caso de esta región es sólo la paja.

Una vez preparada la masa se fabricaban los adobes de forma manual (**Figura 2.25**), o se disponía la masa en la gradilla de madera o metálica en la que se compactaba y enrasaba utilizando una raserá o un sencillo listón. Posteriormente se liberaba el adobe de su molde y se dejaba secar directamente al sol durante un periodo que podía variar de dos a seis semanas dependiendo del clima. En los primeros días se daban vueltas a los adobes y, cuando habían adquirido la dureza suficiente, se apilaban para un secado lento, resguardados del agua, del sol, y de los agentes atmosféricos que pudieran dañarlos.

Cuando los adobes se habían secado suficientemente eran utilizados en las fábricas mediante un aparejo, previa ejecución de la cimentación y zócalo inferior, uniendo unos con otros con ayuda de barro o con otro mortero que generalmente era de cal y arena.

Aunque las características mecánicas varían significativamente en cada zona y en cada



Fig. 2.29.
Muro construido con adobes

^{2,3} Vitruvio Polión, Marco Lucio: "Los diez libros de Arquitectura". Alianza Editorial, Traducción de Oliver Domingo, J.L., Madrid 1995.

edificación analizada, la resistencia a compresión de las fábricas de adobe sin entramado es baja y, según los estudios realizados por el centro del ICAM de Lille, se considera entre 15 y 20 Kg/cm² tras cuatro semanas de secado para bloques realizados con tierras sin estabilizar.

Al igual que el tapial, los muros realizados con adobes requieren un revoco exterior de protección, un refuerzo en las esquinas y huecos, así como la disposición de elementos que repartan las cargas recibidas desde los forjados.

Aunque no se han citado todas las variantes de las construcciones tradicionales de tierra puesto que no son utilizadas en la región que se está estudiando, si nos parece convenient-

te señalar la existencia en otros países como Marruecos, de bloques de tierra compactados que pueden ser fabricados tanto manual como mecánicamente, e incluso por procedimientos industriales. Esto permite comentar las **Figuras 2.26 y 2.27** en las que podemos ver la fabricación de estos bloques a pie de obra del mismo modo en el que se realizaba en el pasado en la península. En la primera un operario prepara cada bloque de tierra utilizando un molde metálico que tiene a su espalda. En la **Figura 2.28** se aprecian una serie de bloques dispuestos para su secado y, en el borde de la imagen, otros que permanecerán apilados hasta su utilización.



Fig. 2.30.
Pedregal en el borde de una explotación agrícola



Fig. 2.31.
Edificaciones de mampostería ligadas a una explotación agrícola

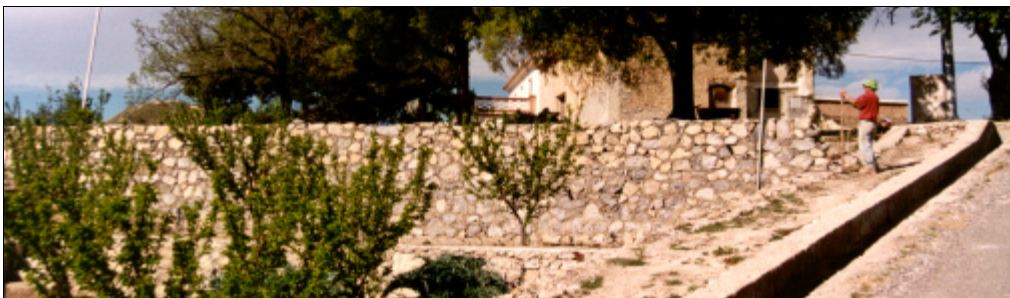


Fig. 2.32.
Bancales en una explotación agrícola



2.2.2.3. Muros de piedra

Los muros de piedra son quizás los más importantes en la arquitectura tradicional Muleña, no por su buena factura o especial belleza, sino sobre todo por ser los más abundantes no sólo en las edificaciones en el interior de núcleos urbanos, sino también en las arquitecturas de la huerta y en aquellas auxiliares.

La razón de la gran cantidad de muros de mampostería existentes reside en la abundancia de este material en la zona. La combinación de las condiciones geomorfológicas y climáticas ha provocado un paisaje de una gran aridez en toda la zona, en el que predominan las calizas, los conglomerados y las areniscas. En este contexto los moradores de estas tierras han conseguido sacar gran partido del territorio y es generalizado el aprovechamiento agrícola en toda la región, en la que los agricultores se desembarazan de los numerosos bolos de piedra que encuentran al trabajar sus propiedades, utilizándolos en la realización de muros de contención en el borde de los bancales, en la construcción de canales para transportar el bien preciado que es el agua, o en la construcción de edificaciones.

Véanse por ejemplo las imágenes de las **Figuras 2.30, 2.31 y 2.32** que ilustran la acumulación de material pétreo en el borde de una propiedad agrícola, las construcciones de piedra ligadas a un aprovechamiento agrícola o la utilización de éstas en la contención de tierras al formar los bancales de los que han sido extraídas.

Se denomina comúnmente *fábrica* a la solución constructiva obtenida con mampuestos, o ladrillos, que convenientemente dispuestos y

trabados, verifican las condiciones de resistencia y estabilidad necesarias en una construcción muraria.

Aunque las fábricas más usuales son las de mampostería que luego se denominará ordinaria, se encuentran en la cuenca del río Mula muchos de los tipos que fueron incluidos en la **Tabla nº 2.4** (§ 2.2.2.1).

Se explicarán a continuación cada una de ellas, para lo cual, no por bien conocidos y reflejados en el glosario, debe evitarse el recordar algunos términos utilizados en adelante. Así los elementos de piedra para su uso en construcción, en función de sus medidas, procedencia y estado de elaboración pueden ser clasificados en:

Sillares. *Bloques de piedra cuyo peso y dimensiones exige la manipulación mediante dispositivos especiales de suspensión y asiento, tallados por una o más caras que pueden estar provistos o no de molduraciones.*

Sillarejo: *Diminutivo de sillar, pieza pequeña labrada toscamente y sin molduración u ornamentación, pero de forma prismática aproximada.*

Mampuesto. *Su mismo nombre indica "puesto a mano". Llamamos mampuestos a las piedras cuyo peso, inferior a 25Kg, permite su manipulación sin necesidad de recurrir a aparatos de suspensión, y cuya forma es irregular, a veces tal y como sale de cantera, sin desbaste ni talla.*

Ripio. *Conjunto de piedras de pequeño tamaño, muchas veces procedentes del desbaste de los mampuestos, que son utilizados para asentar, acunar y estabilizar los mampuestos en las fábricas de piedra, operación que recibe el nombre de enripiado.*

Chapa. *Sillar de escaso espesor destinado a encargar o revestir otras fábricas no pétreas, dándoles aspecto de sillería, artificio sumamente utilizado hoy día ante la dificultad y precio de la sillería auténtica, y como elemento protector de los materiales que conforman el muro ante los agentes atmosféricos.*

Morteros y juntas

Si bien existen fábricas de mampostería en las que los mampuestos se disponen sin asentarlos sobre mortero (*mampostería en seco*), cuando se quiere aumentar la resistencia del muro para el uso en edificaciones, es necesaria la traba de las distintas piezas con un mortero que consiga el reparto uniforme de las cargas, una cierta resistencia a la tracción y al corte del conjunto, así como la estanqueidad necesaria.

Cuando se utilizaba la fábrica de piedra natural bajo tierra, se empleaban los morteros de cal hidráulica, de cal o de cemento. Por encima de la cota del terreno, los morteros que se utilizaban tradicionalmente eran de cal y, en la actualidad se usan morteros bastardos de cemento y cal con distintas dosificaciones con las que se controla su plasticidad y dureza.

Es necesario realizar un paréntesis para comentar que, si bien está altamente desaconsejada la utilización en las fábricas antiguas de morteros de cemento sin cal, y de yeso común, el primero por su excesiva dureza y el segundo por su pequeña resistencia a compresión y su deficiente comportamiento en presencia del agua; es habitual encontrar unos y otros en todo el territorio Murciano trabando fábricas de piedra. Es esta por tanto una de las características de todos los sistemas constructivos utilizados en la cuenca del río Mula, en la que los morteros tradicionalmente aconsejados son sustituidos en todo tipo de elementos (estructurales, divisorios o de revestimiento) por morteros de yeso cuya utilización está muchas veces contraindicada.

Para finalizar con las recomendaciones constructivas a seguir en fábricas de piedra, hay que recordar que las piedras naturales deben de estar aparejadas de tal forma que se obtenga una buena trabazón longitudinal y transversal, para lo cual ni en la parte interior ni en la parte exterior de la pared se deberán ver juntas que se prolonguen a través de varias hiladas. Esto implica que en alzado se deben evitar las disposiciones que se advier-

ten en las **Figuras 2.33.a y 2.33.b**, es decir, las juntas en cruz y aquellas que se prolonguen más de tres juntas en la dirección ortogonal.

Asimismo en la sección, tanto longitudinal como transversal, deben de evitarse las disposiciones de la **Figura 2.34**, procurando el atado de la fábrica en el ancho del muro. Dicha traba se consigue con la utilización de un aparejo o el uso de perpiaños, pasaderas o gatillos en función del espesor del conjunto, **Figura 2.35**.

Deben rehuirse las formaciones de bolsas de mortero en el interior de las fábricas y las tor-

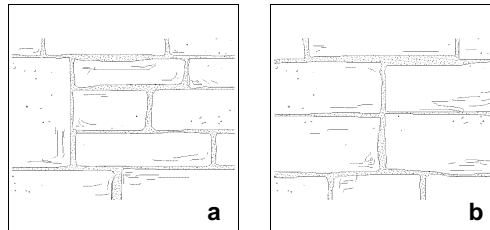


Fig. 2.33.
Disposiciones incorrectas de las juntas en las fábricas de mampostería

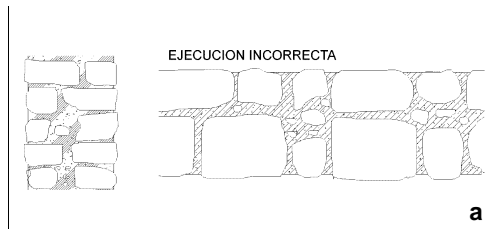


Fig. 2.34.
Atado de muro en sección

*a. Ejecución incorrecta
b. Ejecución correcta*

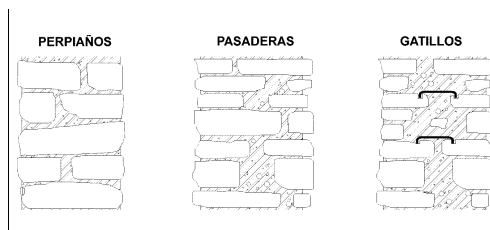
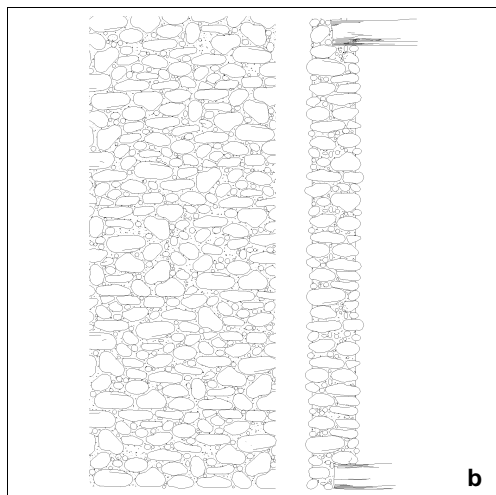


Fig. 2.35.
Sistemas de atado del muro en sección



Fig. 2.36.
Tipos de mampostería

- a. Recibida en seco
b. Cantos rodados



tas de masa de más de 3 cm, recurriendo de ser necesario a colocación adecuada de ripios tanto en el interior como en las superficies exteriores de la fábrica.

En España la construcción de las fábricas se halla reglamentada por las recomendaciones de la NTE.EFP (Normativa Tecnológica Española. Estructuras. Fábricas de Piedra) citada en el **Anexo 1**.

Mampostería en seco

Es la más antigua de las fábricas de piedra natural. Se caracteriza por estar realizada sin emplear mortero entre los mampuestos, que se asientan directamente unos sobre otros disponiéndolos con la adecuada trabazón, procurando evitar grandes huecos entre ellos.

Los muros realizados en este modo tienen una reducida capacidad portante, funcionan por gravedad y en la zona de Mula se utilizan en cercas divisorias de propiedades, cerramiento de patios ligados a las viviendas en la huerta o como contención de tierras en la formación de bancales, **Figura 2.36.a**.

Cuando son utilizados con esta última función es aconsejable procurar una buena zapata de asiento así como darles un cierto talud de forma que sean más anchos en su base que en su coronación, ya que las presiones ejercidas por las tierras aumentan considerablemente con la profundidad, sobre todo con la presencia de agua. El no seguir estas sencillas prescripciones constructivas es la principal causa de la ruina de estos muros tal y como se puede ver en un recorrido entre las *tahullas* murcianas.

Mampostería de cantos rodados

Es aquella en las que las piezas utilizadas con cantos rodados de piedra muy dura y superficie redondeada puestas hábilmente en obra, acuñando toda la fábrica con cantos menudos y enrasando ésta cada metro y medio, **Figura 2.36.b**. Se caracteriza por poseer una reducida resistencia a compresión y por requerir una gran cantidad de mortero. En Mula tan solo se ha encontrado en edificaciones auxiliares cercanas a cauces fluviales en la huerta, como es el caso de la zona del tras-castillo junto a la cola del pantano.

Mampostería ordinaria

Es la más abundante en toda la comarca e interviene en la mayor parte de las edificaciones del casco antiguo de Mula y de las localidades vecinas, por motivos que una vez más se halla en la economía de medios, por la gran facilidad a la hora de adquirir los materiales, y puesto que su ejecución no requiere mano de obra especialmente cualificada. Está presente este tipo de mampostería tanto en la arquitectura popular residencial como en la

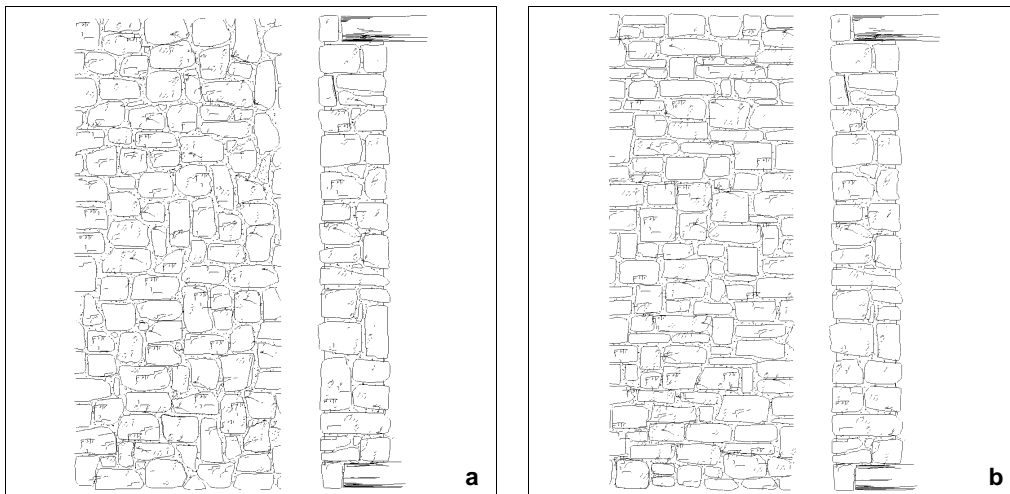


Fig. 2.37.
Tipos de mampostería

- a. Ordinaria**
- b. Hiladas irregulares**

arquitectura civil y huertana tal y como atestiguan las **Figuras 2.38, 2.39 y 2.40**.

Los muros de mampostería ordinaria se construyen con piedras, de formas irregulares en la mayor parte de los casos, procedentes de la cantera o de tierras de labor, apenas sin trabajar, muchas veces con una simple limpieza, colocándolas en la fábrica sin tratar de buscar la formación de hiladas horizontales, en una masa abundante de mortero que cierre los huecos, **Figura 2.37**.

Una vez más estos morteros que tradicionalmente son de cal o bastardos (cemento y cal), muchas veces en la región de Mula son de yeso (cuando son antiguos) o de cemento sin adicción de cales (cuando son actuales), contraviniendo las recomendaciones constructivas ya comentadas.

Estas fábricas están caracterizadas por una reducida capacidad mecánica, tendencias a los asentamientos locales, desplazamientos y corrimientos, y aunque algunos autores la consideran característica de una mala época constructiva de finales del siglo XIX, en el caso de la comarca del río Mula podemos considerarla propia de una limitada capacidad económica y técnica de sus moradores.

Mamposterías de lajas o rajuelas

Los muros ejecutados de esta forma son los más sencillos, baratos y frecuentes en la aplicación de la piedra natural, pero no en la región de Mula, por lo que tan solo se citarán brevemente.

En el resto de la península, sobre todo en las



Figs. 2.38 2.39 2.40
Ejemplos de utilización de mampostería ordinaria encontrados en Mula



Fig. 2.41.
Tipos de mampostería

- a. Poligonal regular
- b. Poligonal irregular

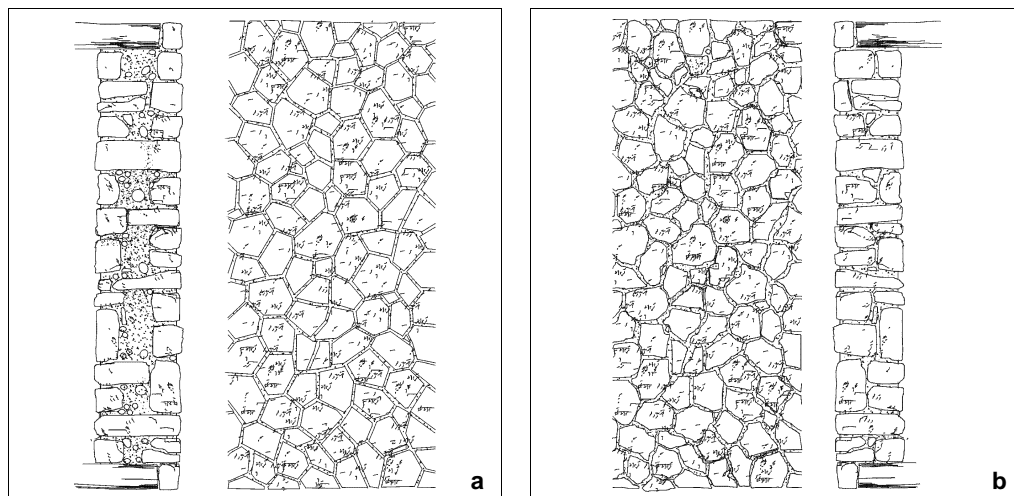
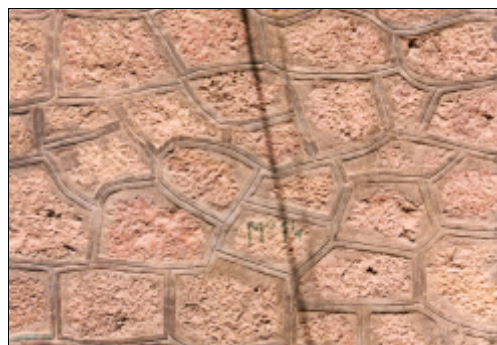


Fig. 2.42.
Ejemplo de mampostería poligonal encontrada en Mula



zonas vecinas a canteras, se emplean en los muros, vallados y paredes de sótanos y, tan sólo en viviendas de gran modestia ya que los muros ejecutados en este modo carecen de aislamiento térmico a no ser a costa de un gran espesor.

Mampostería de hiladas irregulares

En este tipo de fábrica las piezas tienen trabajadas todas las superficies de sus juntas, tanto verticales como horizontales, hasta una profundidad de 15 cm y están dispuestas aproximadamente formando ángulos rectos.

La altura de las capas o hiladas puede variar de una hilada a otra y aun dentro de la misma hilada, siendo recomendable enrasar el muro en todo su espesor cada 1.5 m, buscando el plano perpendicular a la dirección de las fuer-

zas transmitidas por el muro.

No son habituales en la comarca del río Mula por exigir la intervención de una mano de obra más cualificada y un tipo de piedra más trabajada respecto de la mampostería ordinaria. En cualquier caso se han encontrado algunos ejemplos en segundas residencias o en ampliaciones de la casa huertana de reciente construcción.

Mampostería poligonal

En ella las piezas se labran con formas poligonales regulares (**Figura 2.41.a**) o irregulares (**Figura 2.41.b**) antes de su puesta en obra, disponiendo en el exterior del muro las caras planas. Posteriormente se rejunta o encinta el encuentro de las piezas para evitar la entrada de agua al resbalar por el paramento, lo que es aprovechado con misiones decorativas, con la oportunidad añadida de dar al conjunto una regularidad que en realidad no posee. Con la disposición de mampuestos descrita se favorece la transmisión de las cargas en el exterior de los muros siempre que se evite el enripiado en la superficie.

Los muros construidos en este modo pueden serlo con una sola hoja (**Figura 2.38.a**) y de dos hojas (**Figura 2.38.b**). Cuando éstos deben poseer una anchura mayor que la

dimensión posible de los mampuestos, se procuran dos hojas (una interior y otra exterior) que pueden estar constuidas con sistemas diferentes y en su interior se procura un relleno de mampostería ordinaria o de piedra sin labrar asentada con abundante cantidad de mortero y ripio que colmaten la totalidad de los huecos.

En este último caso es obligada la utilización de llaves o perpiños que traben la fábrica en todo su espesor en el 30 % de la sección, o lo que es lo mismo, cada tres hiladas de mampuestos.

Según se aprecia en el ejemplo de la **Figura 2.42** se pueden ver en Mula algunos ejemplos bien ejecutados de mampostería poligonal, que llaman inmediatamente la atención en un contexto urbano de paramentos revestidos de yeso.

Sillarejo

La fábrica de sillarejos se caracteriza por estar formada al menos en una de sus caras por ese tipo de piezas, que presentan una forma prismática con caras labradas toscamente dispuestas en hiladas con la misma altura, enrasadas perpendicularmente a la dirección de las cargas.

Se deben caracterizar por poseer juntas verticales y horizontales perpendiculares entre si y a los paramentos, de las cuales las primeras deberán de estar trabajadas por lo menos en

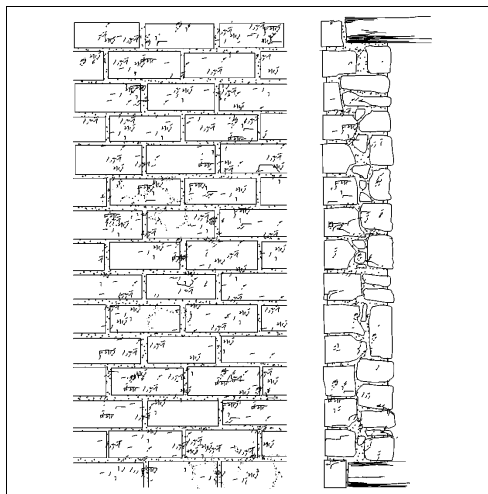


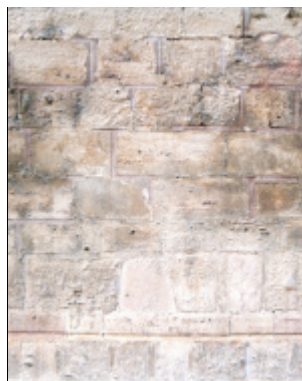
Fig. 2.43.
Tipos de mampostería
Sillarejo

15 cm de profundidad.

En la ciudad de Mula, y en toda la comarca tan solo se encuentran fábricas de sillarejos en edificios religiosos cuyos paramentos permanecieron revestidos hasta este siglo; a juzgar por el testimonio de los párrocos, por las tradiciones locales y por la mezcla de tipos de mamposterías que podemos coinciden en un mismo paño de fachada.

En las **Figuras 2.44, 2.45 y 2.46** se muestran la fachada lateral de la iglesia de Santo Domingo en Mula y la torre de la iglesia de Ntra. Sra. de los Remedios en Albudeite, que con el resto del edificio presenta mampostería ordinaria; así como la fachada lateral de la iglesia de San Miguel en Mula.

En la arquitectura popular que se está estu-



Figs. 2.44 2.45 2.46
Ejemplos de sillarejo

2.44. Fachada lateral de la iglesia de Santo Domingo en Mula

2.45. Torre de Nta. Sra. de los Remedios en Albudeite

2.46. Fachada lateral de la iglesia de San Miguel en Mula





Figs. 2.47 y 2.48.
Ejemplos de sillería

2.47. Portada de la iglesia de San Miguel

2.48. Puerta de entrada en inmueble de la calle El Caño

diando, el sillarejo encuentra su lugar tan solo en las esquinas, como refuerzo de fábricas de otro tipo, así como en elementos aislados en huecos de fachada, pero no hemos encontrado viviendas construidas de este modo.

Fábrica de sillería

De forma común se designa la fábrica de sillares como aquella construida con piedra labrada por sus caras de apoyo o bases, por sus

frentes o paramentos y por sus caras laterales, con intervención de un cantero según un diseño predeterminado.

La labra de los sillares requiere planos precisos que permitan al cantero ejecutar las piezas ya que este tipo de fábrica admite pocas improvisaciones sobre todo en elementos de portada, arcos, dinteles o elementos decorativos.

La puesta en obra de la sillería requiere un recibido previo de los sillares sobre cuñas o listoncillos con el grueso que habrán de tener las llagas y tendeles (si la fábrica no se recibe en seco), para posteriormente realizar el relleno de juntas, sea levantando la piedra y recibéndola de nuevo, sea con el colado de un mortero fluido que puede requerir un rejuntado posterior si se tienen dudas sobre la formación de bolsas de aire en el mortero.

En la arquitectura popular Muleña la sillería está reservada para las portadas de las iglesias (**Figura 2.47**) y de las casas señoriales en el centro de la localidad (**Figura 2.48**) debido al coste excesivo que supone tanto la labra de las piezas como su puesta en obra que requiere una pericia que pocos maestros locales poseen.

Fig. 2.49.
Muro a la romana

a. Dos caras de mampostería ordinaria
b. Una cara de sillarejo y otra de mampostería ordinaria

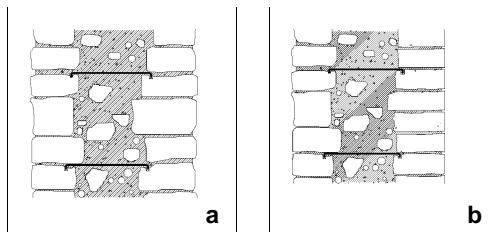


Fig. 2.50.
Muro trasdosado

a. Con hormigón armado
b. Con fábrica de ladrillo

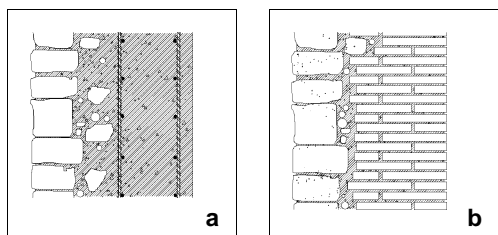
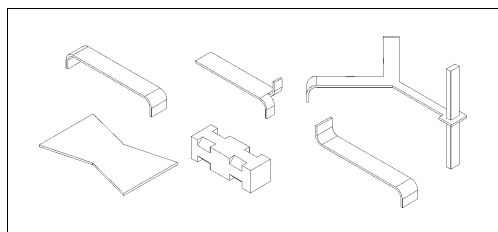


Fig. 2.51.
Ejemplos de llaves



Muros de fábrica de piedra a la romana y trasdosados

Cuando se realiza un muro de carga de mampostería que necesita una gran anchura (por ejemplo en un edificio de planta baja y dos plantas de altura muy común en Mula) o cuando se ejecuta una fábrica de sillar, sillarejo o poligonal cuyo coste aumenta considerablemente por el uso de mano de obra especializada, se recurre en muchos casos (por necesidad o por economía) a la construcción de dos hojas entre las que se dispone un relleno tosco, o al trasdosado de la hoja exterior con otro material por el interior, más económico o de más fácil manejo. Hablamos en este caso de fábricas mixtas que pueden ser *a la romana*, o *trasdosadas*.

Si se ejecutan dos hojas, como ya se había visto al hablar de la mamposterías ordinarias y poligonales, el interior se debe rellenar con un conglomerado de mortero y de piedra lo más compacto posible. En este caso la parte de los paramentos debe tener al menos un 30% de piezas colocadas a tizón, trabándolas con el interior, para lo que habrán de penetrar al menos 10 cm o disponerse anclajes metálicos que garanticen la unión de las dos hojas.

Este es el caso de los ejemplos de las **Figuras 2.49.a y 2.49.b** en las que se muestra un muro formado por dos caras de mampostería ordinaria, muy habitual en Mula, y un muro de sillarejo y mampostería ordinaria como el que podemos encontrar en la torre de la iglesia de Ntra. Señora de los Remedios en Albudeite o en la iglesia de San Miguel en Mula.

Si se ejecuta un muro de una sola hoja en el que la cara de una de ellas es de mampostería se tienen varias opciones, entre las cuales se ilustran dos en las **Figuras 2.50.a y 2.50.b**. En la primera se ha utilizado una fábrica de sillarejo como encofrado perdido de una cara de hormigón armado en el interior. Es recomendable en este caso realizar la fábrica y el hormigonado posterior por líneas de altura inferior a 1m. En el segundo ejemplo se muestra una fábrica de mampostería que puede ser poligonal, sillarejo, ordinaria) trasdosada interiormente con ladrillo, también fácil de encontrar en la localidad de Mula.

En ambos casos se utilizan, además de piezas a tizón pasaderas, anclajes metálicos que aseguren la conexión de las hojas, con modelos (que también pueden ser otros) como los representados en la **Figura 2.51**.

Fig. 2.52.

La fábrica de ladrillo en la localidad de Mula

a. Vivienda en la calle de González

b. Edificio en calle San Miguel. (Principios de siglo)

c. Iglesia de Santo Domingo (sg. XVI)

d. Ídem. Medianera

e. Iglesia de San Miguel. Fachada lateral

f. Ampliación de vivienda en calle Altos de Santo Domingo



a



b



c



d



e



f

2.2.2.4. Fábricas de ladrillo

Cuando se recorre el núcleo urbano de la ciudad de Mula, la arquitectura del ladrillo nos puede pasar desapercibida si no se mira con atención, ya que casi siempre se hallará revestida exteriormente.

Sí es patente el uso en toda la zona del ladrillo, en las residencias señoriales o edificios religiosos, que en algunos casos datan del siglo XVI. En estos casos los muros de carga pueden estar formados por dos hojas paralelas rellenas con mampostería, pueden tratarse de fábricas mixtas de ladrillo y adobe, o de fábricas mixtas de ladrillo y mampostería ordinaria. Esquinas, machones, refuerzos o verdugadas de atado son elementos constructivos en los que se hace uso del ladrillo en todo el núcleo urbano.

Como ejemplos del ladrillo en el paisaje urbano del núcleo antiguo de la localidad de Mula, se muestran las **Figuras 2.52.a** y siguientes, además de las que se exponen en las páginas sucesivas.

En la actualidad el ladrillo y el bloque no son utilizados en elementos estructurales portantes salvo en ampliaciones de viviendas en altura (**Figura 2.52.f**), en reformas, rehabilitaciones y reparaciones de fábricas y de edificios antiguos cuando están contruidos con muros de carga. El ladrillo en definitiva asume en la actualidad un papel de cerramiento, división o revestimiento.

Por tanto se pretende dar unas nociones generales de la naturaleza de los materiales cerámicos o de los bloques, que siendo o no característicos de la construcción de muros antiguos, se pueden encontrar en la práctica

Ladrillos cerámicos	Perforado		29 x 14 x (7.5, 6, 5.2) 24 x 11.5 x (7.5, 5.2, 3.5)
	Macizo	Tipo M	
		Con cazoleta	
		Con cazoleta continua	
	Hueco	Tejar	Pueden variar
		Rasilla	29 x 14 x 3 24 x 1.5 x 2.5
		Hueco sencillo	29 x 14 x 4.5 24 x 11.5 x (10, 9.8)
		Hueco doble	29 x 14 x 9 24 x 11.5 x (10, 9.8)

profesional, remitiendo al lector hacia la normativa o textos especializados en caso de ser necesaria una mayor profundidad. Todo ello con un ánimo no eminentemente historicista como con la visión de aquel que necesitará trabajar o intervenir en edificaciones preexistentes. En consecuencia si bien nos referiremos principalmente al ladrillo, haremos alusión en la descripción de los materiales y en el aporte de datos dimensionales, a los bloques de hormigón que se encuentran en la edificación *popular* formando parte de reparaciones o reformas efectuadas en los últimos 30 años.

Tabla 2.5.
Tabla dimensional de los tipos de ladrillos de uso habitual en la actualidad

Fábrica de ladrillo

Se ha definido la fábrica como la solución constructiva obtenida con mampuestos que, convenientemente dispuestos y trabados, según una ley que garantice su unidad constructiva (*aparejo*), verifiquen las condiciones de resistencia y estabilidad necesarias en una construcción.

El ladrillo es, en la fábrica que nos ocupa, un mampuesto (*puesto a mano*) de forma ortoédrica, fabricado con una pasta de arcilla que tras un proceso de cocción adquiere sus características mecánicas definitivas. En la antigüedad se realizaba una masa de arcilla que se amontonaba para dejarla *pudrir* y después amasarla y darle con su forma definitiva con la ayuda de gradillas o con la mano encima de una mesa. El cocido se efectuaba en hornos de *hormiguero* después de que las



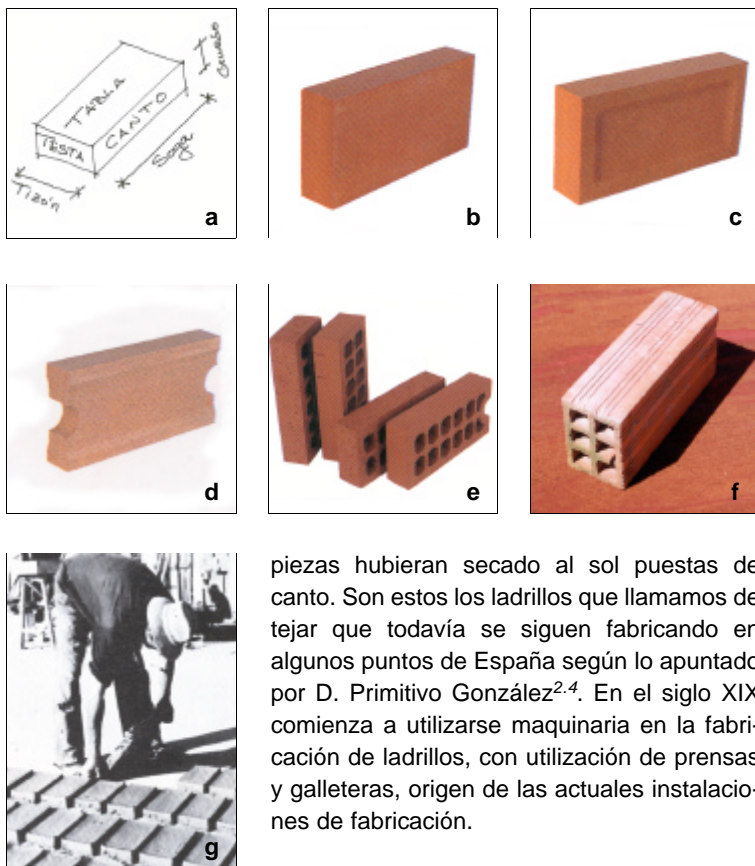


Fig. 2.53.
Tipos de ladrillos y bloques de uso habitual

- a. Dimensiones de un ladrillo
- b. Ladrillo macizo
- c. Ladrillo macizo. (con cazoleta)
- d. Ladrillo macizo (con cazoleta continua)
- e. Ladrillo perforado
- f. Ladrillo hueco doble
- g. Ladrillo tejar. (González, P., 1989)

piezas hubieran secado al sol puestas de canto. Son estos los ladrillos que llamamos de tejar que todavía se siguen fabricando en algunos puntos de España según lo apuntado por D. Primitivo González^{2.4}. En el siglo XIX comienza a utilizarse maquinaria en la fabricación de ladrillos, con utilización de prensas y galleteras, origen de las actuales instalaciones de fabricación.

Se define el ladrillo con sus medidas, llamando *soga* a la medida de la arista mayor, *tizón* a la medida del ancho y *grueso* a la medida del espesor, **Figura 2.53.a**.

Los ladrillos de tejar antiguos con los que se han construido los edificios con varios siglos como algunos de los que forman el casco antiguo de Mula, se caracterizan por su poco espesor, siempre cercano a los 3.5 cm. Puesto que debían ser fácilmente manejados por una persona los ladrillos antiguos adoptan sogas con una medida cercana a un pie (27.863 cm en el caso del pie castellano). No se ha podido determinar que existiera un formato fijo para los ladrillos en los siglos pasados y, en general, estos varían con medidas para la soga entre 26 y 38 cm, y proporciones para el tizón de $\frac{1}{2}$ o $\frac{2}{3}$ del largo. En la locali-

dad de Mula y en los núcleos colindantes es fácil encontrar ladrillos con medidas de 30 x 15 x 3.5, aunque en la Iglesia de San Miguel (Mula) los ladrillos dentro de la misma fábrica no parecen seguir un tamaño y un aparejo homogéneo (existen ladrillos con sogas cercanas a los 38 cm, y otros mucho más pequeños) y en la fachada de la Iglesia de La Puebla de Mula el formato del ladrillo es de 24 x 12.5 x 5.2.

En la actualidad los ladrillos que son utilizados en las fábricas son los que se encuentran presentes en el mercado (salvo que procedan de derribos de edificaciones antiguas). Sus características vienen reglamentadas por el *Pliego general de condiciones para la recepción de ladrillos cerámicos en las obras de construcción RL-88* y sus dimensiones más habituales se reflejan en la **Tabla 2.5**.

Aparejos

Para que la fábrica posea la capacidad de confinamiento de los elementos que la forman, así como la rigidez y resistencia al corte que son necesarias en un muro portante, los ladrillos deben disponerse según una ley que garantice su unidad constructiva. Esta ley de trabazón que rige la disposición constructiva de los ladrillos es la que se denomina *aparejo*.

Los aparejos clásicos son :

Aparejo de sogas. Los ladrillos se disponen unos tras otros con sogas paralelas al paramento y tizones perpendiculares a él, con solapes de media soga entre los ladrillos de hiladas sucesivas. La hoja resultante posee un espesor de la mitad de la soga, o lo que es lo mismo, de medio pie, con buenas características resistente en el plano del paramento pero no en planos perpendiculares a él, **Figura 2.54.a**.

Aparejo de tizones. Los ladrillos se disponen unos tras otros con tizones paralelos al para-

^{2.4} González, Primitivo: "Cerámica preindustrial en la provincia de Valladolid". C.O. Arquitectos de Valladolid y Caja de Ahorros Provincial. 1989.

mento y sogas perpendiculares a él, con solapes de $\frac{1}{4}$ de sogá ($\frac{1}{2}$ tizón) entre los mampuestos de hiladas sucesivas. La hoja resultante posee un espesor de la longitud de la sogá, es decir, de un *asta*. Es también llamado aparejo a la española, **Figura 2.54.b**.

El resto de los aparejos consiste en una combinación de los dos principales, superponiendo hiladas sucesivas completas de sogas o de tizones; o superponiendo hiladas en las que ya se combinan las sogas y los tizones, con un espesor total para estas hojas de una sogá (= 1 *asta*).

Entre otros los siguientes:

Aparejo inglés. Se alternan hiladas completas de sogas y de tizones, **Figura 2.54.c**.

Aparejo belga. Al igual que en el aparejo inglés se suceden hiladas completas de sogas y de tizones, con la particularidad de desplazar las hiladas de sogas medio ladrillo respecto de la hilada de sogas anterior, por lo que el diseño se repite cada cuatro hiladas, **Figura 2.54.d**.

Aparejo flamenco. También llamado gótico, se consigue superponiendo hiladas en las que se alternan sogas y tizones. Si cada hilada se forma con un patrón de sogá-tizón se habla del flamenco sencillo, mientras que si el patrón seguido en cada hilada es de 2 sogas-1 tizón, se habla hablando del aparejo flamenco doble, **Figura 2.54.e**.

Aparejo holandés. En este aparejo se alternan hiladas de sogas con hiladas en las que se alternan sogas y tizones, **Figura 2.54.f**.

Son posibles otros tipos de aparejos con uso menos frecuente, como son el *aparejo de la marca*, el *americano*, *aparejos rústicos* y el *aparejo de sardineles*, que se recogen en la bibliografía específica cuyas referencias se adjuntan. Los aparejos expuestos sirven en el caso de muros portantes de ladrillo con medio

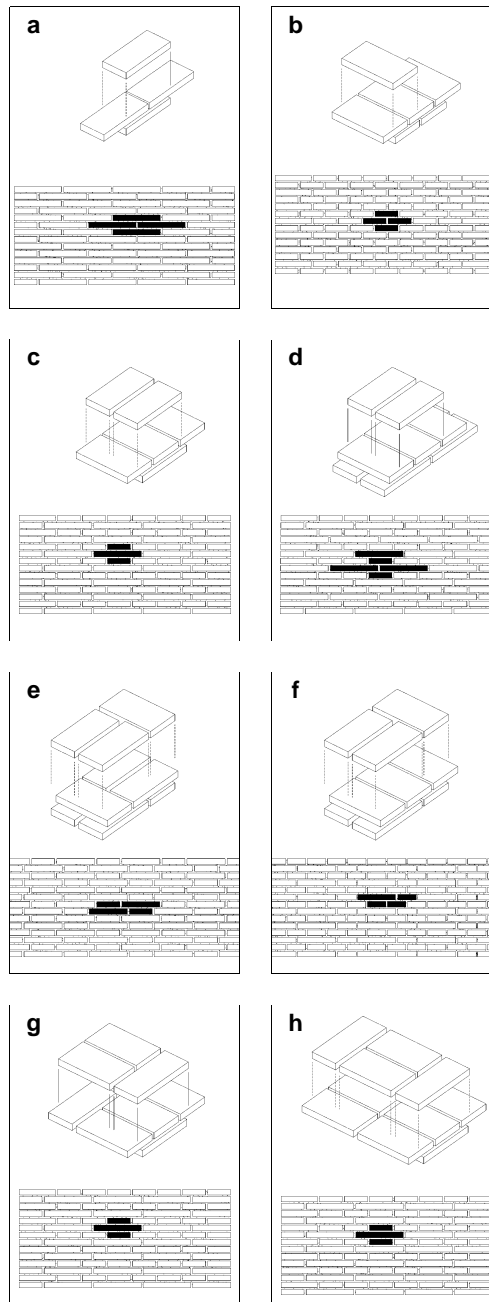


Fig. 2.54.

Aparejos usuales

a. Aparejo de sogas

b. Aparejo de tizones

c. Aparejo inglés

d. Aparejo belga

e. Aparejo flamenco

f. Aparejo holandés

g. Ejemplo de aparejo para un muro de pie y medio de espesor

h. Ejemplo de aparejo para un muro de dos pies de espesor

pie, o un pie, de espesor. Hasta el siglo XIX encontrar en los textos antiguos referencias a los espesores de los muros en función de las alturas que debían poseer, resulta difícil. La elección del grueso del muro debía procurar que el centro de gravedad de su sección transversal se encontrara entre los límites verticales que pasan por los extremos de la base





Fig. 2.55.
Ejemplos de aparejos

a. Aparejo flamenco en el cuerpo de la iglesia de San Miguel, y alero ejecutado con hiladas de tizones

b. Vivienda en Calle del Caño. Aparejo de tizones con junta picada

c. Iglesia de Santo Domingo. Detalle de los contrafuertes

y, suponiendo que las cargas horizontales recibidas desde los forjados y cubierta fueran nulas, debía ser estable ante los esfuerzos de viento.

La primera condición se conseguía fácilmente con la disminución de la sección en altura y la segunda con una gran dimensión transversal, o con la disposición de elementos de arriostamiento como son los contrafuertes o los muros interiores portantes.

Por ello los muros de ladrillo en la arquitectura popular, y en la religiosa, suelen ser de gran espesor, sobre todo en su base. Es fácil la ejecución de muros de hasta dos pies de grueso (48 cm) con aparejos que garanticen la traba de los mampuestos en toda la sección, pero lo habitual, cuando los muros deben tener más de dos pies (caso de la arquitectura Muleña en la que es fácil encontrar espesores de 70 y 80 cm), es levantar dos hojas con los aparejos que hemos citado y rellenarlos de cascotes envueltos en argamasa o mampostería ordinaria.

Para que estos aparejos trabajen convenientemente debe de garantizarse la conexión efectiva entre las dos hojas, que se conseguía mediante la disposición de algunas verdugadas que atravesaran la totalidad de la sección del muro, confinando el relleno. De la misma forma se coronaba la fábrica cuando se llegaba al alero de forma que las últimas verdugadas permitían hacer volar las hiladas de ladrillo sin que con ello se amenazara la estabilidad de la hoja exterior.

Entre los ejemplos que se muestran (**Figura 2.55.a**) está la fábrica de la iglesia de San Miguel en la que se ha utilizado un aparejo flamenco, mientras que el alero se forma con hiladas que vuelan unas sobre otras aparejadas a tizón. En la vivienda de ladrillo de la **Figura 2.55.b** de la que se aporta un detalle de arco y alero, la fábrica ha sido aparejada a tizones. Por último en el detalle de los muros exteriores de la Iglesia de Santo Domingo, **Figura 2.55.c** se aprecia que la fábrica ha sido aparejada a tizones, y en los contrafuertes con un ancho inferior a los tres pies se superponen hiladas en las que se alternan tizones con sogas y $\frac{3}{4}$ de sogas para provocar el solape de los mampuestos.

Estas imágenes tan solo ilustran lo constatado sobre el lugar, en cuanto a que los aparejos más utilizados son el de tizones y el flamenco, pudiendo encontrar otros que en la mayor parte de los casos no se corresponden con los clásicos.

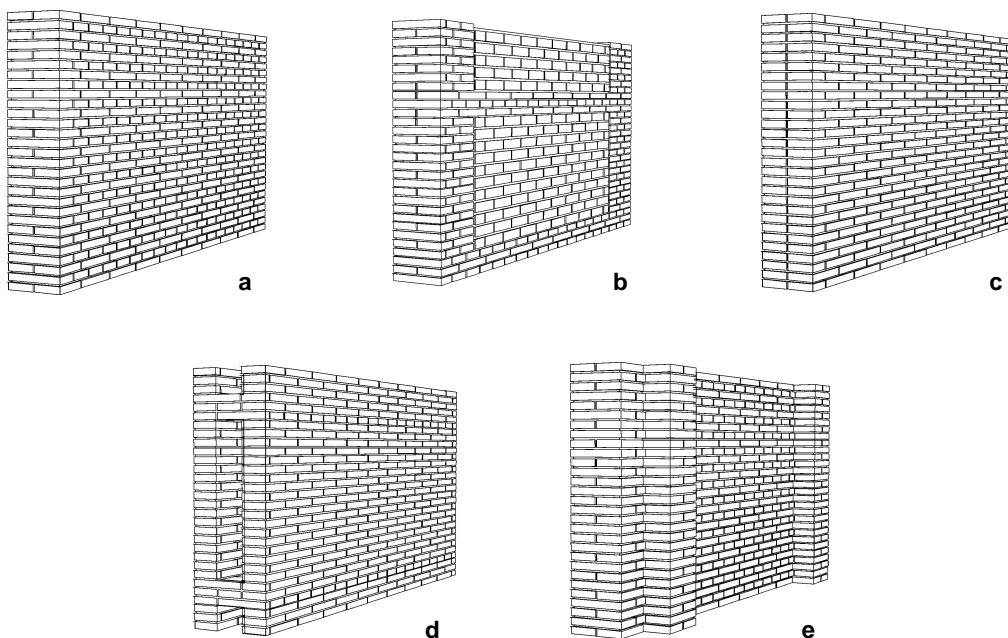


Fig. 2.56.
Tipos de muros de fábrica

- a. Muro aparejado
- b. Muro verdugado
- c. Muro doblado
- d. Muro capuchino
- e. Muro apilastrado

Tipos de muros de ladrillo

Se ha indicado en el punto anterior cómo se resolvía la estabilidad de un muro cuando éste debía de poseer un espesor mayor de un pie o ser especialmente estable en su plano perpendicular. En la actualidad la ejecución de muros de fábrica de ladrillo debe seguir la Norma Básica de la Edificación FL-90 y por tanto los muros de carga de construcciones recientes deben de acomodarse a esta normativa.

La norma establece una clasificación de los muros, no en cuanto al aparejo utilizado, sino en cuanto al número y disposición de sus hojas que en definitiva garantiza una mínima estabilidad transversal cuando el muro posee una anchura determinada. Se distinguen los siguientes tipos:

Muro Aparejado. Aquel trabado en todo su espesor, ejecutado con una sola clase de ladrillos, siguiendo cualquiera de los aparejos anteriormente descritos, con un espesor mínimo de medio pie en muros con capacidad portante y un espesor máximo de hasta dos astas de espesor.

Muro verdugado. El aparejado en el que se alternan fracciones de muro de varias hiladas de una misma clase de ladrillo (*témpanos*), con verdugadas de al menos dos hiladas, de un ladrillo más resistente. Con ello se consigue una rigidización de la fábrica cuando ésta se construye con un ladrillo de reducida resistencia a compresión.

Muro doblado. Es aquel formado por dos hojas adosadas de igual o diferente clase de ladrillo, con elementos que las enlacen, que pueden ser verdugadas del mismo material, bandas metálicas o anclajes. Con este tipo de muro conseguimos espesores mínimos de 18 cm y máximo de dos pies.

Muro capuchino. Aquel formado con dos hojas como el doblado, con una cámara de aire intermedia que, según la normativa, no puede ser superior a 11 cm, garantizando la unión de las hojas con los elementos de enlace que ya conocemos: verdugadas, llaves o bandas metálicas. Con esta disposición se obtienen fábricas con un espesor mínimo de 25 cm y máximo de 69 cm.

Apilastrado. Aquel aparejado con pilastras

Tabla 2.6.
Tabla orientativa de resistencia de morteros en función de la proporción de componentes.
UNE 83-800-94

Tipo	Resistencia a Compresión f_{ak}	Prop. Cemento	Prop. Cal aérea	Prop. Cal Hidr.	Prop. Arena
M - 2.5 a	25.51 Kg/cm ²	1			8
M - 2.5 b		1	2		10
M - 2.5 c				1	3
M - 5 a	51.02 Kg/cm ²	1			6
M - 5 b		1	1		7
M - 7.5 a	76.53 Kg/cm ²	1			4
M - 7.5 b		1	1/2		4
M - 15 a	166.66 Kg/cm ²	1			3
M - 15 b		1	1/4		3

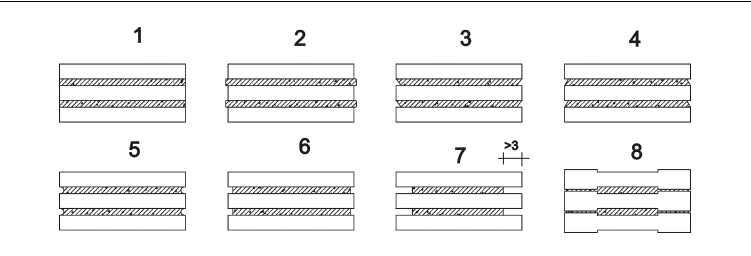


Fig. 2.57.
Tipos de juntas

- a. Enrasada
- b. Saliente
- c. Matada inferiormente
- d. Matada superiormente
- e. A media caña
- f. Rehundida
- g. Degollada
- h. A hueso

ejecutadas simultáneamente que aumentan la rigidez en el plano perpendicular.

Morteros

En las fábricas los ladrillos se unen entre sí con la utilización de la argamasa, formada por un aglomerante (cal o cemento), un árido (arena), agua y a veces aditivos.

Aunque los morteros utilizados en el pasado han evolucionado a lo largo de los siglos se puede considerar que el mortero tradicional que nos ha llegado desde la época de los romanos es el formado por agua, cal y arena. Ya Vitruvio^{2.5} en el siglo I a.C., explicaba que la cal una vez apagada se debía mezclar con arena en una proporción 1:3 cuando ésta era de cantera. Benito Bails en el siglo XVII y Juan de Villanueva en el siglo XIX han dejado en sus manuales testimonio sobre las proporcio-

nes de cal y arena para los morteros (1:2, 1:3 y 2:5) en función del tipo de arena y cal utilizados.^{2.6}

Con el descubrimiento de los aglomerantes hidráulicos en el siglo XVIII (1756) y la invención del cemento Portland a finales del siglo XIX, se ha abandonado el uso de los morteros de cal. Los morteros de cal en este momento tan solo son utilizados por empresas especializadas en trabajos de restauración que poseen sus propias balsas para la fabricación y apagado de la cal, o como aditivo en morteros de cemento para que éste adquiera una mayor plasticidad.

En la actualidad los morteros destinados a la ejecución de las fábricas de ladrillo portantes se rigen por las disposiciones contenidas en la NBE FL-90 en la que se establecen cuatro tipo de morteros en función de sus resistencias mínimas: M-20 (20Kg/cm²), M-40 (40 Kg/cm²), M-80 (80 Kg/cm²) y M160 (160 Kg/cm²). Estos morteros se consiguen mezclando sus componentes en proporciones que, de forma orientativa, se recogen en la propia norma que han sido transcritas en la **Tabla 2.6.**

La intervención en las fábricas de ladrillo antiguas, de un modo riguroso, merece el análisis de sus componentes, el ladrillo y el mortero, en cuanto a su módulo de elasticidad y resistencia a compresión, debiendo elegir las proporciones del mortero y el nuevo ladrillo utilizados en función de las propiedades de los materiales preexistentes.

No resulta ocioso recordar que ante los esfuerzos recibidos por una fábrica de ladrillo, los elementos que forman este cuerpo heterogéneo, tenderán a deformarse en la misma medida, compatibilizando sus deformaciones

^{2.5} Vitruvio Polión, Marco Lucio,; “Los diez Libros de Arquitectura”, Alianza Editorial, Madrid, 1995, pp.107-108.

^{2.6} Gárate Rojas, Ignacio.; “Artes de la Cal”, Instituto de Conservación y Restauración de Bienes Culturales, Ministerio de Cultura, 1989, pp. 59 y ss.

de forma que al introducir nuevos materiales en ella con propiedades resistentes muy diferentes se pueden generar tensiones de cortante además de las de compresión.

Es bien conocido que si se utilizan ladrillos muy resistentes con morteros de baja resistencia o viceversa, se corre el riesgo de ver aparecer fisuraciones en unos y otros por las desigualdades de dilatación transversal o deformación vertical diferencial. Por tanto resulta interesante emplear morteros con módulo elástico semejante al de los ladrillos destacando que para cada resistencia de ladrillo debe de ser buscado el mortero correspondiente que produzca una mayor cohesión y resistencia del muro.

Bloques de mortero y cerámicos

Se ha apuntado al inicio de este apartado que los bloques de hormigón y cerámicos no son elementos utilizados en la arquitectura del pasado pero si se pueden encontrar formando parte de ésta en ampliaciones o reformas.

En la actualidad los bloques de hormigón son utilizados predominantemente en elementos de cerramiento más que en elementos portantes. Sus medidas más habituales son las que se reflejan en la **Tabla 2.7** y se pueden hacer respecto a ellos las mismas consideraciones generales en cuanto a aparejos, traba y tipos de muros, que las realizadas al hablar de las fábricas de ladrillo.

Los muros portantes de bloques de hormigón (huecos y macizos), deben seguir las prescripciones de la NTE EFB (*Normas tecnológicas de la edificación, estructuras de fábricas de bloques*) así como de la RB-90 (*Pliego de prescripciones técnicas generales para la recepción de bloques de hormigón en las obras de construcción*).

A falta de una legislación específica, la construcción de muros portantes con bloques de material cerámico se regirán por la misma legislación.

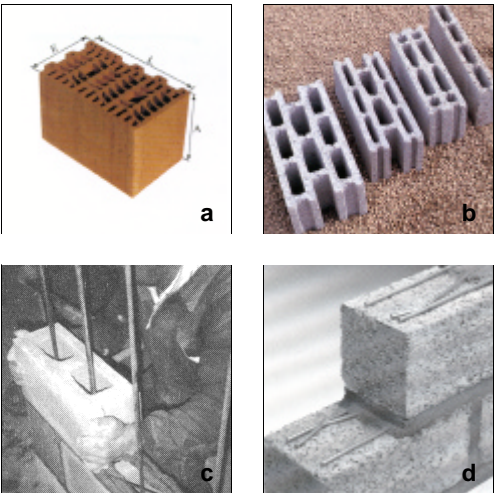


Fig. 2.58.
Tipos de bloques de uso habitual

- a. Bloque cerámico
- b. Bloque de hormigón aligerado
- c. Bloque de hormigón hueco
- d. Bloque de mortero celular

Bloques	Bloque de hormigón hueco	39 x (14, 19) x 19
	Bloque cerámico aligerado	30 x (24, 29) x 19
	Bloque de mortero celular	60 x (20, 24) x 20

En la **Figura 2.58** se muestran algunos ejemplos de estas piezas.

Tabla 2.7
Tabla dimensional de bloques de uso habitual

2.2.3. Elementos estructurales horizontales: forjados

2.2.3.1. Clasificación y conceptos generales

La economía de medios y de sistemas constructivos a la que se aludía en los apartados anteriores se convierte en una constante en la arquitectura tradicional de la comarca del río Mula. No se puede sin embargo evitar la reiteración de este hecho, que condiciona en gran manera la arquitectura que se está describiendo.

Tabla 2.8
Esquema general de tipos de forjado

Clasificación general de tipos de forjado	Viguetas	Semirresistentes	Semivigueta de hormigón armado
			Semivigueta pretensada
			Semivigueta metálica
		Autoportantes	Vigueta de hormigón armado
			Vigueta de hormigón pretensada
			Vigueta metálica
			Vigueta de madera
	Vigas planas	Resistentes	
		Semiresistentes	
	Vigas cajón		
	Losas	Hormigonados in situ	Macizas
			Aligeradas
			De cerámica armada
			Nervadas: encofrado perdido
			Nervadas: encofrado recuperable
		Parcialmente prefabricados	Chapa metálica nervada
			Chapa metálica desplegada
			Losa semirresistente prefabricada
	Placas	Macizas	Planas
			Fungiformes
		Reticuladas	

Al hablar de las tipologías de muros de carga implícitamente se estaba hablando de los forjados utilizados, ya que la disposición y luz de las viguetas condicionan la medida de los espacios. Por un lado cubrir determinados espacios condiciona los sistemas a utilizar, pero en la mayor parte de los casos, cuando se habla de arquitectura y vivienda populares, son los sistemas al alcance de los propietarios los que condicionan no sólo las dimensiones sino también, en gran medida, la distribución de las estancias.

La mayor parte de los espacios en las viviendas populares se cubren con forjados de viguetas de madera y revoltón, adoptando algunas variantes en cuanto a la elección de los materiales y el sistema de construcción de éstos últimos. No es fácil encontrar sistemas más complejos que el simple apoyo de las viguetas de longitudes hasta 4.5m en muros de carga situados en sus extremos, **Figura 2.61.a**. Sólo en edificios o lugares singulares se dan luces más importantes a salvar o sistemas más desarrollados. Tal es el caso de la Sacristía de la iglesia de Santo Domingo, **Figura 2.61.b**, resuelta con estructura de madera. Lo habitual cuando las luces son más importantes es encontrar soluciones con bóvedas de ladrillo o arcos de crucería como veremos más adelante.

Con todo ello se intentará dar una visión global de los requerimientos que debe satisfacer un forjado en una edificación y se desarrollarán algunos de los tipos que de forma frecuente se encuentran en Mula.

Requerimientos estructurales y funcionales de un forjado

Lo que habitualmente denominamos forjado en el pasado era denominado estructura horizontal de techo o piso, dependiendo de que el elemento constituyera el cierre superior de un edificio (techo proviene de techar = cubrir con teja) o que sirviera de separación entre dos niveles habitables del mismo edificio.

En el sentido estricto un forjado es un elemento plano moldeado (*forjado*) en hormigón armado, que puede ser aligerado o no, con diferentes formas o diseños, cuyo conjunto constituye la estructura horizontal de un piso o cubierta.

En la actualidad la palabra forjado ha adquirido el significado de *elemento estructural horizontal situado entre diferentes niveles de pisos, o cubriendo el último de ellos*, sea cual sea el material que lo constituya. Así en la **Tabla 2.8** se facilita un cuadro general de tipos de forjado en función de la organización de los elementos que lo conformen y de su forma de trabajo. Los forjados utilizados en la arquitectura tradicional son, habitualmente, los constituidos por viguetas de madera que poseen ya en el momento de su recepción, la resistencia para soportar tanto su peso propio como el de los elementos y cargas que le serán transmitidos (autoportante).

Como todo elemento constructivo un forjado debe de reunir algunas condiciones que en este caso serán de dos tipos: estructurales y de habitabilidad.

Desde el punto de vista estructural un forjado debe de ser capaz de resistir su peso propio y el de las posibles sobrecargas, con una cierta rigidez que impida la producción de oscilaciones apreciables y una deformación que dependerá de la rigidez (capacidad de flexión) de la tabiquería que habrá de soportar. En este sentido la deformación total vertical admisible de un forjado (*flecha*) deberá de limitarse a 1/300, 1/400 y 1/500 de la luz (distancia a salvar entre los apoyos) si la tabiquería a soportar ha sido recibida con pasta de yeso, mortero de cal o mortero de cemento respectivamente.

Asimismo los forjados cumplen funciones de pantallas capaces de realizar la transmisión de acciones horizontales hasta los elementos estabilizadores del conjunto -cajas de escalera, muros piñones, etc- en cuyo caso deberán de cumplir además con la *condición de monolitismo* y con la *condición de encadenado*. Los

forjados deben de ser monolíticos para tener la debida rigidez en su plano a la hora de transmitir los esfuerzos horizontales provocados por las acciones de viento, sísmicas, o que le vienen dadas cuando asume un papel de arriostramiento, **Figura 2.59.b**. Respecto del encadenado, todo forjado que deba asumir funciones de pantallas o diafragmas no podrá apoyarse sobre los elementos sustentantes (muros) por medio de mechinales sino a través de cadenas y deberán de existir zunchos o vigas de borde alrededor de todo el perímetro, para poder garantizar la rigidización de los elementos verticales, coartando su posibilidad de pando.

Desde el punto de vista de las condiciones de habitabilidad, en general un forjado debe de servir de apoyo al pavimento, alojar las conducciones que sean necesarias, constituyendo el techo del nivel inferior o sirviendo de soporte para un falso techo. Asimismo el forjado, unido al falso techo en el caso de que exista, cumple con las funciones tanto de aislante térmico como acústico y húmedico.

No todas las funciones que exigimos en la actualidad a un forjado son satisfechas por aquellos formados por viguetas de madera en las construcciones de tipo tradicional. En especial resultan deficientes a la hora de satisfacer los requerimientos estructurales que, como se verá en el **Capítulo 4**, son los responsables de algunos de los daños que se originan cuando se verifica un movimiento sísmico. Alguno de ellos como la condición de rigidez, es de gran importancia en los forjados de viguetas cuando se verifica un sismo, ya que cuanto mayor sea la rigidez de éstas menor será el momento transmitido en la entrega realizada a los muros en los que obligatoriamente se apoyan.

Forjados de viguetas de madera. Organización constructiva

Los forjados de tipo tradicional están formados por elementos estructurales horizontales de madera que apoyados en sus extremos

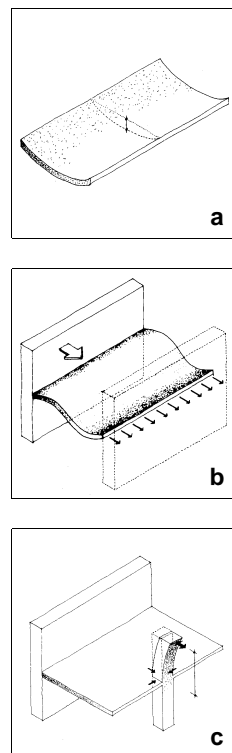


Fig. 2.59.
Requerimientos estructurales de un forjado unidireccional tipo

a. Condición de rigidez en el plano perpendicular

b. Condición de rigidez en su plano

c. Condición de encadenado

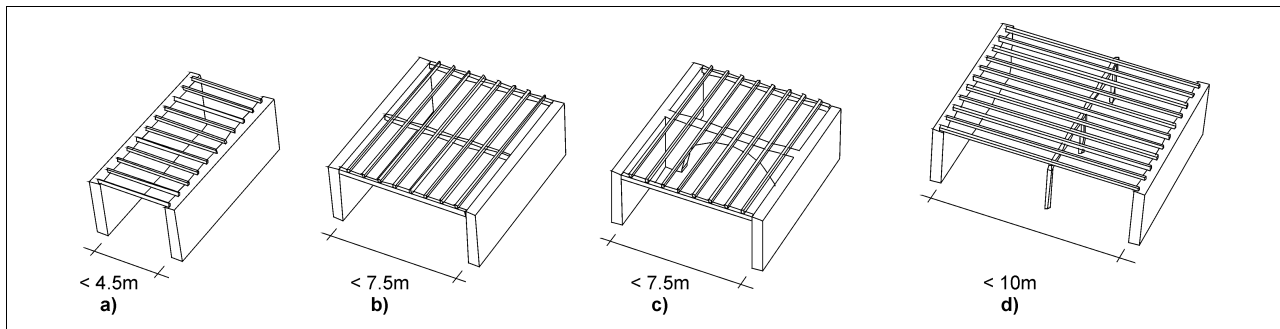


Fig. 2.60.
Organización estructural en función de la luz a salvar

- a. Luces hasta 4.5 m
- b. Luces hasta 7.5 m
- c. Luces hasta 7.5 m. (Variante)
- d. Luces hasta 10 m

salvan una luz soportando las cargas que les obligan a trabajar por flexión. Un tablero formado por una simple tarima, o por un conjunto de elementos, recibe las cargas y las transmite a las viguetas equidistantes que apoyan sus extremos directamente en los muros de carga o en vigas (también llamadas jácenas) soportadas a su vez por la estructura vertical (muros de carga, pies derechos de madera o pilares de fábrica).

Cuando las luces a salvar entre los muros de carga son pequeñas, hasta 4.5 m, las viguetas se disponen perpendiculares a ellos, equidistantes unas de otras un espacio que puede variar entre 30 y 75 cm. Estas pueden ser simples rollizos, estar toscamente labradas o haber sido escuadradas perfectamente. En el caso de la arquitectura popular de la zona de estudio esta es la solución adoptada en la mayor parte de los casos. Como se ha indicado al hablar de los muros de carga, es fre-

cuente encontrar viviendas con fachadas menores de 5 m y forjados cuyas viguetas se apoyan en los muros medianeros que en este caso toman una función estructural. Cuando la fachada tiene una longitud mayor de 5 m se intercala otro muro portante entre los dos medianeros y se repite el modelo, **Figura 2.60.a.**

Si la luz a salvar es mayor de 4.5m (hasta 7.5 m), y por tanto la sección de las viguetas no es capaz de soportar las cargas cumpliendo los requerimientos estructurales que deben poseer, se recurre a la disposición de vigas de mayor sección entre los muros de carga, sobre las que se apoyarán las viguetas dispuestas paralelas a la fábrica, **Figura 2.60.b.** En la zona de Mula no es habitual, ya que en las viviendas con una fachada mayor de 5 m, o bien se resuelve la estructura tal y como era descrita en el párrafo anterior, o bien se disponen muros de carga paralelos a ella a una distancia inferior a 4.5 m, por lo que se vuelve a repetir el esquema estructural más sencillo. De hecho el ejemplo que se muestra resulta un hecho particular y se corresponde con un espacio que no es de vivienda sino la sacristía de la Iglesia de Santo Domingo (Mula), **Figura 2.61.b.**

Una variante de esta tipología estructural presente en viviendas, consiste en sustituir la jácena intermedia por un arco de ladrillo que reciba las cargas de las viguetas, **Figura 2.60.c.**

En el caso de que los espacios posean luces mayores de 10 m en cualquiera de las direcciones perpendiculares, se recurre a la dispo-

Fig. 2.61.
Ejemplos de organización estructural de las viguetas en forjados

- a. Vivienda en Cehegín
- b. Sacristía de la iglesia de Santo Domingo en Mula



sición de jácenas intermedias que, soportadas por pilares de madera o de fábrica, reciben las viguetas. Un ejemplo de esta disposición constructiva se muestra en el esquema de la **Figura 2.60.d**, que no es el único posible ya que con en el mismo espacio se pueden disponer jácenas paralelas en las dos direcciones ortogonales, en función de diferentes parámetros que pueden ser de tipo organizativo, constructivo y económico.

Forjados viguetas de madera	Tablero superior	Vigueta y entarimado
		Vigueta, entarimado y solado
		Vigueta, tablero de rasillas y solado
	Doble tablero	Sobre las viguetas
		Recibido con junquillos
	Entrevigado cuajado	Vigueta y revoltón
		Vigueta labrada y revoltón
		Vigueta y revoltón de rasillas

Tabla 2.8
Tipos de forjado de viguetas de madera

2.2.3.2. Tipología de forjados de madera

En la **Tabla 2.8** se recogen los diferentes tipos de forjados de viguetas de madera atendiendo a la disposición y naturaleza, tanto de las viguetas como del tablero sobre el que se recibe el solado y la tabiquería.

Forjados de viguetas y tablero

La solución más sencilla de forjado viene dada por el apoyo de una sola tarima de madera que recibe las cargas (machihembrada o no), sobre las viguetas, que pueden ser simples rollizos o estar labradas.

Esta solución evoluciona y se vuelve más compleja cuando sobre el tablero se dispone un solado que permite reducir la calidad del entarimado y eliminar los tapajuntas que eran necesarios para garantizar los aislamientos acústico y térmico adecuados. El entablado también podía ser doble e incluso aparecer una estructura secundaria de rastreles perpendiculares a las viguetas cuando se quería reducir el pandeo de este y corregir las flechas naturales en las viguetas por efecto de la carga.

No es fácil encontrar este tipo de forjados en la zona de Mula, pero si una variante en la que el entarimado superior es sustituido por un doble tablero de rasillas dispuestas en direcciones oblicuas recibidas con yeso, o con mortero de yeso el primero y con mortero



Fig. 2.62.
Tipos de forjado: Viguetas de madera y doble tablero

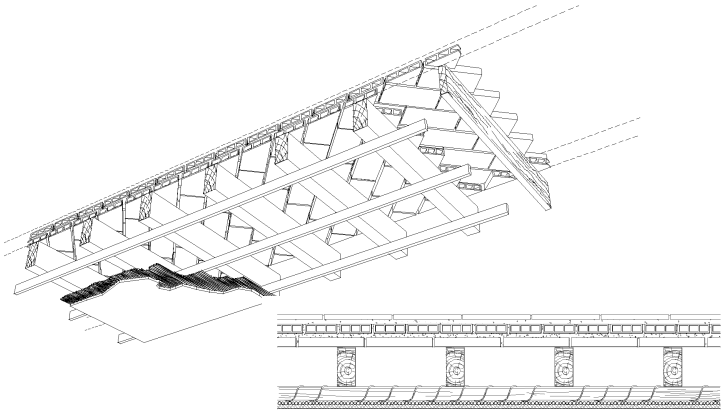


Fig. 2.63.
Tipos de forjado: Vigueta de madera y tablero de rasillas

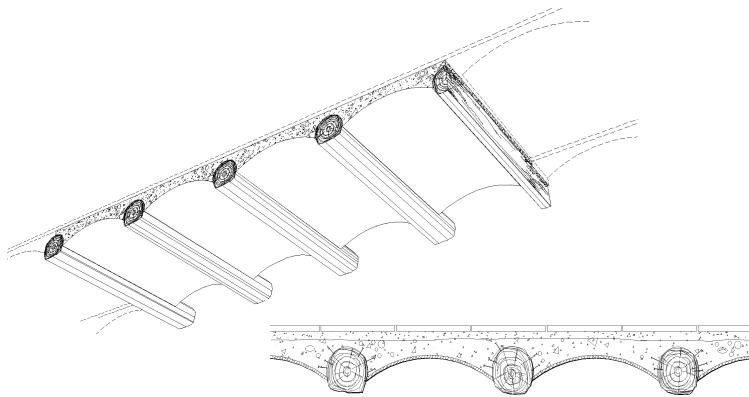


Fig. 2.64.
Tipos de forjado:
Rollizo de madera y
revoltón

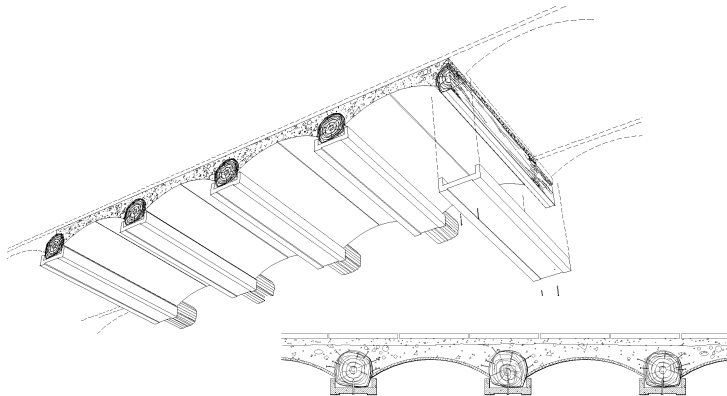


Fig. 2.65.
Tipos de forjado:
Rollizo de madera con
mentidor y revoltón



de cemento el segundo, **Figura 2.62**. Esta solución se puede encontrar en núcleos rurales del entorno en edificaciones construidas desde los años 30.

Forjado de viguetas y doble tablero

El forjado de viguetas de madera con tablero superior evoluciona cuando se trata de solucionar los problemas de aislamiento acústico, que sólo era bueno en aquellos entramados de madera con una gran masa. Así se puede considerar un nuevo tipo de forjados el formado por dos tableros, uno con funciones de aislamiento y otro con las funciones portantes y/o de recepción del solado.

Forjado de viguetas de madera y entrevigado cuajado

Un tercer tipo de forjado de viguetas de madera es aquel constituido por viguetas de madera y un entrevigado que asume misiones tanto estructurales como de aislamiento. Este es el tipo predominante en el área de la rivera del río Mula, razón por la cual han sido señalados en la **Tabla 2.8** algunas de las variantes presentes en la zona.

La razón de la abundancia de este tipo de forjados reside en la sencillez y economía de medios a la hora de resolver los problemas estáticos de transmisión de los esfuerzos por medio de arcos de descarga que reciben en su parte superior el solado y no necesitan de un entarimado, siempre costoso en zonas en las que no abunda la madera.

Otra de las razones de su utilización consiste en la facilidad de su construcción. Una vez que han sido colocadas las viguetas en sus mechinales correspondientes, con la ayuda de un molde curvo de madera (en la actualidad también metálico) de una medida cercana a los 50 cm, colocado entre las viguetas, se vierte un mortero de yeso en la que se

incluyen cascotes y ladrillos rotos, asegurando la unión con las viguetas gracias a la previa colocación de clavos de gran longitud sobre ellas, de forma radial sin un orden concreto. Cuando el yeso ha fraguado el molde no debe sino ser desplazado respecto de su posición anterior para servir de encofrado a la nueva tongada. No es necesario que en cada uno de los vertidos se alcance la cota de solado ya que con solo una capa de yeso de 4 o 5 cm se consigue formar el arco de descarga que luego será el encofrado necesario para completar el relleno. Por último se enlucce el revoltón por la parte inferior y se coloca el solado por la parte superior con lo que el elemento constructivo se da por terminado.

La gran facilidad de construcción, la utilización de moldes que pueden ser manejados por una persona y el rápido fraguado del material sin la necesidad de medios auxiliares complejos, hacían que fuera accesible a la economía y conocimientos locales.

En las ilustraciones que se adjuntan se presenta el modelo más sencillo en el que las viguetas son simples rollizos de madera. **Figura 2.64.** Cuando se quería ocultar la modestia constructiva del forjado se podían cubrir los rollizos con molduras de madera, que en la región de Murcia se denominan *mentidores*, que hacían aparentar el uso de madera con una escuadría más elaborada y por tanto más costosa, **Figura 2.65.** En otros casos la ambición de los propietarios de la casa era puramente decorativa y, en este sentido, es fácil encontrar mentidores con tallas y relieves.

Cuando la disponibilidad económica era mayor se utilizaban viguetas de madera escuadradas, que podían estar trabajadas por su cara inferior y que habitualmente eran labradas en sus costados para asegurar el apoyo del revoltón de yeso sobre ella. Este es el caso de la **Figura 2.66.**

El último estado de desarrollo de este modelo tradicional consiste en la creación de un encofrado perdido de rasillas recibidas con

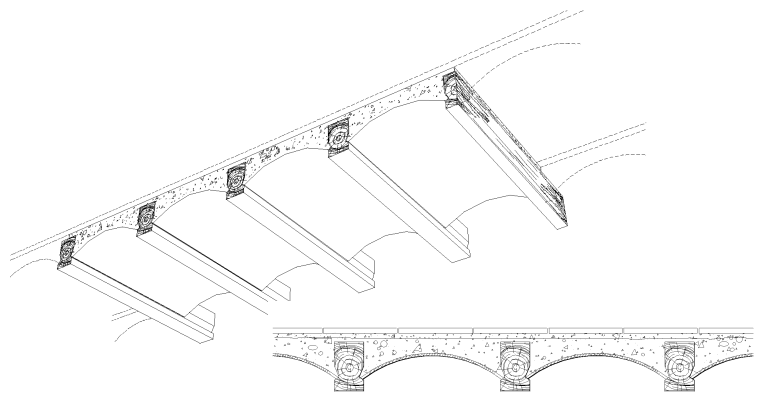
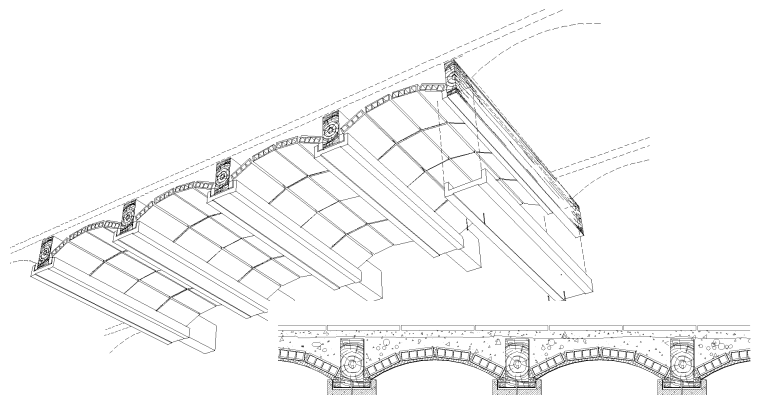


Fig. 2.66.
Tipos de forjado: Vigüeta de madera labrada y revoltón



yeso, cuya fijación a las viguetas se garantizaba con la disposición de listones clavados en ellas. Posteriormente debía de procederse al enlucido y cubrimiento de la vigüeta y listones con la ayuda de un tapajuntas de madera como el descrito anteriormente, **Figura 2.67.**

Fig. 2.67.
Tipos de forjado: Vigüeta de madera y revoltón de rasillas

En la actualidad continúan construyéndose forjados de viguetas y revoltón aunque sólo en apariencia ya que la madera ha sido susti-

tuida por el hormigón armado, y el relleno por una bovedilla cerámica fabricada con la forma tradicional. En este último caso en realidad se está construyendo un forjado unidireccional convencional de hormigón armado con apariencia tradicional.

Normas generales para la ejecución de forjados de viguetas

Se puede deducir, por lo expuesto en las páginas precedentes, la poca complejidad constructiva de los sistemas utilizados en Mula. Con solo seguir unas elementales normas constructivas se garantiza la permanencia en el tiempo de los forjados.

Las viguetas deben descansar por sus extremos en los muros de carga o jácnas intermedias con una entrega cuya medida sea al menos la de la altura de su sección. En el caso más elemental de rollizos con un diámetro mínimo de 15 cm (localmente llamados *palos*) es suficiente una entrega de la misma medida.

En cuanto a la dimensión de las viguetas, ésta puede variar, no resultando nunca inferior a 15 cm, aumentando cuando aumentan las luces entre apoyos o la distancia entre las viguetas. En el caso de secciones rectangulares (en Mula éstas son elegidas de forma intuitiva por los albañiles locales) se ha demostrado que las secciones cuya relación

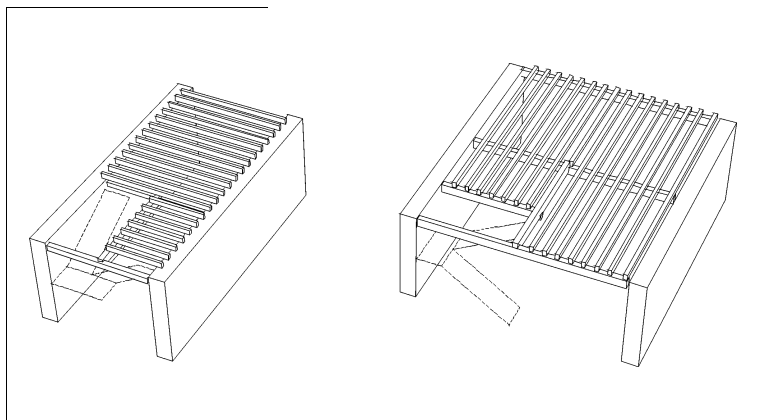
entre las dimensiones de sus caras es $1/\sqrt{2}$ (aproximadamente 5/7) es la que presenta el máximo momento resistente y las que tienen proporciones $1/\sqrt{3}$ (aproximadamente 4/7) la de mayor momento de inercia de las que se pueden obtener de un mismo tronco. Por tanto, dado que el esquema estructural de trabajo de las viguetas es aproximadamente apoyado-apoyado, es preferible elegir aquellas de secciones con proporciones 4:7 reduciendo con ello al máximo la flecha. En todos los casos se recomienda que no sean más estrechas de 8 cm con objeto de evitar su pandeo y deformación.

Es conveniente separar las dos viguetas de los extremos al menos 5 cm del muro paralelo a ellas y replantear el resto a distancias iguales, evitando pudriciones y hongos que serían indeseables.

La única complejidad estructural de este tipo de forjados aparece en la apertura del hueco de la escalera y de los pasos de chimeneas o conductos. En ambos casos deben utilizarse *brochales* que reciban las viguetas que deberían pasar por el hueco abierto, que recibirán el nombre de *viguetas cojas* o *embrochalizadas*. Éstos estarán apoyado a a su vez en vigas que sean capaces de soportar la carga puntual recibida en el apoyo del brochal correspondiente aproximadamente a la mitad del forjado sustentado por la viguetas embrochalizadas. Estas vigas deberán de ser de mayor sección e igualmente deberán de ser reforzados los apoyos de las zancas de escalera o los brochales cuando el hueco sea de grandes dimensiones.

En el caso de los pasos de conducciones es conveniente que los brochales que permiten el paso de ellas se sitúen al menos a 25 cm de las superficies de los conductos para evitar la combustión de la madera en el caso del paso de chimeneas y la humedad en el caso de conducciones de pluviales o sanitarias.

Fig. 2.68.
Embrochalizados de
escalera



2.2.4 Cubiertas tradicionales de madera

2.2.4.1. Clasificación y conceptos generales

Atendiendo a la forma exterior de las cubiertas, estas se pueden clasificar en cubiertas planas y cubiertas inclinadas. Estas últimas pueden serlo a una agua, a dos aguas y a más de dos aguas en función del número de planos inclinados que permiten la evacuación, hacia el exterior, de las aguas de lluvia.

Cuando se analiza con detenimiento la fotografía de la **Figura 2.69**, se puede reparar en la poca variedad de cubiertas en el centro urbano de Mula, consecuencia del reducido número de tipologías edilicias existentes que ya ha sido comentada en la primera parte del capítulo. La mayor parte de las cubiertas que se pueden distinguir son a un agua. También pueden apreciarse algunas a dos aguas y un reducido número a cuatro aguas. Las cubiertas planas normalmente acompañan a las anteriores y adquieren misiones de servidumbre respecto de la vivienda o permiten el acceso a este nivel.

Una vez establecida esta primera clasificación por la forma y número de faldones, en la **Tabla 2.9** se desarrolla el detalle de las cubiertas posibles de tipo tradicional señalando aquellas que están presentes en la comarca del río Mula.

Los requerimientos funcionales que tuvieron las cubiertas en la arquitectura tradicional fueron los siguientes:

- 1. Mantener la estanqueidad de la edificación ante los agentes atmosféricos.



Fig. 2.69.
Vista de cubiertas del centro urbano de la localidad de Mula

Tabla 2.9
Clasificación general de cubiertas

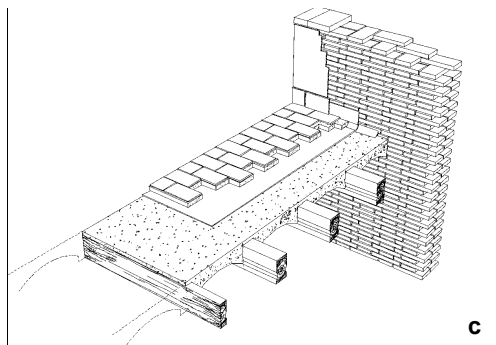
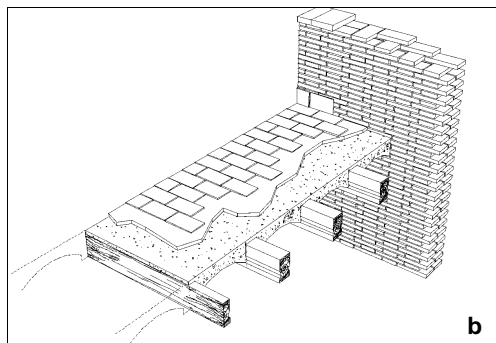
Planas	A la catalana	
	Viguetas, revoltón e Impermeabilización	
A un agua	A la molinera	
	De pares	
	De pares y picadero	
	De cabios	
	De cuchillos	
A dos aguas	De correas	Entre muros perp. fachada
		Sobre vigas perpendiculares a fachada
		Sobre arcos diafragmas
	De cabios	Sobre jácenas y carreras
		Sobre entramados o muros
		Sobre jácenas apoyadas en arcos diafragmas
	De pares	De par y picadero
		De par e hilera
		De par y puente
	De tijeras	De par e hilera
		De par y puente
	De cuchillos	De par y pendolón
A la española		
A lo Palladio		
A cuatro aguas	Par y picadero: una línea de soportes	
	Ídem con dos o más líneas de soportes	
	Par y puente	
	De pabellón	

Fig. 2.70.
Cubierta plana

a. Ejemplo de cubierta plana en una vivienda de la calle Enrique Breis. Mula

b. Sección tipo de cubierta plana sin impermeabilización asfáltica

c. Sección tipo de cubierta plana con impermeabilización asfáltica



2. Resistencia mecánica de la cubierta ante su peso propio y las acciones exteriores (acción del viento o efecto de un seísmo).

3. Adaptación a solicitaciones externas producidas por las variaciones térmicas o los fenómenos reológicos.

En la actualidad además de estas funciones las cubiertas deben cumplir otra serie de requerimientos en cuanto al acondicionamiento acústico, acondicionamiento térmico, protección contra incendios y seguridad, que en

general no son satisfechas por las cubiertas con la antigüedad y materiales que son objeto de estudio.

Desde el punto de vista constructivo la cubierta está formada por la *estructura portante*, la *formación de cubierta* y el *material de cobertura*.

La estructura portante es la que se encarga de trasladar los esfuerzos desde la cubierta hacia los elementos verticales y desde estos al terreno. La formación de cubierta, como su mismo nombre indica, da forma a los faldones y sirve de soporte al material de cobertura. Por último el material de cobertura es el elemento que garantiza la estanqueidad de la cubierta.

Es este último componente el que establece la diferencia clave entre cubiertas planas y cubiertas inclinadas, tal como indica acertadamente D. Juan Monjó Carrió, ya que mientras en las cubiertas inclinadas la estanqueidad se garantiza mediante la relación de la inclinación del faldón y el mayor o menor solape de las piezas que componen el material de cobertura, en las cubiertas planas, con una reducida pendiente, la estanqueidad queda garantizada por el material impermeable que permite la permanencia del agua en la cubierta hasta su evacuación por los sumideros que la canalicen hacia las bajantes existentes. No es esencial por tanto la inclinación a la hora de establecer si una cubierta es plana o inclinada, si no el sistema por el que el material de cobertura protege a la cubierta de la acción del agua.

2.2.4.2. Cubiertas planas

En la arquitectura doméstica tradicional no suelen cubrir la totalidad de la superficie construida sino que aparecen vinculadas a la vivienda normalmente en el interior del solar. La estructura portante en este tipo de cubiertas está asumida por un forjado de tipo tradi-

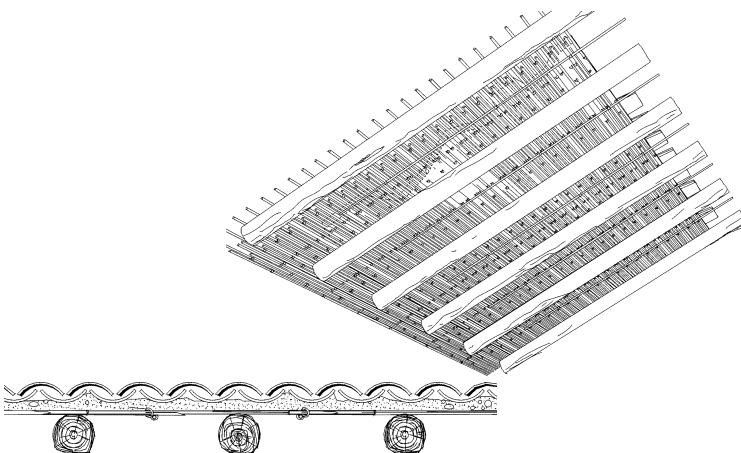
cional como los descritos en el punto anterior, asumiendo en este caso también la formación del plano de cubierta.

En el pasado la formación de la pendiente, y la impermeabilización, eran asumidos por una capa de láguena, material impermeable procedente de la descomposición de terrenos arcillosos y pizarrosos que son característicos en la zona. La baldosa se colocaba sobre esta impermeabilización que era suficiente siempre que se estuviera atento a la limpieza de los sumideros, puesto que en esta área geográfica el índice de precipitaciones anual es muy bajo. Posteriormente la capa de lagüena ha sido sustituida por una capa de yeso que sirve de soporte a una impermeabilización asfáltica sobre la que se dispone la baldosa cerámica. Nótese cómo una vez más el yeso se utiliza en lugares en los que la presencia de agua está garantizada lo que puede ser considerado una deficiente arte constructiva.



Fig. 2.71.
Vista de cubiertas inclinadas en un inmueble en la localidad de Mula.

Estructura portante de madera, formación del faldón de cubierta con cañizo y material de cobertura cerámico



2.2.4.3. Cubiertas inclinadas

Un gran número de cubiertas tradicionales que se pueden hallar en la comarca del río Mula poseen una estructura portante y una formación de cubierta de madera. En muchos casos, como se verá, ambas se superponen ya que la misma estructura sirve para la formación de los faldones.

La formación del plano de apoyo del material de cobertura se realiza en la práctica totalidad de cubiertas tradicionales con cañizo, que se fija con cuerda de esparto, picado o sin picar (*lías* o *cordetas*). Con la ayuda de unos ovillos realizados con ella llamados *ratas* o *ratones*, se unían las cañas entre sí, y con la estructura de madera que les servía de soporte, **Figuras 2.72 y 2.73**. Puesto que los pares o correas de cubierta podían estar separadas hasta 80 cm, el cañizo se fijaba en un punto intermedio a una caña de mayor grosor (eslicera) paralela a los pares o correas, siempre



Fig. 2.72.
Formación de cubierta y material de cobertura en una cubierta tradicional inclinada sin acabado interior



Fig. 2.73.
Cuerda de esparto para el atado del cañizo a la estructura de cubierta y del cañizo entre si

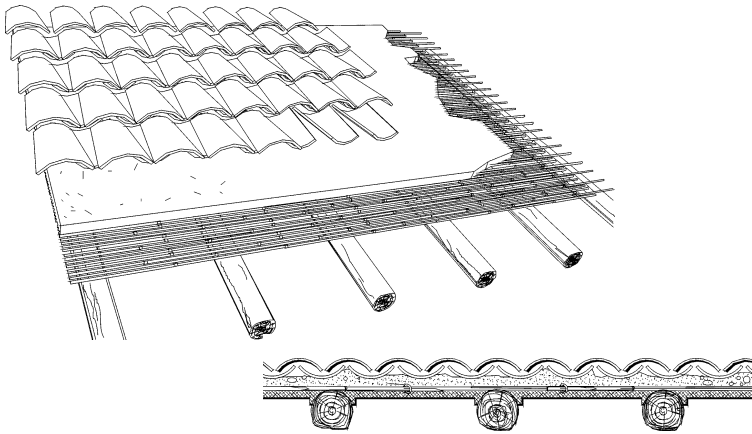


Fig. 2.74.
Formación de cubierta y material de cobertura en una cubierta tradicional inclinada con acabado interior

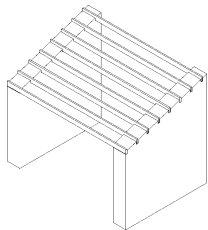


Fig. 2.75.
Tipos de cubierta a un agua: faldón a la molinera

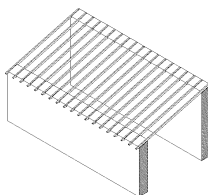


Fig. 2.76.
Tipos de cubierta a un agua: faldón de pares



que por el interior no existiera acabado alguno, **Figura 2.72**. En caso contrario, para evitar que esta caña dificultara la ejecución del acabado se omitía la eslicera y se anudaban de forma sencilla las cañas entre si, **Figura 2.74**.

En la actualidad, particularmente en los casos en los que han sido llevadas a cabo renovaciones posteriores la formación de pendiente puede haber sido realizada con tableros de rasillas recibidos con yeso o también entablados de madera.

Respecto a los materiales de cobertura, en las cubiertas inclinadas el material que caracteriza todo el paisaje es la teja curva (canal y cobija) que se recibe sobre una capa de tierra arcillosa, recibiendo las hiladas de tejas de cumbre (lamera), las correspondientes al alero y otras intermedias, con un mortero de yeso. Una vez más este material tan desaconsejado en presencia del agua toma el puesto de un mortero tradicional de cal o uno bastardo, típico de otras zonas españolas. En los edificios con más antigüedad es patente que el tamaño de las tejas es mayor que el de aquellas que pueden hallarse comercializadas hoy en día.

Antes de comenzar con la caracterización de los diferentes tipos de cubiertas inclinadas resulta necesario definir algunos conceptos que serán utilizados de ahora en adelante y cuya comprensión debe de quedar clara con objeto de no perder el sentido del discurso. Así llamaremos *par* a cada uno de los maderos de armadura encargados de dar inclinación a las vertientes y servir de apoyo a las correas. Las *correas* son cada una de las viguetas dispuestas horizontalmente sobre los pares, paralelas unas a otras, que sirven de apoyo directo a un entablado, cañizo o los cabios de la cubierta. Por último entendemos por *cabio* a cada una de las viguetas inclinadas que van desde el caballete hasta el alero (siguiendo la pendiente de la cubierta), apoyadas en las correas y destinadas a soportar el enlistonado, enlatado (entablado) o cañizo de la formación de pendiente.

En ciertas ocasiones no es fácil distinguir cuáles son los pares y cuales son cabios, puesto que las escuadrías están siempre ligadas al mayor aprovechamiento, que es óptimo para distancias entre apoyos de 4.5 m y secciones entre 15 y 20 cm. En el caso de duda a la hora de nombrar los diferentes componentes de la cubierta es necesario establecer la función y nivel estructural asumida por ellos, y remitirse a las definiciones que han sido aportadas que darán luz sobre el tipo de cubierta que está siendo examinada.

Cubiertas a un agua

La más sencilla de este tipo de cubiertas es el *faldón a la molinera*, ilustrado en el esquema de la **Figura 2.75**. Está formado por correas entre los muros de carga paralelos y sólo es posible cuando la separación de éstos sea pequeña (3 a 4.5 m) ya que en caso contrario la sección necesaria en las correas aumenta hasta hacerla poco rentable, puesto que los esfuerzos aumentan con el cuadrado de la distancia a salvar. Normalmente las correas son simples rollizos de 15 a 20 cm de sección, que se apoyan en durmientes del mismo material que recorren las cabezas de los hastiales. En este caso el cañizo o el enlatado se dispone en el sentido de la máxima pendiente y el alero se consigue volando las hiladas de ladrillo desde el muro de fachada.

Otro faldón de gran sencillez es el *faldón de pares* que se apoyan en muros de carga también situados a una distancia de 3.5-4 m, **Figura 2.76**. Los elementos portantes son paralelos a fachada, los pares se apoyan en durmientes tanto en la cumbre como en el alero, y éste último se forma o bien por prolongación de los pares o, al igual que en el caso anterior, volando algunas hiladas de ladrillo. Es este sistema, sin duda, el más utilizado en la comarca del río Mula, ya que, como se vio en la primera parte del capítulo, la disposición de muros de carga de la mayor parte de las edificaciones a distancias inferiores a 5m permite resolver la cubierta con un solo faldón.



Fig. 2.77.
Ejemplos de cubiertas a un agua: Faldón de correas sobre jácenas

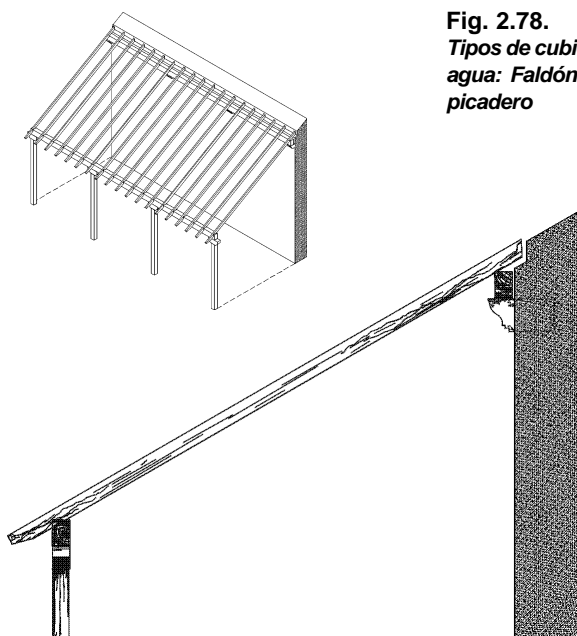


Fig. 2.78.
Tipos de cubiertas a un agua: Faldón de par y picadero

Una solución intermedia entre el faldón a la molinera y el faldón de pares es el de correas apoyadas sobre jácenas. Estas vigas de gran sección son capaces de cubrir distancias hasta 6.5 m y, apoyadas en muros de carga paralelos a fachada consienten que la longitud de ésta no esté limitada por las escuadrías de madera. Puede crecer sin más que añadir jácenas paralelas a una distancia igual a la máxima longitud de los cabios, **Figura 2.77**. Esta solución es la utilizada en las viviendas de mayor tamaño pertenecientes a familias con mayores rentas y en solares de mayor amplitud.

Fig. 2.79.
Tipos de cubierta a un agua: faldón de cabios

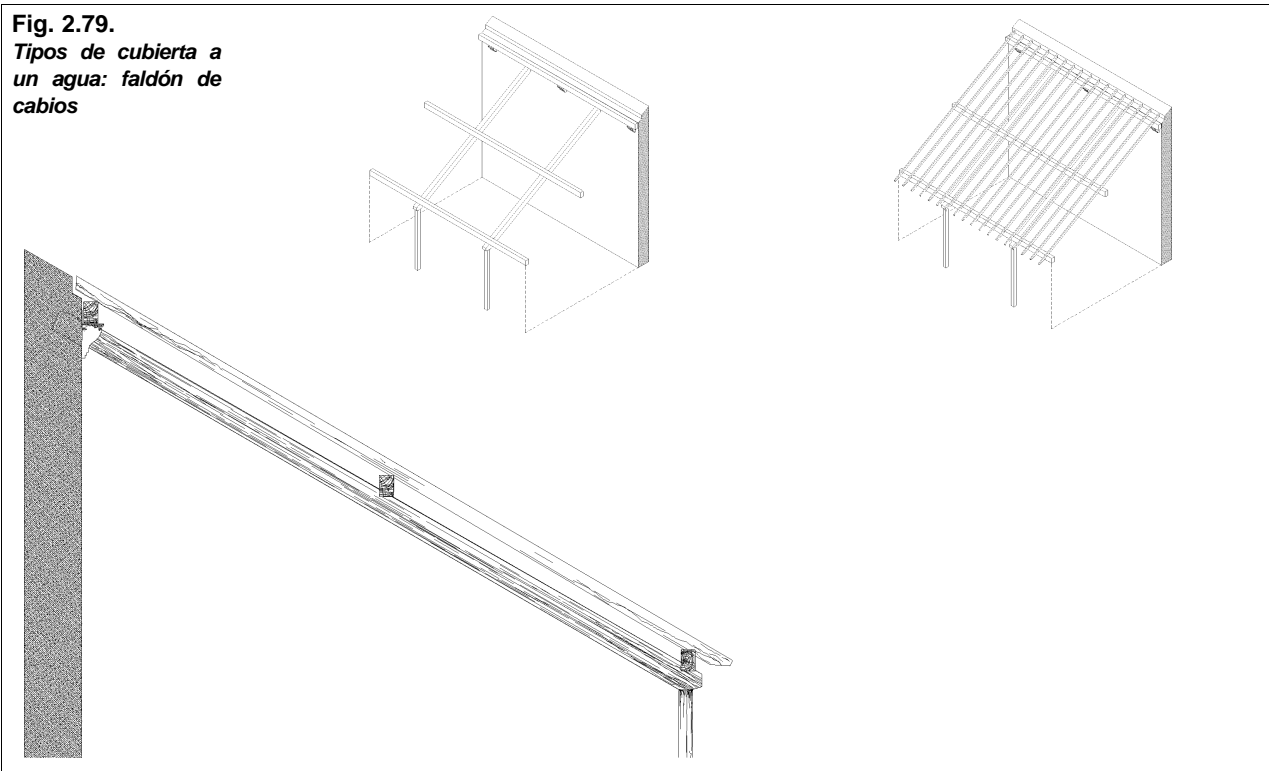
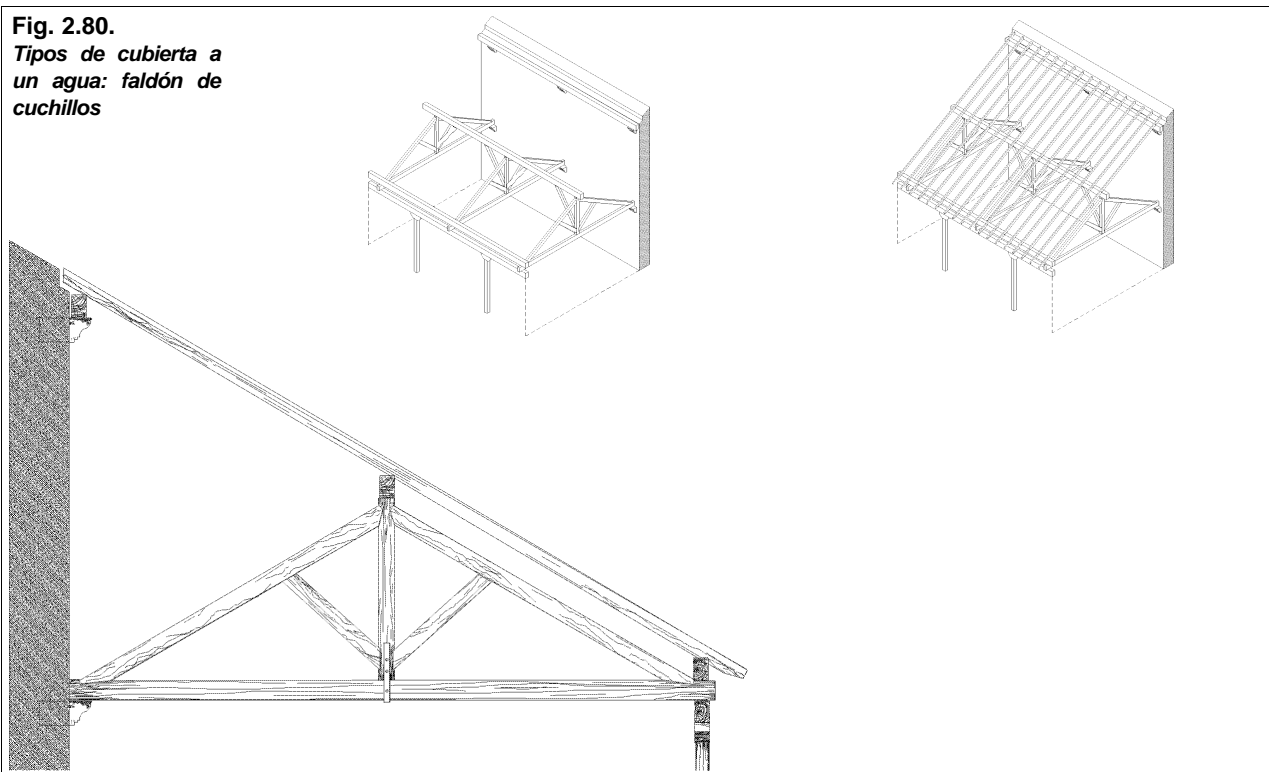


Fig. 2.80.
Tipos de cubierta a un agua: faldón de cuchillos



Al aumentar la sección del vano, no es posible cubrirlo con pares apoyados en sus extremos sin aumentar considerablemente la sección. El problema se soluciona disponiendo un elemento de apoyo intermedio que, al partir la luz, permita conservar las secciones de estos elementos. Los pares pasan a ser llamados cabios puesto que representan en este caso el segundo nivel de la estructura del faldón y se apoyan tanto en el picadero inferior y durmiente superior del original faldón de pares, como en el parte luz intermedio. El problema que debe ser resuelto en este caso consiste en cómo apoyar la jácena intermedia y, en función del sistema utilizado, se tendrán un buen número de variantes. En la **Figura 2.79** se ilustra una de las opciones posibles en la que la jácena *parte luz* se apoya en una *zanca* sostenida sobre un modillón superior y sobre pies derechos en la parte inferior.

El último de los faldones que se ilustrará es el que permite el apoyo de la jácena intermedia sobre cuchillos que sirven de apoyo de correas en la parte inferior y central de la cercha, **Figura 2.80**. Esto permite cubrir espacios de mayor luz sin apoyos intermedios, necesarios en edificaciones de almacenamiento agrícola o industrial, que pueden estar tanto abiertos como cerrados.

Cubierta a dos aguas de correas

Tal y como se puede apreciar en los esquemas de la **Figura 2.81**, es este el más sencillo de los tipos de cubiertas a dos aguas. Es el sistema propio de viviendas con muros de carga perpendiculares a fachada distanciados entre sí menos de 4.5 m, sobre los que se apoyan las correas disponiendo un caballete común.

En viviendas menos modestas, cuando la fachada toma una longitud de 8 a 9 m, se dispone un tercer muro de carga paralelo y se duplican las correas según el esquema de la **Figura 2.81.b**. El último tipo de cubierta de correas que se ha hallado en la zona es aquel en el que las correas se apoyan en diafragmas

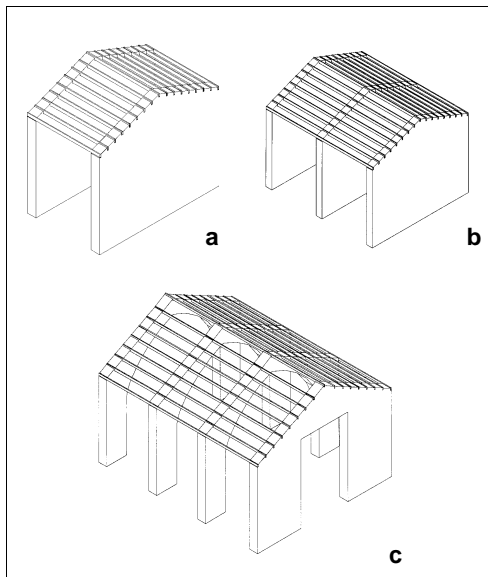


Fig. 2.81.
Cubiertas a dos aguas:
Cubiertas de correas

a. De correas sobre muros hastiales

b. De correas sobre una sucesión de muros hastiales

c. De correas sobre diafragmas



Fig. 2.82.
Ejemplos de cubierta a dos aguas:

a. Pares, y picadeo sobre muros hastiales

b. Pares, y picadero jabalconado sobre machones



Fig. 2.83.
Ejemplos de cubierta a dos aguas de correas:

a. Interior de una vivienda con cubierta de correas

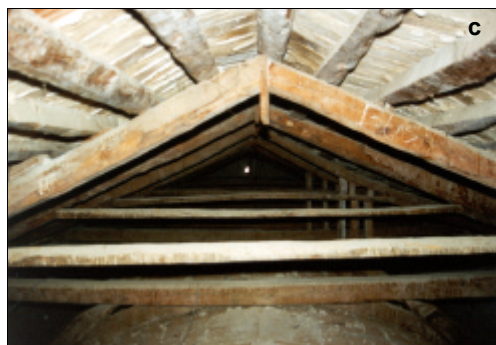
b. Exterior de una vivienda con cubierta de correas

Fig. 2.83.
Ejemplos de cubiertas a dos aguas

a. De cabios

b. De par e hilera.
Cubierta de la iglesia de Bullas

c. De par y puente.
Cubierta en la localidad de Alguazas



mas paralelos, **Figura 2.80.c**. Tal es el caso de las tres primeras naves de la iglesia de San Onofre en Alguazas, que se remonta a la época mudéjar, y del que han sido tomadas las proporciones del esquema. En todas las cubiertas de correas el cañizo o entablado toma la dirección de la máxima pendiente y la teja curva se coloca sobre ellos en el modo ya descrito.

Cubierta a dos aguas de pares y picadero

Se repite de nuevo el mismo sistema que en

el faldón a un agua descrito con anterioridad. Los pares apoyan sobre una cumbrera (*pica-dero*) y sobre un durmiente en la cabeza de los muros de carga, equidistando unas de otras una distancia de 40 a 70 cm.

La cumbrera puede apoyarse sobre los hastiales, véase **Figura 2.82.a**, o, en el caso de que la longitud de la edificación sea mayor, ésta puede apoyarse sobre pies derechos o machones que como en el caso de la **Figura 2.82.b**, podrán estar jabalconados. El cañizo o entablado en este caso es paralelo a la cumbrera.

Cubierta a dos aguas de cabios

Si la distancia entre el muro portante y la cumbrera aumenta, es necesario interponer entre ambos un pórtico o jácena intermedia que, al igual que en el caso de cubiertas de un solo faldón, asume la labor de parte luz.

La jácena intermedia puede estar apoyada sobre pilares como en el caso de la **Figura 2.83.a**, sobre muros de carga paralelos o sobre un pórtico en la dirección de la máxima pendiente.

Cubierta a dos aguas de par e hilera

Está formada por dos faldones de pares que se encuentran y equilibran, apoyados sobre una carrera continua llamada *hilera* que además de recibirlas forma la cumbrera.

Debido a la disposición constructiva de los pares, se generan esfuerzos horizontales que son recogidos por los estribos de madera continuos que reciben la totalidad de los pares en la coronación del muro. Estos estribos están unidos a su vez por tirantes dispuestos a una cierta distancia que anulan dichos esfuerzos. Este es el caso de la **Figura 2.83.b** correspondiente a la cubierta de la iglesia de Bullas en la que se distingue en el encuentro de los pares, la carrera continua (*hilera*) y en la parte inferior de la foto,

pasando horizontalmente, los tirantes que absorben los empujes horizontales.

Cubierta a dos aguas de par y puente

Cuando en las cubiertas realizadas por el sistema anterior aumenta la luz a salvar o el peso que gravita sobre ellas, es necesario coartar los esfuerzos horizontales, además de con la ayuda de los tirantes que unen los estribos, con un elemento intermedio de rigidización llamado *punte*, **Figura 2.83.c**. Este es el sistema que se puede considerar emblemático en la arquitectura de tipo tradicional en España, desde la invasión musulmana ya que los planos formados por los pares y nudillos servirán de base a los trabajos de lacería propios de aquella época.

Son importantes los ejemplos de cubiertas de este tipo en la arquitectura religiosa de toda la región y las decoraciones que las adornan, estudiados total o parcialmente por diferentes autores.

Otros tipos de cubierta

Además de los tipos y ejemplos expuestos, existen otros que quedan reflejados en la **Tabla 2.9**. No se meditará sobre la totalidad de los indicados ya que su presencia resulta poco significativa. Valga como ejemplo la cubierta a dos aguas de cuchillos de la **Figura 2.84.a**, único ejemplo encontrado en el término municipal de Mula. Las cubiertas a cuatro aguas en la arquitectura tradicional Muleña se resuelven con cubiertas de pabellón como la de la **Figura 2.84.b** en la que cuatro pares coincidentes sirven de apoyo a los cabios que descansan sobre un durmiente perimetral. Es habitual que tanto en los esquemas de cubiertas de pabellón como en las que se generan en el punto de encuentro de dos faldones, se rigidice el apoyo del par o la jácena que forma la limatesa, disponiendo un cuadral como los que se pueden apreciar tanto en la **Figura 2.83.b** como en la **Figura 2.83.c**.



Fig. 2.84.
Otros tipos de cubiertas

a. Cubierta de cuchillos

b. Cubierta de pabellón

c. Detalle de esquema y encuentro de faldones

Fig. 2.85.
Ejemplos de uso de
arcos en la localidad
de Mula.

a. Portada de la iglesia
de Santo Domingo.

b. Bóveda de la iglesia
de San Francisco

c. Arco de ladrillo en
dintel de una ventana
en la calle Boticas

d. Arco de descarga
sobre un dintel también
de ladrillo en una
vivienda de la calle
Pedro Luis



2.2.5 Arcos

2.2.5.1 Clasificación y conceptos generales

Los dinteles en las fábricas mixtas, de ladrillo y tapial, o de ladrillo y mampostería, se realizan en muchos casos mediante la utilización de arcos. Asimismo, cuando en la arquitectura popular los propietarios pretenden ennoblecen el ingreso, el ladrillo es sustituido por la piedra y de nuevo aparece el arco adoptando diferentes formas. Lo mismo ocurre en las portadas de edificios religiosos o públicos. Tal es el caso de los ejemplos que se muestran en las **Figuras 2.85.a a 2.85.d**. En la primera se presenta un arco de sillería en la portada de Santo Domingo. En el segundo ejemplo se puede ver uno de los arcos de sillería de buena factura de la primitiva bóveda de la Iglesia de San Francisco. En el tercer ejemplo de arquitectura doméstica un dintel de una ventana en una vivienda de la calle Boticas (Mula) que, como se puede apreciar, ha sido utilizado también con misiones decorativas. El último de los ejemplos que se presentan es el de un arco de descarga en un edificio de vivienda en la localidad de Mula. El arco en este caso traslada la mayor parte de las cargas que debe recibir el dintel de la puerta, hacia los laterales de forma que los macizos situados en las jambas las trasladarán hacia el suelo. Es éste un uso habitual del arco con funciones estructurales en fábricas de gran espesor.

El arco se define como el elemento sustentante capaz de descargar los empujes que recibe, desviándolos lateralmente, destinado a franquear un espacio más o menos grande por medio de un trayecto generalmente curvo.

Una clasificación de los arcos en función de su forma, entre las muchas que se puede realizar, es la recogida en la **Tabla 2.10**, en la que se han señalado aquellas formas presentes en la arquitectura de Mula.

Otro de los criterios que nos permiten agrupar los arcos es el relativo a su material constituyente, que en general en nuestro ámbito de estudio pueden ser la piedra, el ladrillo o ambos al mismo tiempo. En el caso de ser contruidos con el uso del ladrillo estos podrán ser formados por una sola rosca, dos roscas independientes una sobre otra, o dos roscas formadas por piezas trabadas mediante un aparejo cuando los arcos tienen espesores mayores de medio pie. En este último caso los aparejos utilizados son los mismos que los que se han estudiado al hablar de las fábricas.

La **Figura 2.86** permite al lector familiarizarse con la nomenclatura de las distintas partes de un arco, que en la figura está formado por dovelas. Puesto que todos los vocablos a los que se hacen referencia tienen su lugar en el glosario, no es necesario extenderse en la descripción de los mismos aunque sí se insiste en los siguientes términos:

Directriz. Línea que une los centros de gravedad de las secciones transversales al arco.

Línea de presiones. Polígono funicular que resulta de unir los puntos de aplicación de las resultantes de las presiones a lo largo de las secciones transversales o dovelas. De una forma intuitiva se puede asimilar esta línea a la que seguirían las cargas recibidas por el arco hasta ser transmitidas a los apoyos, *Figura 2.87*.

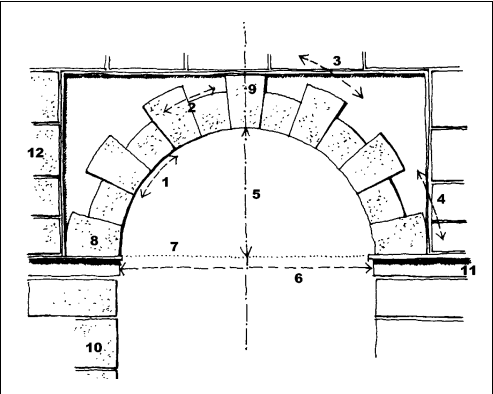
Núcleo central de inercia o tercio medio. El núcleo central de inercia de una sección plana rectangular es un área con forma de rombo, centrada en el interior de la sección, cuya diagonal es igual a un tercio de la altura de la sección (por ello en el caso de secciones rectangulares se habla de tercio medio). La propiedad principal del núcleo central de inercia consiste en el hecho de que si la resultante de las fuerzas aplicada sobre la sección

Tabla 2.10
Tabla de clasificación de los arcos en función de su forma

Arcos simples	Adintelados (arco plano)	
	Poligonales	Angular
		Angular truncado
		Angular peraltado
		Afacetado
	Circulares	De medio punto
		De todo punto
		Rebajado
		Escarzano
		Peraltado
		De herradura
	Cónicos	Elíptico
		Hiperbólico
		Parabólico
	Cicloidales	
Arcos compuestos	Apuntados	Cumplido
		Rebajado
		Peraltado
	Florentino	
	Carpanel	
	Rampante o por tranquil	
	Conopial	
	Trebolado	
	Miltilobulado	
	Festoneado	Cóncavo
		Convexo
Arcos mixtilíneos	Deprimido	
	Tudor	

Fig. 2.86.
Nomenclatura referente a los arcos

- 1. Intradós
- 2. Trasdós
- 3. Hombros
- 4. Riñones
- 5. Montea
- 6. Luz
- 7. Línea de arranque
- 8. Sálmer
- 9. Clave
- 10. Estribo
- 11. Imposta
- 12. Contrarresto



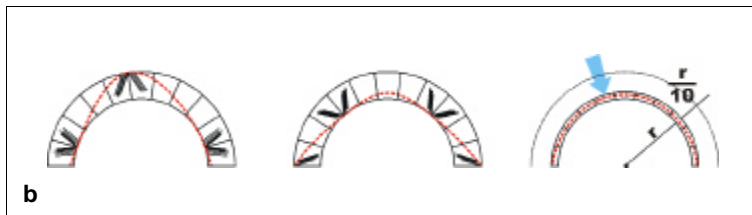
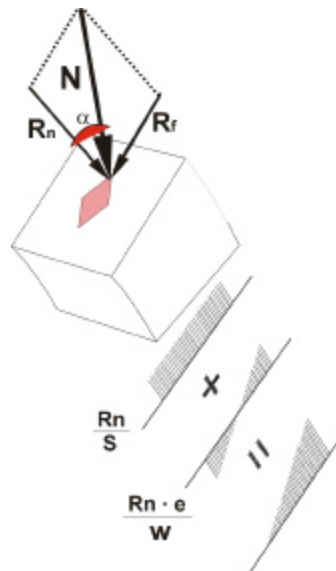


Fig. 2.87.
Fundamentos estáticos de un arco genérico

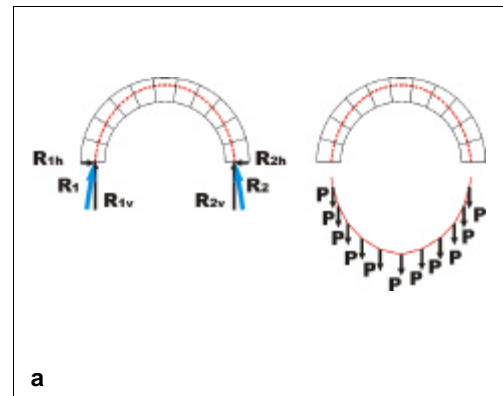
a. Funicular de las cargas suponiendo el peso propio de dovelas del mismo material y dimensiones

b. Línea de presiones

c. Estudio de los esfuerzos en una sección de arco



c



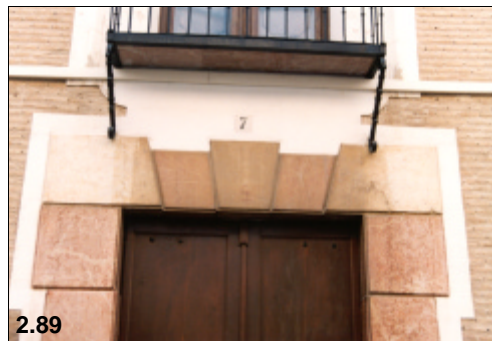
a

cae en su interior, el eje neutro no corta la sección y por tanto la sección resulta sometida tan solo a esfuerzos de compresión y no de tracción.

Figs. 2.88 y 2.89.
Ejemplos de arcos adintelados de piedra en dos viviendas de la calle el Caño en Mula



2.88



2.89

Funcionamiento de un arco

En una estructura mural un arco recibe el peso de la sección de muro que gravita por encima del intradós así como el peso propio del su material constitutivo. Desde el punto de vista estructural nos permite transmitir los esfuerzos recibidos sobre el vano que salva, transmitiendo las cargas verticales hacia el exterior gracias a su directriz curva, y a la talla y ángulo de unión entre dovelas que impiden el deslizamiento de estas hacia abajo. Suponiendo que en cada sección transversal del arco la fuerza resultante N correspondiente a dicho corte, estuviera aplicada de forma oblicua, podría ser descompuesta en dos: una fuerza normal R_n y una fuerza en el plano de la sección R_t .

El arco para ser estable debe cumplir que la fuerza R_n no agote las características resistentes del material. Del mismo modo debe de cumplirse que no se produzcan deslizamientos entre las dovelas, para lo cual R_t debe de ser lo más pequeña posible, o lo que es lo mismo, el ángulo α debe ser inferior al ángulo de rozamiento del material. Por último para que el arco no tenga fisuras la resultante en cada sección deberá de estar aplicada en el núcleo central de inercia ya que en caso contrario se originarían tensiones de tracción que

provocarían daños en las juntas por ser estas las de material más débil.

Si la línea de presiones discurre por el exterior de éste núcleo se producirán tracciones y agrietamientos como los mostrados en los esquemas de la **Figura 2.87.c**. El colapso se verificará cuando la línea de presiones salga fuera de la geometría del arco, provocando con ello la formación de las rótulas necesarias, que el caso de un arco de medio punto es de 5.

La estática y las condiciones de equilibrio del arco serán tratados más adelante. Baste decir que ha sido tradicional la búsqueda desde el siglo XVII de unas sencillas reglas geométricas que aseguraran su estabilidad. En los estudios de Heyman se recogen algunas de estas búsquedas y se refleja por ejemplo el espesor mínimo que debe de tener un arco de dovelas de medio punto para soportar su peso propio, que ha de ser, tal y como se señala en la **Figura 2.87.c** de un décimo de la del radio interior puesto que este espesor es el mínimo que permite contener en el interior de la geometría de medio punto una catenaria.

2.2.5.2. Arcos de piedra

En la localidad de Mula los únicos arcos de piedra, junto a los que cubren las luces o forman parte de las portadas en edificios de carácter religioso, se hallan en las casas palacio o casas nobles de los siglos XVII y XVIII. En todos los casos el tipo de arco utilizado es el arco plano que estáticamente puede ser pensado como de resistencia infinita, limitada tan solo por las características mecánicas del material y por la estabilidad en el plano horizontal del muro que lo contiene. Su estabilidad se garantiza por la labra de la piedra que consigue que las cargas verticales sean transmitidas a las jambas.

En los ejemplos de las **Figuras 2.88 y 2.89** se

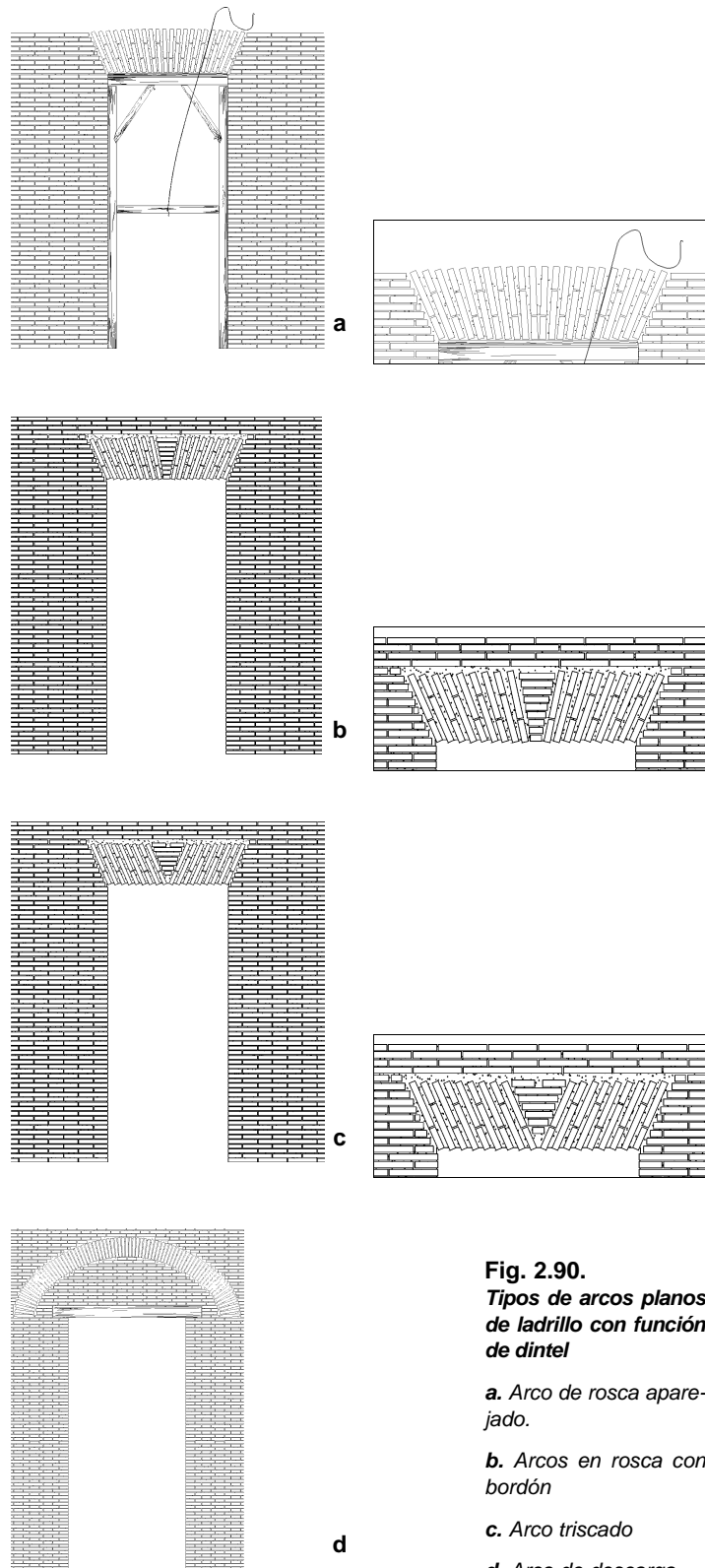


Fig. 2.90.
Tipos de arcos planos
de ladrillo con función
de dintel

- a. Arco de rosca aparejado.*
- b. Arcos en rosca con bordón*
- c. Arco triscado*
- d. Arco de descarga*



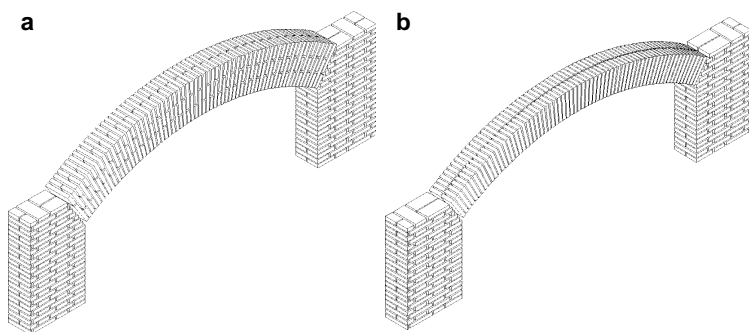


Fig. 2.91.
Ejemplos de arcos de ladrillo

a. Arco rebajado aparejado

b. Arco rebajado a sardinel

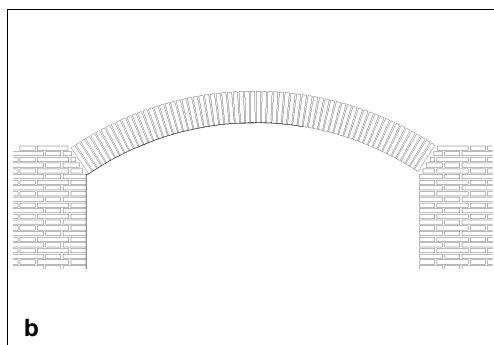
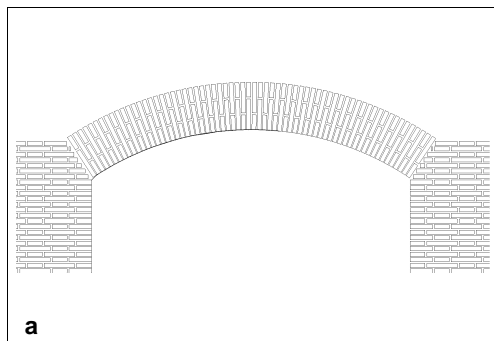


Fig. 2.92.
Ejemplo de arco rebajado en una fábrica de una vivienda en Mula



enseñan dos ejemplos de sillería en arcos planos con aparejos radiales en el ingreso de dos viviendas, que en caso de la **Figura 2.89** toma un papel ornamental ya que las dovelas están labradas formando un almohadillado, al igual de los sillares que forman parte de las jambas.

2.2.5.3. Arcos de Ladrillo

Mientras que en la arquitectura doméstica la piedra se utiliza sólo en los arcos planos, son más abundantes los ejemplos y numerosos los tipos, de los efectuados utilizando el ladrillo.

El uso al que primordialmente se destinan estos arcos en la arquitectura popular doméstica es el de formación de dinteles en puertas y ventanas en las fábricas mixtas que fueron tratadas anteriormente. En otros casos el arco asume el apoyo de una zanca de escalera en el interior de la vivienda o el de parteluces en una estancia cuyo forjado no puede ser resuelto con viguetas simplemente apoyadas en los muro laterales (§ 2.2.3.1.)

Para luces pequeñas (menores de 1.5m) el arco más utilizado es el arco plano. A no ser que se utilicen ladrillos apantillados deberá ser la inclinación de los mampuestos y la forma de las llagas de mortero entre ellos, que pueden ser acuñadas (*escopetas*) las que garantizan su estabilidad, ya que habitualmente las formas de los ladrillos son paralelepípedicas con caras paralelas.

Si las juntas de los arcos convergen en un punto interior al vano a salvar, el arco se dirá que ha sido realizado *en rosca*, **Figura 2.90.a**, mientras que si las juntas son paralelas entre sí a ambos lados de su clave, el arco se dirá *francés* o *triscado*, **Figura 2.90.c**. En este último caso es necesario resolver el encuentro de los ladrillos que llegan de cada uno de los lados con la formación de una pieza a modo de clave denominada *bordón*.

En la **Figura 2.90** se muestran diferentes tipos de dintel plano de ladrillo en función de la disposición de sus juntas y del uso al que están destinados.

Al igual que las bóvedas realizadas con el mismo material, los arcos de ladrillo pueden ser *de una sola rosca* (generalmente sardineles), *de varias roscas* independientes, y *aparejados* cuando se traban ladrillos a sardinel con otros a testa.

En algunos de los ejemplos encontrados, cuando la luz del hueco es superior a 1m, se puede disponer sobre el arco plano un arco de descarga de directriz curva que le alivie de parte de los esfuerzos que descienden por el muro. Si bien desde el punto de vista teórico el arco adintelado no debería recoger más que el peso del muro en el tímpano formado bajo el arco de descarga y su peso propio, en la mayor parte de los casos el arco sufre deformaciones suficientemente grandes para transmitir parte de los empujes al arco adintelado originando con ello fisuraciones indeseables entre los arcos y la fábrica así como en el dintel, **Figura 2.85.d**.

Además de los arcos planos los más utilizados en la localidad de Mula son los arcos *rebajados* así como los arcos *escarzanos*; siempre en la formación de dinteles. Es bien sabido que el arco de medio punto no es interesante desde el punto de vista mecánico ya que la directriz del arco se aleja de la línea de presiones, que como se ha dicho, toma una forma funicular. El arco rebajado, sin embargo, se comporta mejor ya que pese a ser su directriz un arco de circunferencia, esta se aproxima a la línea aplicación de fuerzas especialmente cuando la flecha toma un valor intermedio entre $1/6$ y $1/8$ de la luz a salvar. El único inconveniente de este tipo de arco es la magnitud de los empujes horizontales generados, que de todas formas en el caso de cargas y luces tan pequeños, son soportados fácilmente por las fábricas de mampostería.

En la **Figura 2.92** se muestra uno de los ejemplos de arcos rebajados con función de

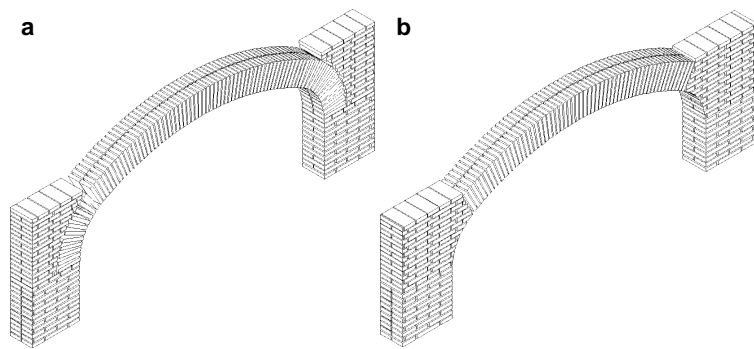


Fig. 2.93.
Ejemplos de arcos carpanel de ladrillo

a. Arco carpanel de cinco centros con rosca de sardineles

b. Arco carpanel de cinco centros con riñones formados por hileras en voladizo

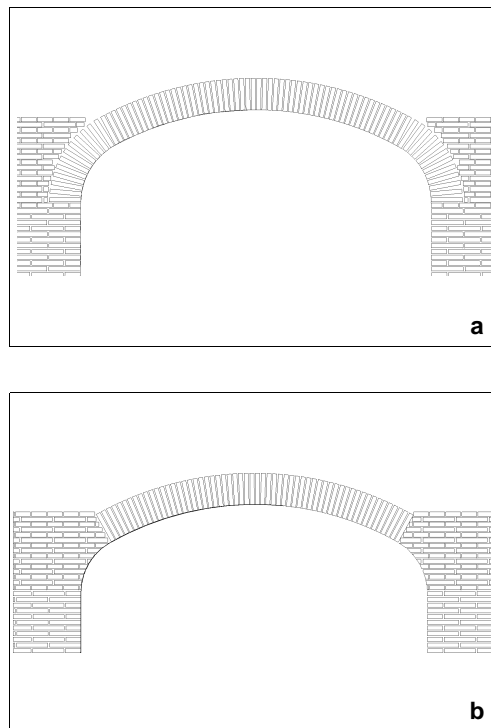


Fig. 2.94.
Ejemplo de arco carpanel en una fábrica mixta

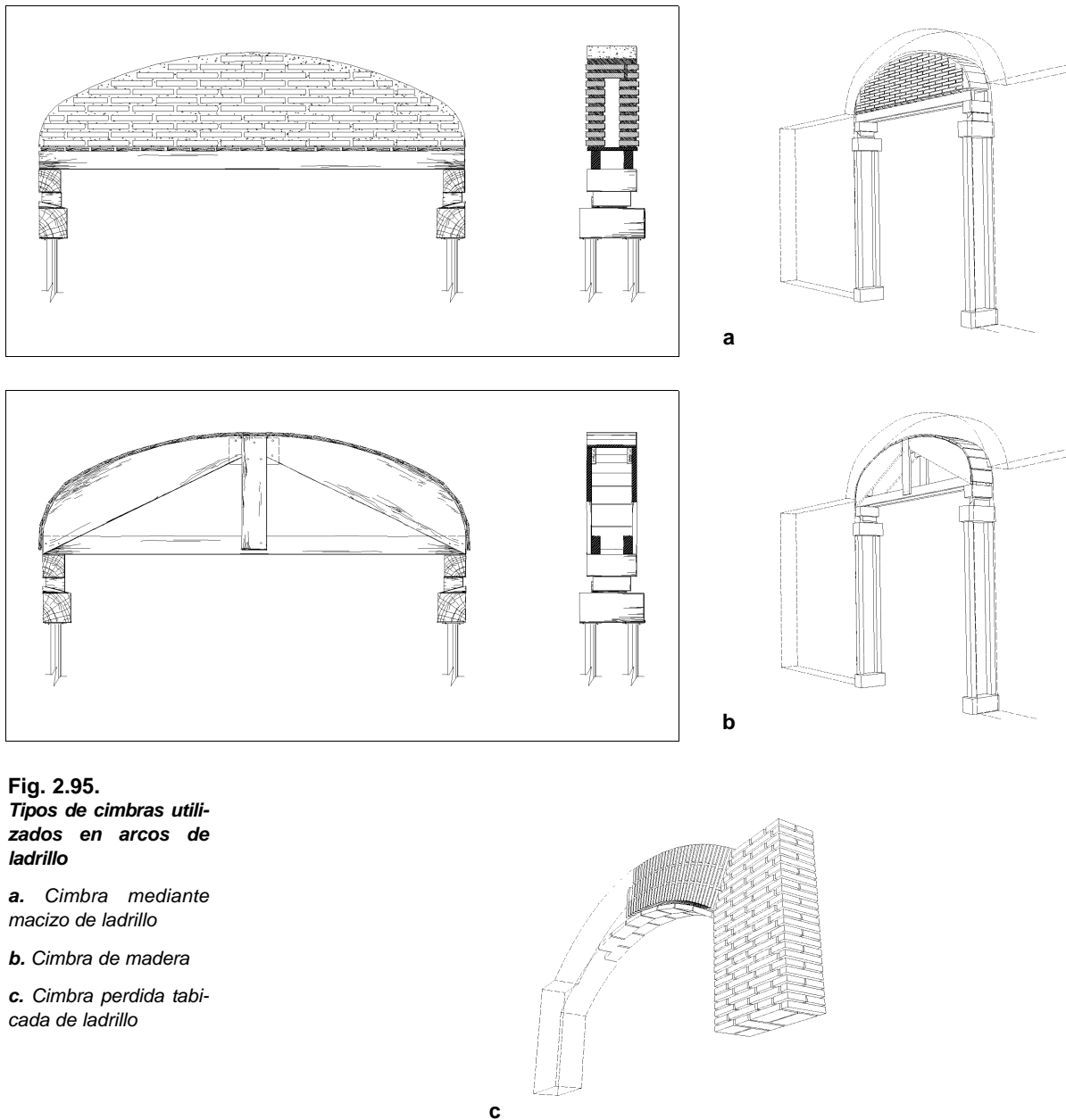


Fig. 2.95.
Tipos de cimbras utilizados en arcos de ladrillo

- a.** Cimbra mediante macizo de ladrillo
- b.** Cimbra de madera
- c.** Cimbra perdida tabicada de ladrillo

Tabla 2.11
Cuadro orientativo en el dimensionamiento de los arcos en las fábricas

Luces	Espesor de los arcos en pies			
	Apuntado	Medio punto	Rebajado (Flecha > 1/8 L)	1 1/2 - 2 pies
< 2 m	1/2 pie	1 pie	1 1/2 pies	1 1/2 - 2 pies
2 - 3 m	1 pie	1 1/2 pie	1 1/2 - 2 pies	
3 - 6 m	1 1/2 pie	2 pies	2 - 2 1/2 pies	
6 - 9 m	2 pies	2 1/2 pies	2 1/2 - 3 pies	
Macizos de apoyo	1/5 - 1/6 s/ Luz	1/4 s/ Luz	1/4 - 1/2 s/ Luz	2/3 s/ Luz

dintel, de los numerosos que se pueden elegir en los centros urbanos de la comarca del río Mula.

Otro de los tipos de arcos utilizados en la zona es el arco llamado *carpanel*, trazado con tres o cinco centros, siendo este último el más utilizado ya que se acusa menos la curvatura en los riñones. Con objeto de reducir el tamaño de las juntas de los ladrillos en los riñones del arco carpanel, se recurre a la disposición de hiladas en voladizo, a la superposición de dos roscas con un número de piezas mayor en la superior que en la inferior, y a la formación de sálmeres de piedra. En las **Figuras 2.93.a** y **2.93.b** se ilustran dos variantes de este tipo de arco.

En la **Tabla 2.11** han sido reflejados de forma orientativa los espesores de arcos en pies, teniendo en cuenta su forma y la luz a salvar. Si bien estas reglas no garantizan totalmente su estabilidad y la comprobación de la estabilidad debería de ser llevada a cabo con los métodos de la estática, es bien cierto que éstas u otro tipo de reglas generales, son seguidas por los constructores cuando realizan arcos de este tipo en la vivienda popular, resultando suficientes en la mayor parte de los casos de la arquitectura doméstica.

Cimbras

El arco no es estáticamente estable hasta que no se cierra totalmente, es decir, hasta que no se coloca la clave en el caso del arco de piedra, o hasta que no termina de fraguar el mortero de la totalidad de las juntas, en el caso de un arco de ladrillo. Durante su construcción es necesaria la intervención de una estructura auxiliar llamada *cimbra*, que adoptando la forma del intradós del arco soporta los materiales que lo conforman hasta su cierre y puesta en carga.

En el caso de arcos adintelados y luces pequeñas en huecos de puertas y ventanas, normalmente es suficiente la cimbra formada por un simple tablón, y montantes o pies dere-



Fig. 2.96.
Ejemplo de dintel en el que se ha utilizado un encofrado perdido ejecutando una rosca tabicada de ladrillo

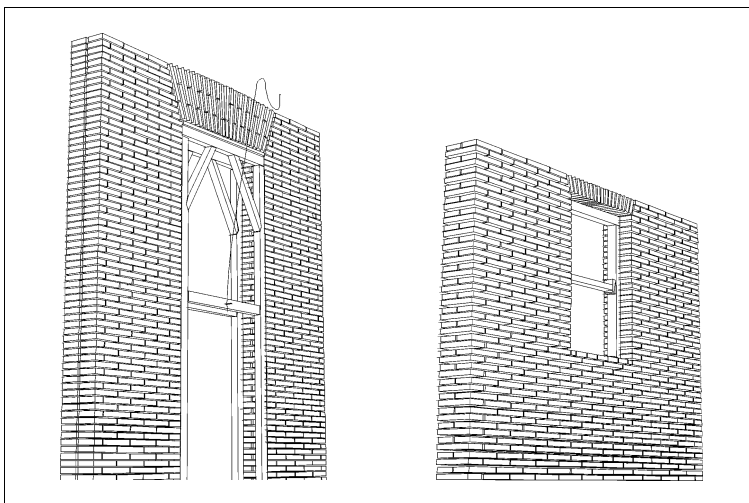


Fig. 2.97.
Ejemplos de cimbras en huecos de fábricas mamposterías de ladrillo

chos acuñaos hasta que este travesaño tome su nivel, **Figura 2.97**.

Cuando la luz a salvar es mayor, y siempre, en el caso de arcos de directriz curva, la estructura de madera adquiere formas más complejas cuanto mayor es la luz a salvar. Esta puede estar constituida por elementos de madera, por piezas metálicas, e incluso estar cuajada con el uso de fábrica de ladrillo tal y como se aprecia en los ejemplos de la **Figura 2.95**. En el caso de Mula es habitual la utilización de cimbras perdidas formadas por una rosca de ladrillo tabicada de ladrillo recogida con yeso de fácil realización (**Figura 2.96**), sobre la que posteriormente se aparejaba el arco con el espesor deseado. En este último caso es habitual que esta cimbra perdida sobresalga del plano de la fábrica y se continúe con una mocheta exterior en las dos jambas.

Tabla 2.12.
Clasificación formal de bóvedas y cúpulas

Bóvedas simples	Planas	Bóveda plana
		Prismática
		Cúpula poliédrica
	Cilíndricas	Cañón recto
		Cañón oblicuo
		Cañón en bajada
	Cónicas	De eje horizontal
		De eje vertical
	De revolución	Cúpula esférica
		Nicho esférico
		Bóveda baída
		Cúpula segmental
		Elipsoide de revolución
		Paraboloide de revolución
		Hiperboloide
		Cúpula campaniforme
		Cúpula bulbiforme
		Bóveda tórica
		Elipsoide
	Regladas	Cuerno de vaca
		Paraboloide
		Hiperboloide
		Conoide
		Helicoide
Bóvedas compuestas	Intersección de cañones	Por arista
		Por doble arista
		En rincón de claustro
		De artesa o espejo
		Esquifada
		Acodillada
		Luneto
	Intersección de cúpulas	Cúpula en rincón de horno
		Bizantinas
	Nervadas	Sexpartita
		Octopartita
		Encasetonada
		Estrellada

2.2.6. Bóvedas. Escaleras tabicadas de ladrillo

2.2.6.1. Clasificación y conceptos generales

En la provincia de Murcia el ladrillo está presente en casi todos los elementos constructivos. Se ha encontrado en los muros formando parte de las fábricas, o rematando los huecos. Asimismo formaba parte de los forjados en los tableros de rasillas, y en la preparación de los revoltones ejecutados con dicho material.

Las bóvedas realizadas con ladrillo se utilizan para cubrir las naves y capillas de los espacios religiosos y, en la arquitectura más humilde; en la construcción de las bodegas, pasadizos e incluso pasillos en el interior de las viviendas. Un caso especial lo constituyen las escaleras tabicadas que trataremos de forma particular en este capítulo ya que los fundamentos constructivos que las rigen así como el modo de construirlas son idénticos a los de las bóvedas.

Una vez más es necesario definir el objeto de estudio y así entendemos por bóveda la obra arqueada que cubre espacios comprendidos entre los muros o varios pilares.

Desde el punto de vista formal las bóvedas se pueden agrupar según el esquema de la **Tabla 2.12**, en el que una vez más han sido señaladas aquellas que son fáciles de encontrar en la comarca del río Mula.

Estáticamente las bóvedas cilíndricas se comportan en cada sección como los arcos ya estudiados. Las cargas sobre ellas y su peso propio se transmiten hasta las impostas

y desde estas, por los contrafuertes, y/o los muros, hasta el cimiento y el suelo. Para que éstas bóvedas sean estables, y sin existencia de fisuras, la línea de presiones debe permanecer en el núcleo central de inercia, la resultante debe formar con la normal, en cada sección, un ángulo inferior al de rozamiento, y las tensiones generadas ser inferiores a las admisibles.

En cuanto a la disposición de sus elementos constructivos y su modo de trabajo, las bóvedas y cúpulas pueden ser: conreccionadas, *de rosca*, *tabicadas* y *encamonadas*.

Bóvedas conreccionadas

En ellas se busca mediante la disposición constructiva de los materiales que el ladrillo y el mortero formen una masa uniforme carente de elasticidad. Un ejemplo de este tipo de bóveda es la bóveda encasetonada romana, cuyas mayores desventajas las representaban su excesivo peso y la necesidad de una cimbra continua. En el día de hoy el caso más típico de bóvedas conreccionadas es el de aquellas de hormigón armado en la que su grosor puede reducirse notablemente pero persiste el problema de la cimbra. No existen ejemplos en la comarca del río Mula

Bóvedas de rosca superpuestas, aparejadas y tabicadas

Las bóvedas de rosca de cañón seguido son esencialmente iguales en cuanto a comportamiento y modo de construcción que los arcos tratados en el capítulo anterior. Los aparejos que se pueden utilizar para construirlas pueden ser rectos o diagonales (similares a los bizantinos). En la comarca del río Mula se pueden ver algunos ejemplos de este tipo de bóvedas en el cerramiento de pequeñas capillas laterales, y cerramiento superior de espacios subterráneos con luces también pequeñas.

En las **Figuras 2.98.a y 2.98.b** se muestran

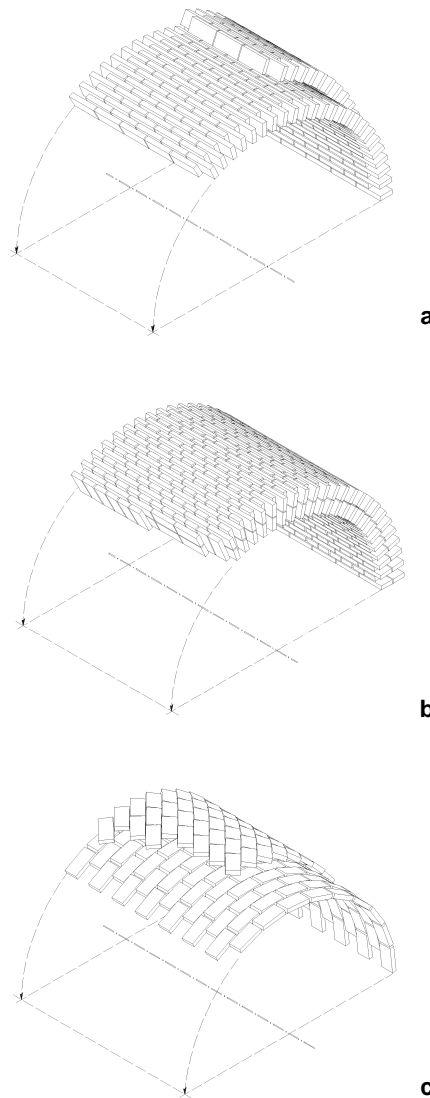


Fig. 2.98.
Tipos de Bóvedas con-
tínuas

a. De rosca super-
puestas

b. De rosca aparejada

c. De rosca tabicada



Fig. 2.99.
Bóveda de rosca apa-
rejada, de sección cir-
cular rebajada

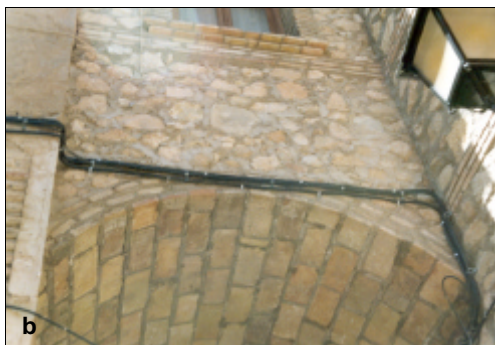


Fig. 2.100.
Ejemplos de bóvedas tabicadas en la comarca del río Mula

a. Bóveda tabicada con la adición de tirantes, en el zagúan de una vivienda en el núcleo urbano de Mula



b. Bóveda tabicada de 3 roscas en un pasaje público de la localidad de Pliego



c. Ídem que la anterior. Encuentro de bóvedas tabicadas en un ángulo del mismo pasaje



d. Bóveda tabicada en la bodega de una vivienda en el núcleo urbano de la localidad de Mula



ejemplos de bóvedas de cañón seguido formada por dos roscas superpuestas de ladrillos a sogas y otra en la que se ha utilizado un aparejo de sogas y tizones. En la **Figura 2.99**, debido al colapso de parte de la construcción se puede reconocer una sección de una bóveda de ladrillo aparejada, con un perfil de medio punto rebajado.

Bóvedas tabicadas

En cuanto a las bóvedas tabicadas estas son las más habituales en la región. Están constituidas por una o varias hojas de rasillas o ladrillos macizos colocados apoyados por su tabla en el plano del intradós. Normalmente estas bóvedas se construyen sin cimbra o con la ayuda de una sencilla cimbra con misión de guía más que con función portante. Su construcción será explicada posteriormente cuando se traten las escaleras tabicadas.

Caracterizadas por su reducido espesor en comparación con la luz a cubrir, pueden ser asimiladas estructuralmente a una lámina en la que se trata que todos los esfuerzos existentes sean de compresión. Para ello las secciones más convenientes son las rebajadas (flecha de $1/5$ a $1/12$ de la luz) sea cual sea su directriz. En el caso de flechas mayores, como en el caso de las plementerías entre los arcos fajones de una iglesia, las bóvedas se deforman y comportan como un arco, y sus movimientos son coartados por el habitual relleno en los riñones y por la presencia de arcos a distancias no superiores a 5 m. En el caso de los arcos más rebajados que $1/12$ de la luz, se pueden producir flexiones similares a las existentes en una viga y por ello fisuras de tracción.

En la **Figura 2.100** se muestran algunos ejemplos de bóvedas tabicadas en la comarca del río Mula. En el primer ejemplo la hoja inferior está formada por ladrillos macizos colocados en espina de pez y ha sido atirantada con objeto de reducir, o anular totalmente, los empujes horizontales sobre unos muros laterales que de este modo pueden ser

de reducido espesor. En el segundo ejemplo se aprecia una bóveda tabicada de tres hojas que permite un paso inferior y una vivienda sobre ella con muros exteriores de mampostería ordinaria de gran peso. En el último de los ejemplos una bodega ilustra otro espacio doméstico en el que está presente este tipo de bóvedas de fácil ejecución y gran economía de medios.

Bóvedas encamonadas

Las bóvedas encamonadas son las formadas por materiales de poco peso que se hallan constituidas por un armazón principal de listones de madera que puede estar arriostrado o atado a una estructura de orden superior (por ejemplo a la estructura de cubierta), sirviendo de sostén a un entablado de madera o un tejido de cañizo, enlazado y atado con cuerda de esparto que posteriormente se guarnece y enlucce de yeso por el interior. Construidas de este modo ofrecen el mismo aspecto que una ejecutada con ladrillo o piedra que hubiera sido revestido posteriormente pero, al contrario que estas, carece absolutamente de resistencia que la haga apta para asumir funciones estructurales.

Es fácil encontrarlas en una multitud de templos de la comarca así como en algunos espacios domésticos como son las torres de las viviendas de tres crujías que describimos en capítulos anteriores. Bajo la cubierta de la torre el espacio de planta cuadrada se puede cerrar superiormente con una falsa bóveda encamonada como la de la **Figura 2.101.c**.

Bóvedas de revolución. Cúpulas.

Atendiendo de nuevo a la **Tabla 2.12** se advierte que las únicas bóvedas simples utilizadas en la comarca, diferentes de las de cañón recto, son la *cúpula esférica*, la *bóveda baída* y el *nicho esférico*. Si bien se localizan principalmente en espacios religiosos, vale la pena mencionarlas puesto que se han visto sistemáticamente afectadas, en mayor o en



Fig. 2.101.
Ejemplos de bóvedas encamonadas

a. Vista general de la estructura de cubierta, y bóveda encamonada formada por un entablado de madera cogido con tomizas. Albudeite

b. Detalle de la anterior

c. Ejemplo de bóveda encamonada en la torre de una vivienda en Mula



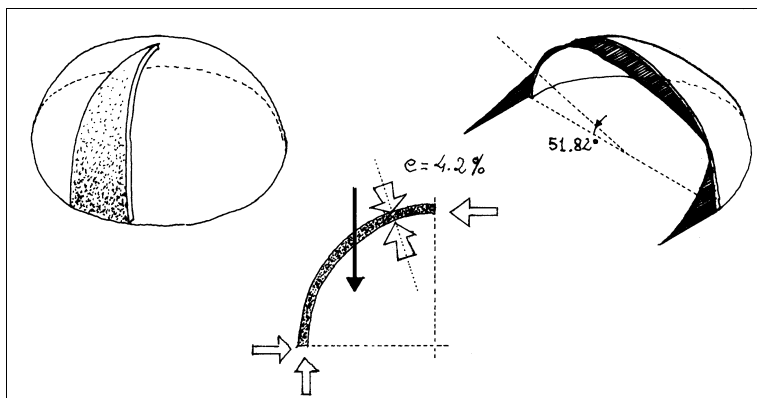


Fig. 2.102.
Esbeltez máxima de una bóveda semiesférica



menor grado, por el movimiento sísmico.

Estáticamente la distribución de cargas en el caso de las bóvedas de revolución es tridimensional, frente a la distribución plana considerada en el caso de los arcos. Esto tiene consecuencias constructivas importantes ya que la cúpula de fábrica puede ser levantada con una pequeña participación de cimbras ya que una vez completada una hilada anular de la fábrica, esta será estable por si misma.

El estudio de los esfuerzos que intervienen en una bóveda no se realiza sobre una sección continua como en el caso del arco, sino sobre un gajo de cúpula. Con un sencillo razonamiento brillantemente ilustrado y recogido en los estudios realizados por Heyman (**Figura 22.102**), se deduce fácilmente que el espesor mínimo necesario para que una cúpula semiesférica soporte su propio peso, debe ser del 4.2 % del radio. También fácilmente se concluye que en el caso de cúpulas semiesféricas la sección sufre tracciones en la dirección de los paralelos, hasta un ángulo de 51.82° y desde este punto hasta el ángulo recto los paralelos trabajan tan solo a compresión. En los meridianos los esfuerzos producidos serán siempre de compresión aunque estos posteriormente produzcan tracciones si la línea de presiones no se halla contenida en el núcleo central de inercia.

Los tipos de aparejos clásicos de las cúpulas esféricas son el anular, bizantino, helicoidal, romano y en arco de descarga. De éstos los

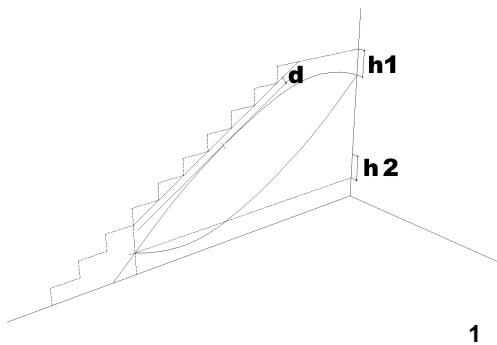
Fig. 2.103.
Ejemplos de bóvedas en la comarca del río Mula

a. Cúpula de ladrillo con aparejo anular

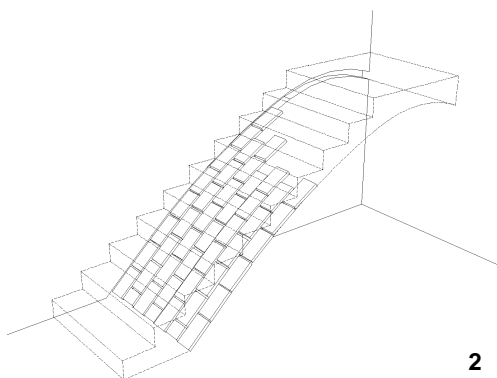
b. Cúpula de mampostería con aparejo anular en la iglesia de San Miguel. Mula

c. Cúpula encamonada de la iglesia de San Juan Bautista. Mula

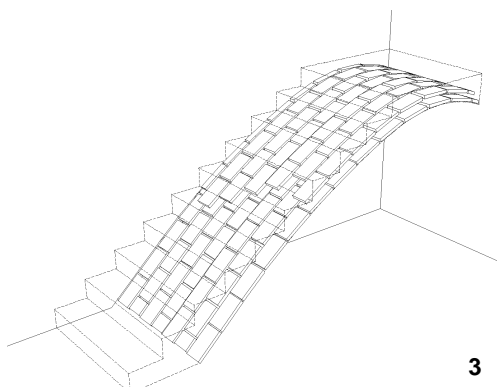




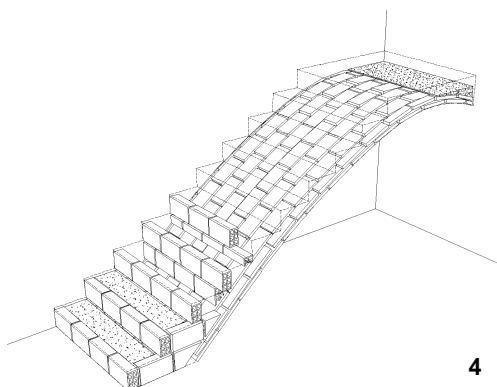
1



2



3



4

que se han observado en la comarca del río Mula son el anular construido con ladrillo y el helicoidal construido con hiladas de mampostería que vuelan unas sobre otras. En la **Figura 2.103.a** se presenta una cúpula rebajada de ladrillo con un aparejo anular y en la **Figura 2.103.b** una cúpula semiesférica de mampostería ordinaria. El último de los ejemplos en la **Figura 2.103.c** permite ver una cúpula semiesférica encamonada, su estructura de listones auxiliares y el cañizo ligado con esparto sirviendo de soporte al guarnecido y enlucido interiores.

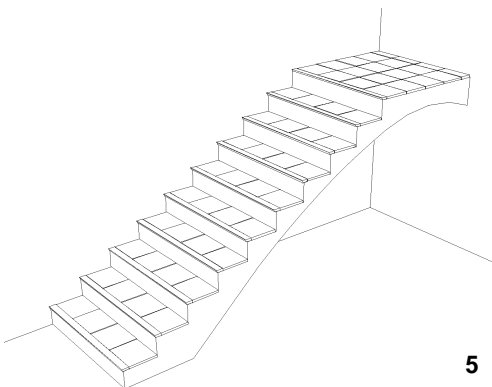
2.2.6.2. Escaleras tabicadas

Escalera tabicada de un solo tramo

La escalera tabicada constituye un caso particular de una bóveda tabicada que tras su construcción es cubierta con un relleno y pedañado.

Como toda bóveda tabicada, está formada por una o varias hojas de ladrillos (rasilla, macizo o hueco doble), dispuestos por su tabla. En la **Figura 2.104** se muestran los pasos seguidos para la construcción de una escalera tabicada de un solo tramo que permite describir el proceso de construcción de una bóveda de este tipo.

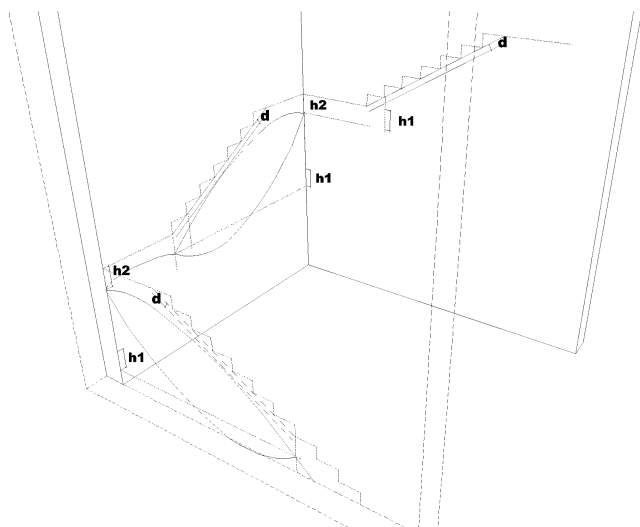
En primer lugar debe replantearse en el muro



5

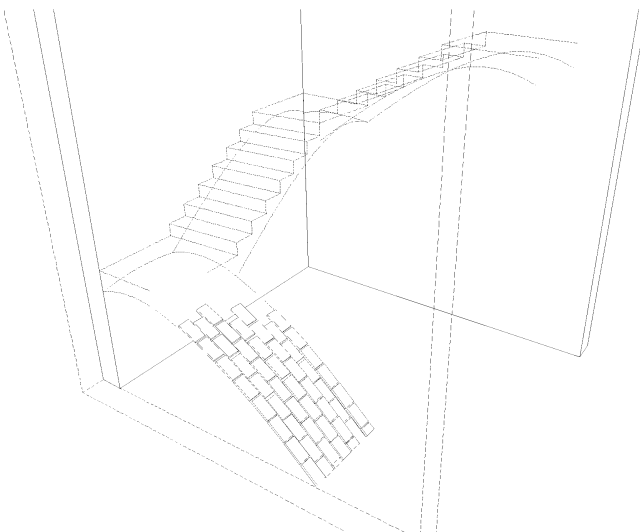
Fig. 2.104.
*Proceso constructivo
de escalera tabicada
de 1 tramo*





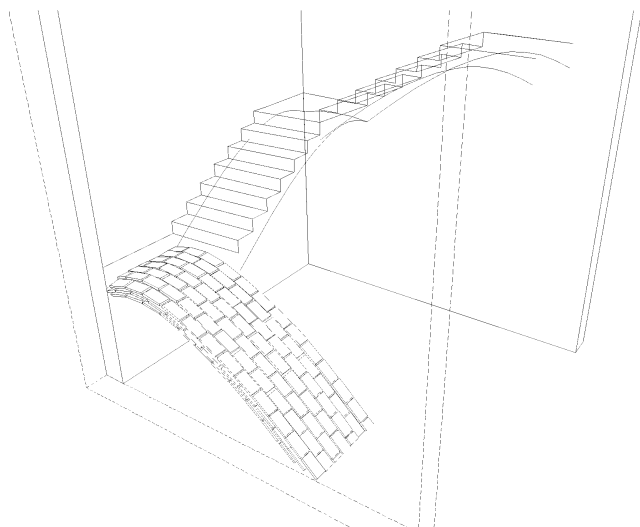
1

o tabique lateral la *montea*, es decir, el perfil interior del tablero de la bóveda tabicada, así como la distribución del peldañeo que va a soportar. Sus puntos de arranque se fijan bajo el rellano y en la parte inferior de la escalera, en modo que su superficie deberá arrancar a una distancia de unos 30 cm (h_2) bajo el nivel del último de los dos o tres peldaños inferiores, y a unos 35 o 40 cm de la superficie de la meseta superior (h_1). Una vez fijados estos puntos, se dibuja el perfil del intradós cuya figura reproduce el antifunicular de la catenaria que formaría una cuerda colgada de estos puntos. La realidad en la obra es que la silueta es dibujada *a sentimiento* por el maestro albañil, **Figura 2.104.1.**



2

Una vez dibujado el perfil que seguirá la bóveda, se ejecuta una roza que permite embutir en ella una primera hilada de rasillas recibidas con yeso. Tras esta primera hilada las siguientes que componen la primera hoja se reciben de abajo a arriba y desde el muro hacia fuera, recibiendo los mampuestos bien humedecidos con la mano, canteados con la pasta de yeso, y esperando que tras algunos segundos pasen a formar parte de la obra. Una vez completada la primera hoja esta será estable por sí misma, **Figura 2.104.1.**



3

Posteriormente se dobla el primer sencillo con una segunda hoja, también de rasillas, esta vez recibidas con mortero de cemento, colocando los ladrillos de arriba a abajo a mata-junta respecto de la anterior, o con un aparejo diagonal. Cuando la segunda hoja ha fraguado es necesario rellenar los hombros de la bóveda que de este modo se vuelve más estable, **Figura 2.104.3.**

Terminado el tablero de la escalera se forma el peldañeo con ayuda de ladrillo hueco doble, mortero de cemento y cascotes de relleno; y por último se procede a colocar el solado revistiendo el canto y el intradós con el acabado que se desee, **Figura 2.104.4.**

Fig. 2.105.
Proceso constructivo de escalera tabicada de tres tramos a montacaballo

Otras escaleras tabicadas

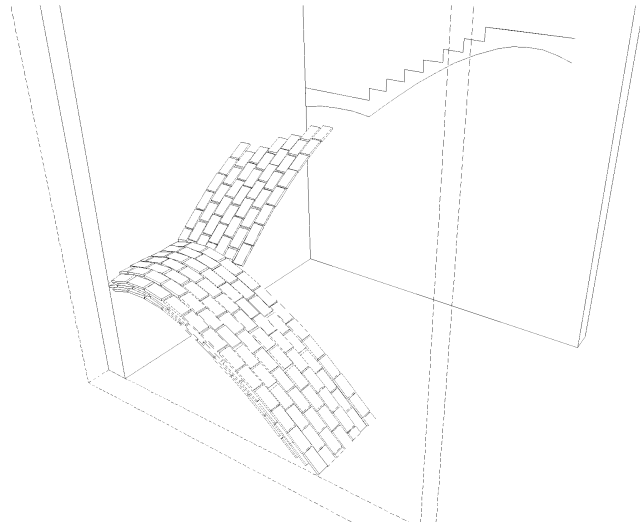
Además de la bóveda tabicada de un solo tramo o de tramos independientes, las escaleras con este tipo de bóveda pueden ser de *varios tramos, a montacaballo, apechinadas y helicoidales*.

En la serie de dibujos en la **Figura 2.105** puede apreciarse el proceso constructivo de una escalera de tramos *a montacaballo* en la que estos transmiten sus empujes hasta llevarlos hacia los cuatro muros que forman la caja de escalera.

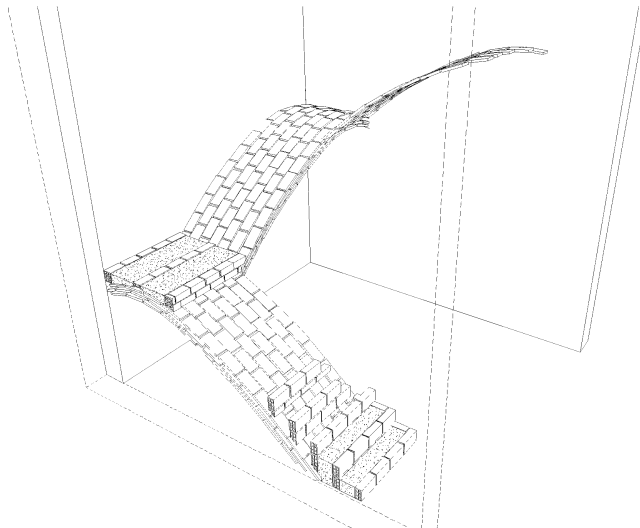
Los pasos seguidos para su construcción son similares a los descritos para la escalera de un solo tramo. Replanteado el perfil de la escalera, se prepara el arranque inferior y se traza una roza en el muro en la que se aloja la primera línea de rasillas recibida con yeso, de abajo arriba y desde el muro hacia el hueco de la escalera, **Figura 2.105.1 y 2.105.2**. La primera hilada se dobla con otra, u otras dos, recibidas con mortero, desde arriba hacia abajo, a matajunta respecto de la primera, **Figura 2.105.3**. Una vez completada la primera zanca que está peraltada unos 5 cm desde su borde libre hasta el encuentro con el núcleo de la caja, se procede a construir la segunda apoyando el nuevo tablero sobre el canto del anterior. Este segundo tramo puede trabarse con la primera zanca o apoyarse directamente sobre ella y arriostrar los empujes con la ayuda de los nervios que pudieran disponerse sobre la meseta, **Figura 2.105.4**.

Lo habitual es utilizar ladrillos huecos sencillos para las dos primeras roscas y si se quiere, se puede cambiar a ladrillo macizo en la tercera rosca (en el caso de bóvedas tabicadas utilizadas como zancas de escaleras) o a ladrillo macizo o hueco doble (en el caso de bóvedas tabicadas con otros usos).

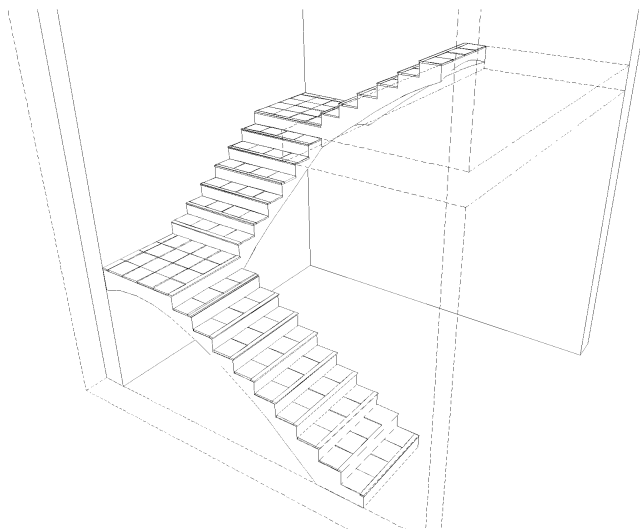
Una variante de esta escalera, cuando se quiere eliminar las aristas en el encuentro de las zancas, es la escalera de tramos con zancas sobre pechinas. Ejecutada de una forma



4



5



6

Fig. 2.106.
Ejemplos de escaleras
tabicadas de ladrillo

a. Escalera de un tramo vista desde el trasdós

b. Relleno sobre la meseta intermedia y encuentro del tablero con el paramento frontal

c. Escalera tabicada de ladrillo, de varios tramos a montacaballo

d. Escalera tabicada de ladrillo de varios tramos, sobre pechinas

e. Escalera helicoidal tabicada en el interior de la torre de la ilesia de Albudite



similar a la anterior, la diferencia estriba en el trazado previo de la escalera, en la que éste es un arco continuo en cada uno de los muros, siempre tendente a una forma funicular, esbozado a sentimiento por el maestro de obras, con formación de pechinas en los rincones. Su ejecución requiere la utilización de unos listones en el interior de la caja de escalera que sirvan de guías de paso de la zanca por el interior, hacia las que se tiran cordeles que permiten colocar las rasillas en su posición correcta. En cualquier caso su factura depende en gran medida, del maestro de obras que la lleva a cabo.

En el primero de los ejemplos que se aportan en la **Figura 2.106**, se puede destacar una escalera de un solo tramo mediante una bóveda tabicada de rasillas de dos hojas, así como el detalle del relleno en los hombros en el rellano que sirve de arranque para el siguiente tramo. El tercer y cuarto ejemplos se corresponden con dos escaleras de tramos a montacaballo y sobre pechinas. Sirve la **Figura 2.106.d** para comprobar cómo los tipos muchas veces se mezclan, y las pechi-



nas pueden aparecer en un tramo aunque el siguiente halla sido replanteado a montacaballo.

2.3. Elementos No Estructurales

2.3.1. Particiones de ladrillo

Definición y conceptos generales

Las tabiquerías son las paredes con misiones divisorias y no estructurales, que encontramos habitualmente en las viviendas, no sólo de tipo tradicional si no también actuales. Son elementos divisorios fijos muy sensibles ante los movimientos sísmicos por su pequeña rigidez y por estar situados entre planos horizontales de mayor masa que son los forjados, o entre muros de carga o pilares que forman parte de la estructura vertical. Se construyen con algunos de los ladrillos que ya describimos al hablar de los muros portantes: ladrillo perforado, ladrillo hueco sencillo y ladrillo hueco doble, recibidos con morteros de yeso, de cemento o bastardos (cemento y cal).

Están presentes en la arquitectura popular de la comarca Muleña los cuatro tipos de tabiques que se contemplan en la norma NTE-PTL (Particiones. Tabiques de ladrillo), que se reproducen de una forma casi literal ya que conociendo cuáles son las recomendaciones constructivas en cada caso, se podrán reconocer algunos de los vicios que presentan las existentes en el ámbito de estudio. No es frecuente hallar tabiquerías diferentes de las expuestas, y en ese caso el único ejemplo encontrado en edificaciones secundarias son los tabiques de adobes realizados con barro y paja.

Con carácter general todos los tabiques deberán de ir apoyados sobre el forjado o solera. Entre la hilada superior y el forjado o el elemento horizontal de arriostramiento deberá dejarse una holgura de 2 cm y rellenarse con pasta de yeso pasadas como mínimo 24

horas. Asimismo la unión entre tabiques se realizará mediante enjarjes en todo su espesor, dejando entre ellos dos hiladas sin enlazar, y el encuentro con elementos estructurales verticales se hará de forma que no sean solidarios.

Panderete

Tabique de ladrillo construido a base de ladrillo hueco sencillo colocado por su canto, que puede ser utilizado en todos los tabiques de un local en la vivienda, siempre que no limite con zonas húmedas como cuartos de aseo o cocinas. Se desaconseja igualmente su utilización cuando estos tabiques deban llevar alojadas conducciones de agua, o cualquier otra, con diámetro superior a 2 cm o cuando ello obliga a la ejecución de una roza.

Las recomendaciones realizadas en la norma para su construcción indican que deben de estar arriostrados cada 3.5 m en sus dos

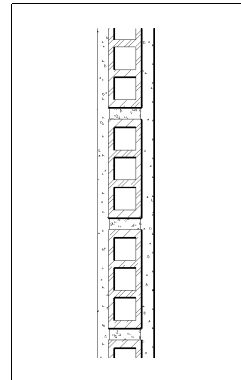
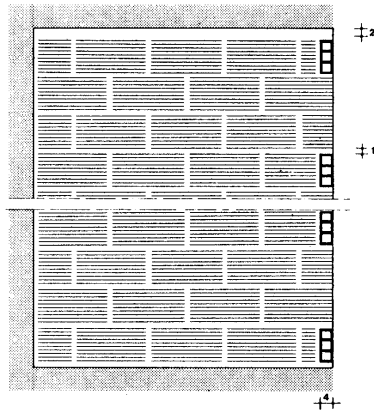


Fig. 2.107.
Panderete

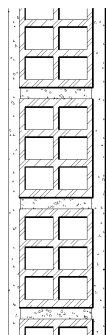


Fig. 2.108.
Tabicón

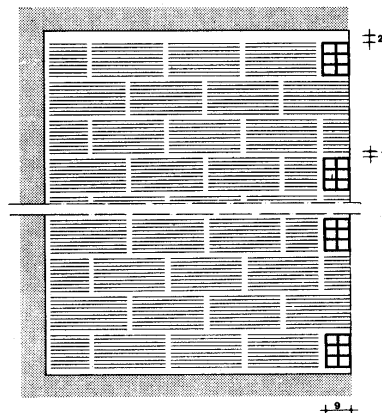


Fig. 2.109.
Cítara de ladrillo hueco doble

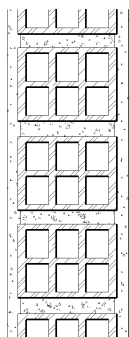
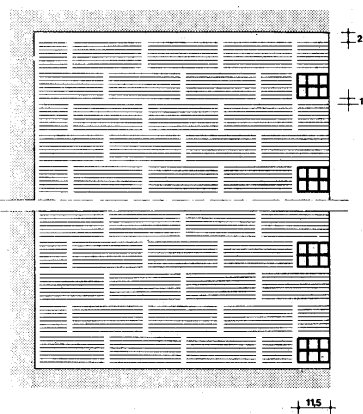


Fig. 2.110.
Cítara de ladrillo macizo



dimensiones, sea por elementos verticales como pilares y muros, sea por elementos horizontales como forjados o vigas.

Puesto que normalmente se hallan revestidos por ambas caras con un guarnecido y enlucido de yeso de 1.5 cm, el espesor total del tabique así ejecutado varía entre 7 y 8 cm.

Tabicón

Partición formada con ladrillo hueco doble colocado sobre el canto, puede ser utilizada en la división de cualquier espacio doméstico, pero de forma obligatoria como división mínima en el caso de los tabiques que limitan con zonas húmedas (cuartos de baño y cocinas), así como en aquellos casos en los que deban de ir empotradas instalaciones.

Debe de estar arriostrado a distancias no mayores de 4.5 m al menos en dos lados opuestos, sean estos horizontales o verticales. El espesor total de la división teniendo en cuenta un revestimiento de yeso de 1.5 cm por cada lado, alcanza los 12 cm.

Cítara de ladrillo hueco doble

En este caso la división se forma con ladrillo hueco doble colocado sobre su tabla. Se recomienda en la separación de módulos de habitaciones en hoteles, residencias y hospitales.

Debe de arriostrarse a distancias no superiores a 5 m, en al menos dos de sus lados opuestos, y su espesor contando con el habitual guarnecido y enlucido de yeso ronda los 15 cm.

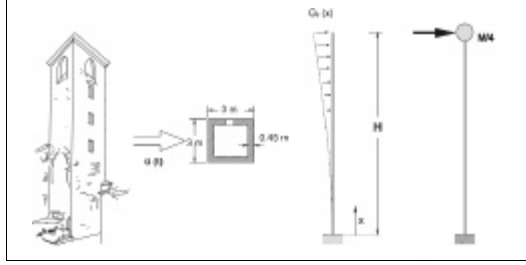
Cítara de ladrillo macizo

El ladrillo utilizado es el macizo, colocado por su tabla. Se mejoran así las propiedades de aislamiento tanto acústico como térmico respecto de las tabiquerías realizadas con ladrillo hueco doble o ladrillo hueco sencillo. Se

recomienda en la separación de viviendas y locales contiguos, así como para separar zonas comunes con viviendas, módulos de habitación en hoteles, residencias y hospitales, oficinas y centros docentes. La cítara quedará arriostrada a distancias no superiores a 6 m, al menos por dos de sus lados opuestos.

Como la cítara de ladrillo hueco doble, su espesor contando con los acabados alcanza los 15 cm.





Capítulo 3.

Respuesta sísmica de los terrenos y estructuras



3.1. Introducción

La violencia de un terremoto en una zona determinada sobre la superficie terrestre y los daños que éste puede provocar, dependen de diferentes factores que pueden ser divididos en dos grupos (ver **Figura 3.1**): factores de gran escala y factores locales.

Factores de gran escala

1. Energía liberada en el hipocentro (magnitud) y mecanismo de rotura de la falla.
2. Configuración y propiedades de los estratos de la Litosfera atravesados por las ondas sísmicas en su recorrido hacia la superficie.
3. Distancia desde el hipocentro hacia el lugar de examen.

Factores locales

1. Condiciones geológicas y morfológicas de los terrenos en relación al lugar considerado.
2. Interacción entre el terreno y los posibles edificios asentados en él.
3. Respuesta sísmica del edificio.

En el **Capítulo 1** han sido analizados los primeros tres factores (de gran escala) que determinan el terremoto en el estrato rocoso. En el presente capítulo serán examinados los factores locales que determinan la respuesta sísmica del terreno de cimentación y la respuesta sísmica de los edificios. En particular, en la primera parte del capítulo serán puestas en evidencia las propiedades geológicas y topográficas que influyen mayormente en la respuesta sísmica local con algunas alusiones

a los estudios geotécnicos necesarios para determinar las propiedades de los terrenos. Particular atención será dado a los fenómenos de inestabilidad de los terrenos sometidos a un seísmo (licuefacción) y a los problemas de interacción entre el terreno y el edificio soportado por él.

Por último, en la segunda parte del capítulo, serán expuestos algunos de los principales conceptos de dinámica de las estructuras en ingeniería sísmica, con particular atención al comportamiento sísmico de las estructuras murarias.

Los temas tratados en el presente capítulo conciernen diferentes campos de estudio que van desde la Geotecnia a la Teoría de las Ondas; de la Mecánica de los Terrenos a la Dinámica de las Estructuras. El presente tratado se detiene solo sobre los principales aspectos prácticos que interesan al ingeniero o al arquitecto que deban intervenir en una zona sísmica. Para un estudio más profundo se recomienda al lector que recurra a textos especializados. Por elección de los autores, por otra parte, el interés del presente volumen se focaliza en el comportamiento sísmico de los edificios murarios, tipología estructural predominante en los centros históricos de la provincia de Murcia.

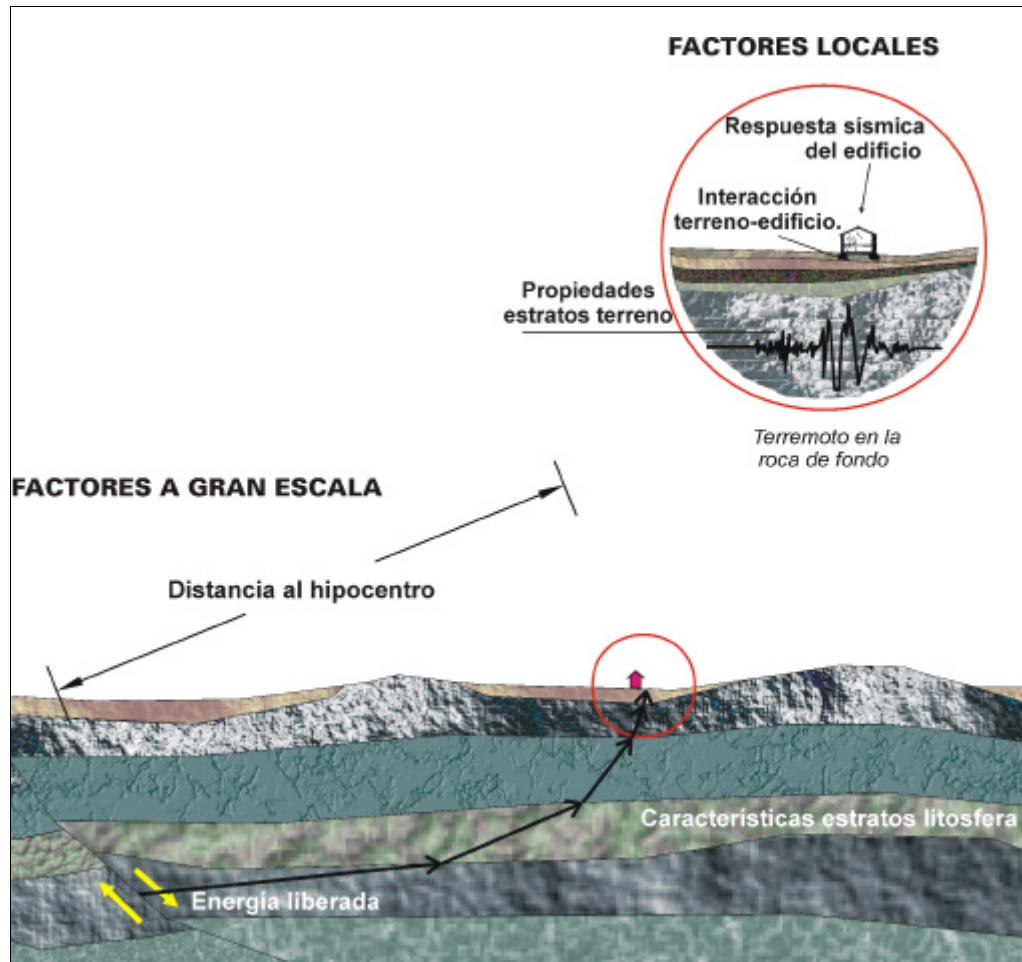


Fig. 3.1.
Factores que influyen en la transmisión de un terremoto

Las características de un terremoto en un lugar determinado dependen de diferentes factores, que pueden ser agrupados, por simplicidad, en factores de gran escala y factores ligados a las características locales en el lugar

3.2. Respuesta Sísmica de los Terrenos

3.2.1. Respuesta sísmica local

El comportamiento sísmico del terreno en un área limitada de la superficie terrestre, es decir, una zona de dimensiones muy reducidas respecto a la distancia al hipocentro, se denomina *respuesta sísmica local*. La respuesta sísmica local puede interesar profundidades del suelo del orden de hasta un kilómetro y áreas sobre la superficie terrestre con un radio de bastantes kilómetros. Con el fin del estudio de la respuesta sísmica local de los terrenos del subsuelo resulta útil individualizar el estrato rocoso de referencia (*roca madre*), es decir, la roca primaria, no alterada y compacta, sobre la cual son depositados los terrenos ^{3.1}. El estrato rocoso se encuentra en general, a profundidades elevadas, si bien en ciertos puntos puede aflorar a la superficie. Si por debajo de los terrenos no se tiene un verdadero estrato rocoso compacto, se puede considerar como estrato rocoso equivalente un estrato de material que tenga el comportamiento similar al de la roca, es decir, un estrato con elevada velocidad de propagación de las ondas de cortante ($V_s \geq 760 \text{ m/s}$). La profundidad del estrato rocoso de referencia puede ser evaluada efectuando sondeos con perforaciones del terreno (§ 3.2.3) o también, se puede hacer referencia a los posibles datos relativos a pozos artesianos o perforaciones petrolíferas efectuados en los alrededores, si se dispone de ellos.

Los problemas de respuesta sísmica local son estudiados considerando el *terremoto de refe-*

rencia, es decir, el movimiento de la roca madre. A partir del terremoto en la roca madre se determina la respuesta sísmica de los estratos de terreno sobre ella, y por tanto, el terremoto en superficie (por ejemplo en la base de la cimentación de los edificios). El terremoto en superficie puede ser muy diferente del terremoto en la roca madre. Esta diferencia es debida a diferentes factores geológicos y topográficos y a las diferentes características de los estratos del terreno que las ondas sísmicas atraviesan a partir de la roca madre hasta alcanzar la superficie. Algunos entre los principales factores geológicos, topográficos y estratigráficos que influyen en la respuesta sísmica son enumerados a continuación, **Figura 3.2**.

1. Tipos de terreno

En primer lugar la respuesta sísmica local está ligada a las características de los terrenos que se asientan sobre la roca madre. Según las características de los diferentes estratos de terreno que las ondas sísmicas atraviesan, se pueden verificar modificaciones en amplitud, duración y contenido de frecuencias del terremoto de referencia. Un ejemplo de los efectos sobre las estructuras debidos al diferente comportamiento de los terrenos bajo la acción del terremoto nos es ofrecida por la **Figura 3.12**, ilustrada en el parágrafo 3.2.5.

^{3.1} La parte más superficial de la Litósfera está constituida por terrenos que son el resultado de procesos de alteración (física, química y orgánica) y de desintegración de la roca. Los fragmentos de roca, transportados y depositados por los agentes atmosféricos, han formado, en el curso de las eras geológicas, los terrenos, que están constituidos por partículas minerales con vacíos intersticiales rellenos de agua, aire o gases diversos. Según las dimensiones y la naturaleza de las partículas de roca que constituyen el terreno, los terrenos pueden ser gravosos, arenosos, arcillosos, limosos, etc.

2. Extensión y profundidad de los terrenos sobre la roca madre

La anchura y profundidad de los valles en los que se depositan los terrenos sobre la roca madre, pueden tener notable influencia sobre el terremoto que se transmite en superficie. El espesor de los estratos de terreno (h_1 y h_2 en la **Figura 3.2.**) influye en los periodos propios de vibración del terreno. Los periodos propios del terreno representan una característica dinámica muy importante que permite estudiar el fenómeno de propagación de las ondas sísmicas en el terreno, evidenciar posibles ampliaciones del movimiento y determinar por último el terremoto en superficie. Los periodos propios del terreno son directamente proporcionales al espesor de los estratos del terreno, como muestra la fórmula (3.4) del párrafo 3.2.2. Por otra parte, éstos están influenciados también por la geometría en el contorno de los estratos. Cuanto mayor sea la anchura del valle del terreno que se halla sobre la roca madre (distancias l_1 y l_2 en la **Figura 3.2.**), menor resulta la influencia del estrato rocoso en los bordes del terreno. Si el valle es estrecho, el confinamiento por parte de la roca puede conllevar un aumento de la rigidez de los estratos de terreno y por tanto una disminución de los periodos propios. En los valles estrechos, además, pueden producirse fenómenos de concentración de las ondas sísmicas hacia un punto central (*focalización*).

3. Inclinação de los estratos de terreno

Por general, se supone que las ondas sísmicas inciden verticalmente sobre la superficie terrestre. Esta hipótesis puede ser aceptada sólo si los estratos del terreno son horizontales, mientras que, naturalmente pierde validez si los estratos están inclinados respecto a la horizontal, como ocurre en el valle 3, emplazamiento G en la **Figura 3.2.**

^{3.2} Los limos y las arcillas son terrenos cohesivos o coherentes mientras que las arenas y las gravas son no cohesivos o incoherentes.

4. Topografía

La configuración topográfica de los terrenos y de la roca madre influye a las ondas sísmicas que pueden sufrir reflexiones, refracciones, concentraciones hacia un punto focal en el interior de un valle (*focalización*) o bien dispersión (*scattering*). En los promontorios (emplazamiento B de la figura) pueden tener lugar fenómenos de amplificación del terremoto. En los depósitos sedimentarios dispuestos sobre las pendientes (emplazamiento E) pueden presentarse peligros de inestabilidad del terreno bajo el movimiento sísmico con posibles desprendimientos, derrumbes y avalanchas; mientras que sobre precipicios y acantilados inestables (emplazamiento F) se pueden verificar grietas con separación de partes de roca. Las grietas producidas por los terremotos pueden a su vez provocar olas en los lagos y en los estanques llamadas seiches. En el caso de las olas de agua marina (tsunamis), la topografía de las líneas de costa puede ser tal que haga converger la ola hacia la tierra firme, penetrando hasta centenares de metros.

5. Presencia de agua

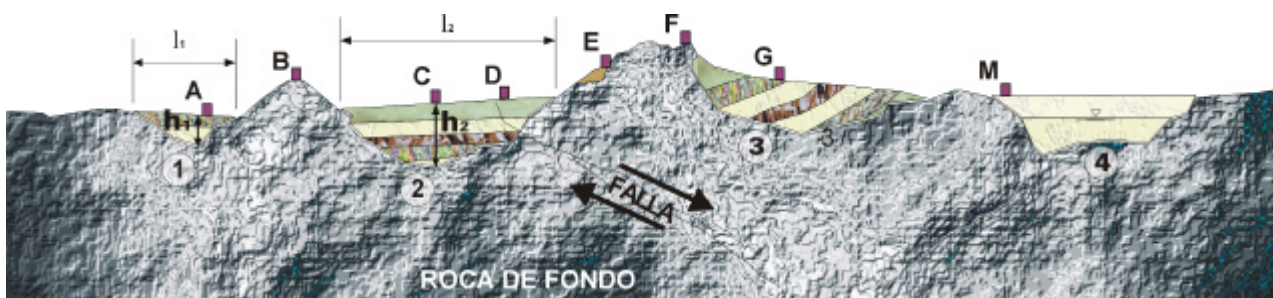
Particular importancia debe ser atribuida a la presencia de agua en el terreno. Ésta puede encontrarse en los terrenos por motivos geológicos (faldas acuíferas), meteorológicos (precipitaciones) o por causas humanas (rotura de conductos hídricos o de los diques de ríos o presas). Las variaciones del nivel freático del terreno, debida por ejemplo a periodos de sequía o de lluvias abundantes o bien al intenso bombeo de agua efectuado por el hombre, pueden producir graves consecuencias en el terreno sobre el que se asientan las cimentaciones de los edificios. Un descenso del nivel freático, por ejemplo, puede producir asentamientos del terreno tanto más pronunciadas cuanto mayor es el índice de huecos del terreno. Un aumento de agua en los terrenos cohesivos ^{3.2}, en cambio, tiende a hacer disminuir la resistencia a cortante del terreno. Análogamente, un aumento de la presión

intersticial, es decir, de la presión de agua que se halla en los espacios entre los granos del terreno, conlleva una disminución de la resistencia a cortante de cualquier tipo de terreno. La resistencia a cortante es una característica fundamental de los terrenos. Si tal resistencia se anula, como puede suceder en el caso de un terremoto violento en los terrenos arenosos saturados (emplazamiento M), el terreno no ofrece resistencia a cortante y se comporta como un fluido viscoso (licuefacción, § 3.2.4). La presencia de fallas acuíferas representa un factor determinante para evaluar la estabilidad de los terrenos no cohesivos. En particular interesa conocer la profundidad de la falla respecto de la superficie porque si ésta es muy superficial se pueden producir más fácilmente fenómenos de licuefacción bajo acciones sísmicas.

Para la evaluación de la respuesta sísmica local es necesario examinar por tanto las características geológicas y topográficas del lugar y estudiar en particular aquellas propiedades de los terrenos que tienen relevancia en su comportamiento sísmico.

6. Presencia de fallas

En la proximidad de un cierto lugar podrían encontrarse fallas con diferente grado de actividad que en algunos puntos pueden alcanzar la superficie terrestre (emplazamiento D). Naturalmente, la presencia de una falla activa en proximidad a un lugar es un elemento extremadamente peligroso, porque durante el evento sísmico podrían producirse deslizamientos relativos del suelo o de la roca.



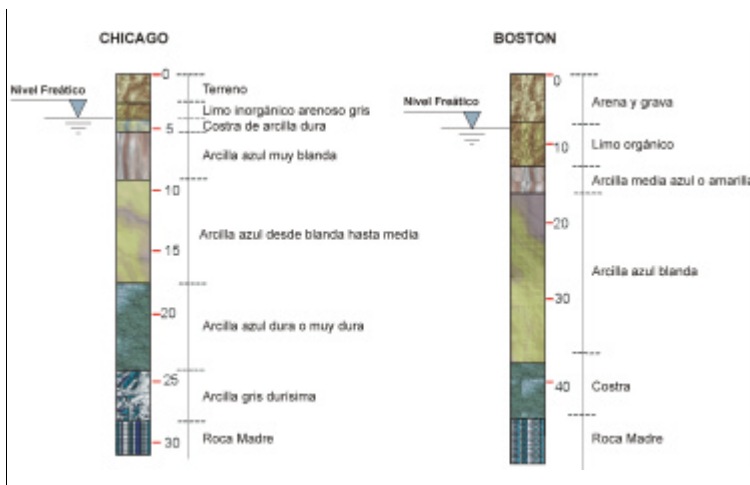
Esquema con algunas posibles condiciones geológicas y topográficas en la superficie terrestre. El estrato rocoso que se encuentra por debajo de los terrenos, la roca madre, puede aflorar a la superficie terrestre o bien encontrarse a profundidades elevadas. El comportamiento local en el lugar está influenciado por numerosos factores entre los cuales se pueden considerar: la topografía del lugar, la profundidad, la dimensión y la inclinación de los estratos del terreno que llenan los valles de la roca madre, la presencia de fallas activas o de fallas acuíferas y, naturalmente, las características mecánicas del terreno. (Modificado de Dowrick, 1994).

Fig. 3.2.
Condiciones geológicas y topográficas que influyen en la transmisión de un terremoto

3.2.2. Propiedades geotécnicas y dinámicas de los terrenos

Las características de los estratos de terreno atravesados por las ondas sísmicas pueden tener notable influencia en la violencia del terremoto en un lugar dado. Fenómenos tales como asentamientos, licuefacciones de los terrenos, roturas de diques o presas, coladas de fango, desprendimientos y olas de agua (*tsunamis*, *seiches*) están relacionados con las propiedades de los terrenos interesados por el seísmo. Además, las diferentes características del terreno del subsuelo pueden conllevar, durante un mismo evento sísmico, solicitaciones sísmicas muy diferentes sobre edificios no distantes entre sí. Por tanto, el conocimiento de las características geológicas y geotécnicas de los terrenos en zona sísmica, con particular atención por sus propiedades dinámicas, es fundamental para la evolución del riesgo sísmico en la zona, para el estudio de las intervenciones idóneas de protección de los edificios existentes y para el correcto diseño antisísmico de nuevos edificios.

Fig. 3.3.
Ejemplo de estratigrafía del terreno y posición de la roca madre, en las ciudades de Chicago y Boston



El estudio completo de las características de los terrenos en un determinado lugar requiere numerosas campañas de ensayos, a menudo largas y costosas. Por otra parte, a causa de la heterogeneidad de los terrenos reales, de la no linealidad de su comportamiento y de las incertezas intrínsecas a la valoración de sus propiedades, el conocimiento de las características dinámicas del subsuelo en un determinado lugar resulta siempre aproximada e incompleta. No obstante, el estudio de las características del subsuelo suministra valiosa información para la toma de decisiones tanto de carácter urbanístico, como de proyecto. Este estudio, por tanto, ya es reconocido como indispensable apoyo en el proyecto de edificios, no sólo en zona sísmica.

Las características geotécnicas que tienen interés desde el punto de vista sísmico pueden ser resumidas en:

- a) Composición estratigráfica del terreno, con particular atención a la posición del substrato rocoso y a la presencia de fallas acuíferas;
- b) Composición granulométrica y grado de compactación de los diferentes estratos (índice de huecos, porosidad, densidad relativa, etc.);
- c) Características mecánicas de los estratos (módulos elásticos, peso específico, densidad de masa, etc.);
- d) Resistencia del terreno bajo cargas cíclicas;
- e) Características dinámicas de los estratos (periodo propio y amortiguación);

3.2.2.1. Estratigrafía, granulometría, y grado de consolidación

A través de los sondeos, ver § 3.2.3., es posible establecer la estratigrafía de los terrenos en un lugar. La estratigrafía permite conocer la potencia, la inclinación y la composición de los diferentes estratos de terreno. La investigación estratigráfica permite además determinar la posición de la roca madre y la presencia y posición de fallas acuíferas. En la **Figura 3.3.** se han reflejado a título de ejemplo las estratigrafías de dos depósitos de terreno sobre la roca madre tomadas en las ciudades de Chicago y de Boston (USA).

La naturaleza del terreno puede ser descrita a través de la granulometría (para terrenos granulares incoherentes) y la plasticidad (para terrenos cohesivos). El análisis granulométrico permite determinar las dimensiones de las diferentes partículas que componen el terreno. Un terreno está de hecho constituido por un conjunto de partículas sólidas de diferentes dimensiones rodeadas por espacios vacíos (huecos) que pueden estar llenos de agua o de gas (en general aire), **Figura 3.4.** Para obtener las diferentes fracciones granulométricas, se efectúa una prueba de laboratorio sobre una muestra de terreno usando los tamices normalizados con orificios estándar de diferentes dimensiones. Sobre la base de los resultados de dicha prueba, se trazan después curvas granulométricas. La composición granulométrica de un terreno es un parámetro importante, ligado al comportamiento mecánico (resistencia al corte) y a las características de permeabilidad del terreno. Para terrenos granulosos como la arena o la grava el análisis granulométrico es suficiente para establecer la naturaleza del terreno. En el caso de terrenos con granulometrías finas como limos y arcillas, un análisis basado sobre las dimensiones de las partículas, no es obviamente realizable y se recurre por ello a otros sistemas de clasificación que permiten evaluar la plasticidad de los terrenos.

Para evaluar el grado de consolidación del terreno son muy importantes una serie de

parámetros ligados a la presencia de vacíos entre las partículas. Entre éstos recordemos en particular (**Figura 3.4**):

Porosidad: Relación entre el volumen de vacíos y el volumen total

$$n = \frac{W_a + W_g}{W}$$

Grado de saturación: Porcentaje de huecos ocupado por el agua

$$s = \frac{W_a}{W_a + W_g}$$

Contenido de agua: Relación entre el peso de agua y el de las partículas (porcentualmente)

$$a = \frac{P_a}{P_s}$$

Peso específico: Peso de la unidad de volumen

$$\gamma = \frac{P_a + P_s}{V}$$



Fig. 3.4.
Fases que constituyen los terrenos

Un elemento de terreno está constituido por tres fases: partículas sólidas, agua y gas. Su volumen total W viene dado por la suma de los volúmenes de las tres fases mientras que el peso total P viene dado por la suma de los pesos de la parte sólida, P_s , y de la líquida, P_a

Tipo de Terreno	<i>n</i> (%)	<i>e</i>	<i>a</i> (%)	<i>g</i> (KN/m ³)
Grava	25 - 40	0.30 - 0.67	--	18 - 23
Arena	25 - 50	0.30 - 1.00	--	16 - 21
Limo	35 - 50	0.50 - 1.00	--	16 - 21
Arcilla tierna	40 - 70	0.70 - 2.30	40 - 100	14 - 18
Arcilla Compacta	30 - 50	0.40 - 1.00	20 - 40	18 - 21
Turba	75 - 95	3.00 - 19.00	200 - 600	10 - 13

Tabla 3.1 (Arriba)
Valores típicos de la porosidad (*n*), índice de vacíos (*e*), contenido de agua (*a*) y peso específico (*g*) para algunos tipos de terrenos

Tabla 3.2 (Derecha)
Valores típicos de la densidad de masa de algunos tipos de terrenos

Tipo de terreno	Densidad (t/m ³)
Arena suelta	15 , 50
Arena compactada	50 , 120
Arcilla tierna	0 , 15
Arcilla muy consistente	25 , 200
Arena densa y grava	90 , 200
Arena densa y grava	90 , 200

Índice de huecos: Relación entre el volumen de vacíos y el volumen del sólido

$$e = \frac{W_a + W_g}{W_s}$$

Otro parámetro importante en la valoración del grado de consolidación del terreno es el índice de densidad, que se determina experimentalmente considerando el índice de vacíos mínimo y máximo que una muestra de terreno puede tener, y relacionando estos valores con el índice de vacíos que el terreno posee en realidad. Índice de vacíos y densidad relativa son parámetros importantes para caracterizar el potencial de licuefacción de un terreno (§ 3.2.4).

En la **Tabla 3.1** han sido representados los valores indicativos de porosidad, de índice de vacíos, de contenido de agua y de peso específico de algunos tipos de terreno. Debe observarse cómo las arenas, las gravas y el limo son materiales que permiten el drenaje

del agua y por tanto el contenido de agua para estos terrenos se considera nulo, a menos que éstos no se encuentren por debajo del nivel freático.

3.2.2.2. Características mecánicas

En el primer capítulo se ha observado que, a causa de las continuas refracciones que sufren al atravesar las formaciones rocosas de la Litosfera, las ondas sísmicas llegan a la proximidad de la superficie terrestre con dirección de propagación prácticamente vertical. Si el terreno está estratificado horizontalmente, se puede entonces esquematizar el fenómeno sísmico local considerando un conjunto de ondas sísmicas de volumen que se propagan verticalmente a partir de la roca madre.

Puesto que además, las deformaciones torsionales producidas por las ondas S resultan en general mucho mayores que aquellas volumétricas producidas por las ondas P, es habitual estudiar la respuesta sísmica del terreno del subsuelo considerando solamente las ondas verticales de cortante S. Éstas provocan desplazamientos horizontales del terreno que producen, como es sabido, los efectos más dañinos sobre los edificios. Por tal motivo, en el estudio de la respuesta sísmica local tema particular interés el comportamiento del terreno sometido a esfuerzos de cortante (**Figura 3.5**).

Si el terreno es esquematizado como un sólido perfectamente elástico y se suponen pequeñas deformaciones, el módulo elástico de deformación a cortante G y el módulo de elasticidad normal E (módulo de Young) del terreno, pueden ser obtenidos de las siguientes relaciones:

$$G = \rho V_s^2 \tag{3.1}$$

$$E = \rho(3V_p^2 - 4V_s^2) / \left[(V_p / V_s)^2 - 1 \right] \tag{3.2}$$

en las que ρ es la densidad de masa del terreno (masa por unidad de volumen), dada por la relación entre su peso específico g y la aceleración de la gravedad g ($\cong 9.8 \text{ m/s}^2$), mientras que V_p y V_s son las velocidades de propagación de las ondas P y de las ondas S en el terreno. En la **Tabla 3.2**, se reflejan algunos valores típicos de la densidad de masa. El peso específico del terreno puede ser fácilmente determinado en el laboratorio, mientras que la velocidad de las ondas de volumen se pueden determinar a través de oportunas pruebas in situ (ver parágrafo 3.2.3). A título de ejemplo, en las **Tablas 3.3 y 3.4** se reflejan algunos valores típicos de los módulos E y G, válidos en el entorno de pequeñas deformaciones del terreno. Una vez conocidos los valores de los módulos elásticos G y E, se puede determinar fácilmente el coeficiente de contracción transversal ν (o coeficiente de Poisson) del terreno, a través de la conocida relación que la liga a éstos:

$$E=2 \text{ G (1+}\nu\text{)} \tag{3.3}$$

El módulo de Poisson toma valores comprendidos entre 0.30 y 0.45, como muestra la **Tabla 3.5**. A efectos prácticos es a menudo suficiente una estimación aproximada de tal

Tipo de terreno	G (MN/m ²)
Arena cuarzosa limpia densa	12 , 20
Arena de mica fina	16
Arena con mantillo	10
Grava arenosa densa	70 y otras
Arcilla limosa blanda húmeda	9 , 15
Arcilla limosa blanda seca	17 , 21
Arcilla limosa seca	25 , 35
Arcilla media	12 , 30
Arcilla arenosa	12 , 30

Tabla 3.3
Valores típicos del módulo de deformación a cortante G para algunos tipos de terrenos y rocas

Tipo de terreno	E (MN/m ²)
Arena suelta	15 , 50
Arena compactada	50 , 120
Arcilla tierna	0 , 15
Arcilla muy consistente	25 , 200
Arena densa y grava	90 , 200
Yeso	5.000 , 20.000
Arenisca	Hasta 5.000
Calizas	25.000 , 100.000
Basalto	15.000 , 100.000

Tabla 3.4
Valores típicos del módulo de elasticidad normal E para algunos tipos de terrenos y rocas

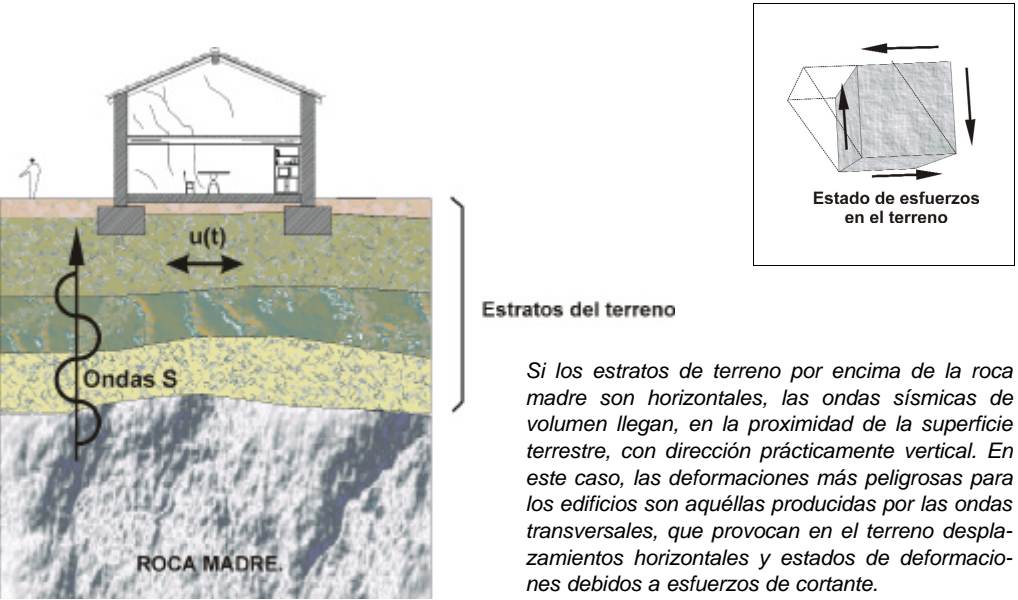


Tabla 3.5
Valores típicos del
módulo de Poisson
(De Dowirch 1934)

<i>Tipo de terreno</i>	<i>Módulo de Poisson</i>
<i>Arena limpia y grava</i>	0.33
<i>Arcilla rígida</i>	0.40
<i>Arcilla blanda</i>	0.45

parámetro.

En realidad bajo fuertes terremotos las deformaciones del terreno no pueden ser consideradas pequeñas. Para grandes deformaciones, el comportamiento de los terrenos se convierte en no lineal y disipativo y las características mecánicas varían al variar el esfuerzo aplicado. En este caso los valores de los módulos elásticos G y E calculados a través de las fórmulas (3.1) y (3.2) no pueden ser tenidos en cuenta y es necesario determinarlos experimentalmente al variar la carga (o deformación) aplicada. Las pruebas experimentales muestran que, para altos niveles de deformación, los valores de los módulos elásticos tienden a disminuir al aumentar el número de ciclos de carga y, por tanto, el terreno sufre una progresiva degradación de su resistencia.

3.2.2.3. Degradación de la resistencia bajo cargas cíclicas

Un terremoto es sustancialmente una carga cíclica de amplitud variable que actúa sobre el terreno. Las acciones de las cargas cíclicas provoca en los terrenos no drenados un aumento de las presiones intersticiales, es decir, de las presiones del agua presente en los pasos. El aumento de las presiones intersticiales es seguido en general por deformaciones crecientes y por reducciones de la resistencia de cortante. En las arenas por debajo del nivel freático, las cargas cíclicas sísmicas pueden provocar graves pérdidas de resistencia, hasta el verdadero y propio colapso de la estructura del terreno. En las arcillas satura-

das, en cambio, la degradación de las propiedades mecánicas es mucho más gradual y contenido. En general, las arcillas tienen un buen comportamiento bajo cargas cíclicas y presentan una pérdida de resistencia solo para valores elevados de deformación, bien para un número muy alto de ciclos de carga. Por este motivo el comportamiento de los terrenos arcillosos se dice que es estable.

Si el terremoto es violento y provoca fuertes deformaciones del terreno, los valores de los módulos elásticos calculados a través de las fórmulas (3.1) y (3.2) resultan mucho más elevados que aquellos efectivos que se obtienen experimentalmente sobre muestras de terreno. En otras palabras, si se adaptasen en la fase de proyecto los valores obtenidos por las fórmulas (3.1) y (3.2), se sobrestimarían las acciones sísmicas transmitidas desde terreno a las estructuras bajo terremotos violentos.

A continuación nos referimos en particular al módulo de resistencia a cortante G, que, en la hipótesis de esfuerzos de cortante prevalecientes por efecto de las ondas S, es el módulo elástico más importante para el estudio del comportamiento sísmico del terreno.

En la **Figura 3.6** ha sido representado el comportamiento de un elemento de terreno sometido a esfuerzo de cortante cíclico $\tau(t)$, para tres diferentes niveles de deformación γ :

- a) Pequeñas deformaciones:** comportamiento lineal.
- Puesto que la deformación es pequeña y se mantiene por debajo de un cierto umbral de linealidad γ_L , que depende de las características del terreno (γ_L puede variar entre 0.0001% y 0.01%), el comportamiento del terreno es prácticamente lineal, **Figura 3.6.a**. El módulo de resistencia al corte G_0 permanece constante durante los diferentes ciclos de carga y su valor puede ser calculado según la fórmula (3.1).
- b) Deformaciones medianas:** comportamiento no lineal estable.

Cuando el nivel de deformación supera el umbral de linealidad γ_L , el comportamiento del terreno se convierte en no lineal y disipativo como muestra el diagrama esfuerzo-deformación en la **Figura 3.6.b**. Si en cualquier caso la deformación permanece por debajo de un cierto valor γ_v , llamado umbral volumétrico (superior respecto a γ_L una o dos veces), la respuesta del terreno, sometido a ciclos de carga de amplitud constante, se convierte en estable tras los primeros ciclos y la rigidez al corte G se mantiene constante durante los sucesivos ciclos de carga. El comportamiento del terreno puede ser simulado en este caso con un modelo lineal equivalente, en el que se introduzca el módulo secante G ^{3.3}. El valor del módulo de rigidez valorado con la (3.1) resulta similar al módulo inicial G_0 y por tanto en exceso respecto al módulo secante G .

^{3.3} Obsérvese que el valor G_0 dado por la fórmula (3.1) es el módulo de rigidez al corte que se obtiene considerando la tangente a la curva inicial de carga. Por tal motivo G_0 es también llamado módulo inicial o módulo tangente. Mientras que el módulo G es aquél que se obtiene considerando la recta secante a la curva y es llamado módulo secante.

c) Grandes deformaciones: comportamiento no lineal inestable.

Cuando, durante los terremotos violentos, la deformación llega a ser muy elevada, el comportamiento mecánico del terreno se vuelve inestable. La repetición de los ciclos de carga produce una progresiva degradación de las propiedades mecánicas del terreno. Cada ciclo aumentan las deformaciones del terreno y, en los terrenos saturados, aumentan también las presiones intersticiales. Para posteriores ciclos de carga estas condiciones pueden llevar al colapso del material. El módulo de resistencia al corte G disminuye en cada ciclo, como muestra la **Figura 3.6.c**. Si se valorase G con la fórmula (3.1) se obtendría un valor constante G_0 , que, al aumentar el número de ciclos de carga, se alejaría, siempre en exceso, del valor real G_n . Y esto conllevaría una sobrevaloración de la efectiva resistencia del terreno.

Todo lo expuesto con anterioridad muestra que las cargas cíclicas (sísmicas), pueden provocar una progresiva degradación de las características mecánicas del terreno. En particular disminuye el módulo de resistencia al

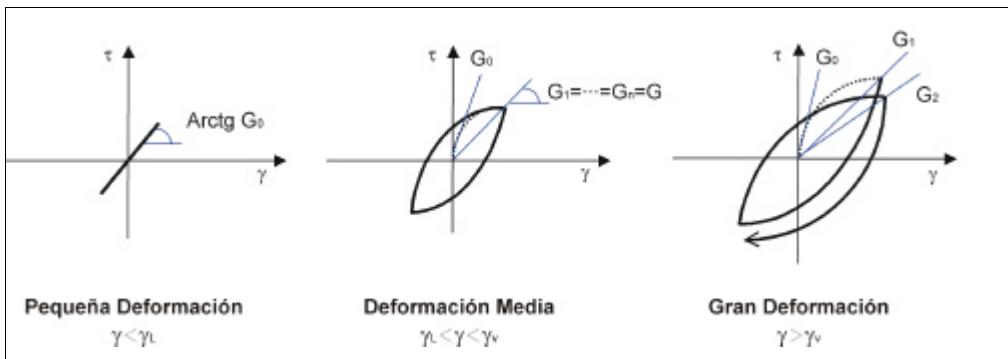


Fig. 3.6.
Diagramas esfuerzo-deformación en el terreno para condiciones de cortante simple cíclico.

a) Bajos niveles de deformación. El comportamiento esfuerzos-deformaciones es lineal y no disipativo. El módulo G permanece constante y se puede considerar igual a la tangente del ángulo de la figura. En este caso, G puede ser calculado con la fórmula (1).

b) Niveles medios de deformación. En este caso el comportamiento del terreno es no lineal y disipativo. Todavía se cumple que bajo cargas cíclicas de amplitud constante, la respuesta del terreno se vuelve en seguida estable y el módulo de rigidez G (módulo secante) se mantiene constante durante varios ciclos.

c) Altos niveles de deformación. El comportamiento del terreno es acentuadamente no lineal y disipativo, en cada ciclo se degrada, es decir, el módulo de rigidez disminuye: $G_1 > G_2 > \dots > G_n$.

corte G y, como veremos más adelante, también el factor de amortiguación del terreno D . Este comportamiento de los terrenos es conocido como *degradación cíclica de la resistencia*. Como extrema consecuencia de este comportamiento, en el caso de terrenos no drenados se asiste a la inesperada pérdida de resistencia al corte del terreno que se comporta como un líquido viscoso, fenómeno conocido también como *licuefacción cíclica*.

Observemos por último que la determinación del módulo de resistencia al corte para deformaciones elevadas se obtiene mediante pruebas cíclicas o dinámicas en laboratorio (ver § 3.2.3.2) y que para verificar y tarar los resultados experimentales resulta de todas formas indispensable el valor del módulo inicial G_0 obtenido con la (3.1).

3.2.2.4. Características dinámicas

Una característica muy significativa para el estudio del comportamiento de cualquier sistema dinámico es el periodo propio o natural de oscilación. Si se considera un estrato de terreno de espesor uniforme H con comportamiento elástico lineal, se tiene un sistema continuo con infinitos grados de libertad cuyos periodos de oscilación se pueden determinar como:

$$T_n = \frac{4H}{(2n-1)V_s} \quad (3.4)$$

$$n = 1, 2, \dots, \infty$$

donde V_s es la velocidad de las ondas de corte S . Puesto que la velocidad V_s está ligada al módulo de rigidez tangencial G y a la densidad ρ del terreno a través de la (3.1), tenemos en definitiva que los periodos de vibración aumentan al aumentar el espesor, la densidad y la deformabilidad transversal del estrato de terreno considerado. Para $n=1$ se obtiene el periodo fundamental del sistema

$$T = 4H / V_s.$$

En realidad, tal como ocurre con las propiedades mecánicas, tampoco los periodos propios son una característica constante del terreno. De hecho, al aumentar la violencia de la sacudida sísmica aumenta el esfuerzo en el terreno y, como se ha ilustrado antes, disminuye el módulo de elasticidad tangencial G y por tanto también la velocidad de las ondas de corte V_s . Esto significa que con el aumento de la violencia del terremoto el periodo fundamental del terreno aumenta. En general, el periodo fundamental de los terrenos asume valores comprendidos entre 0.2 y 0.4 segundos.

Es necesario observar además que el periodo propio está influenciado también por las condiciones geométricas del terreno que pueden incrementar la rigidez, como por ejemplo ocurre en el caso de los valles de depósitos de aluvión confinados lateralmente por la roca madre (**Figura 3.2**). A causa de este hecho, los valores obtenidos con la fórmula (3.4) podrían ser mayores de los reales. A menudo pueden por ello, ser útil determinar los periodos de vibración del terreno experimentalmente, provocando artificialmente vibraciones del terreno (explosiones, tráfico de vehículos, etc.) y midiendo los desplazamientos producidos. Es necesario de todas formas tener en cuenta que, si el test de vibración al que es sometido el terreno produce estados de esfuerzo muy inferiores respecto a que podría producir un terremoto en la zona, los valores de periodos obtenidos serán inferiores a los reales y por tanto deberán ser oportunamente incrementados.

Otro parámetro que distingue las características dinámicas del terreno es el factor de amortiguación interno del terreno D . El amortiguamiento D es una medida de la capacidad de disipación de un terreno sometido a cargas cíclicas. Para un único proceso de carga y descarga éste viene dado por:

$$D = \frac{E_d}{4\pi E_s} \quad (3.5)$$

donde E_d representa la energía disipada durante el ciclo, mientras que E_s es la energía acumulada en la primera carga. (Figura 3.7). Así como el módulo tangencial G , también el factor de amortiguamiento D varía con el nivel de deformación imprimida al elemento de volumen. En el caso de pequeñas deformaciones (Figura 3.6.a), el factor de amortiguamiento es prácticamente nulo. Para deformaciones medias (Figura 3.6.b), se mantiene constante mientras que en el caso de fuertes deformaciones (Figura 3.6.c) se degrada, con el número de ciclos de carga, como el módulo G .

3.2.3. Ensayos y pruebas para la caracterización de los terrenos

Para determinar las características de los estratos de terreno, se recurre a investigaciones geotécnicas in situ, y a test estándar de laboratorio. A continuación serán ilustradas brevemente algunas de las pruebas in situ e investigaciones en laboratorio que tienen un particular interés desde el punto de vista sísmico. Una relación suficientemente completa de las investigaciones geotécnicas necesarias para la determinación de las diferentes características del terreno con finalidad sísmica se ha reflejado en la Tabla 3.6.

3.2.3.1. Ensayos geotécnicos in situ

Existen diferentes tipos de ensayos ejecutables directamente in situ y, a menudo, son intercambiables entre sí en cuanto que permiten determinar las mismas características del terreno. La elección del tipo de ensayo a efectuar presupone naturalmente un profundo conocimiento de las modalidades de prueba, de los campos de uso y de la fiabilidad de los resultados que se obtienen, y es efectuado por el geotécnico sobre la base de una serie de atentas consideraciones. Serán a continuación descritos algunos de los ensayos que pueden ser realizados sobre el terreno.

a. Perforaciones de sondeo y muestreo

La perforación de sondeo tiene el objetivo de reconstruir el perfil estratigráfico del terreno, de tomar muestras inalteradas de terreno para las pruebas de laboratorio, de instalar instrumentos de profundidad, de efectuar pruebas in situ y de detectar la presencia de aguas subterráneas. Ésta es ejecutada con

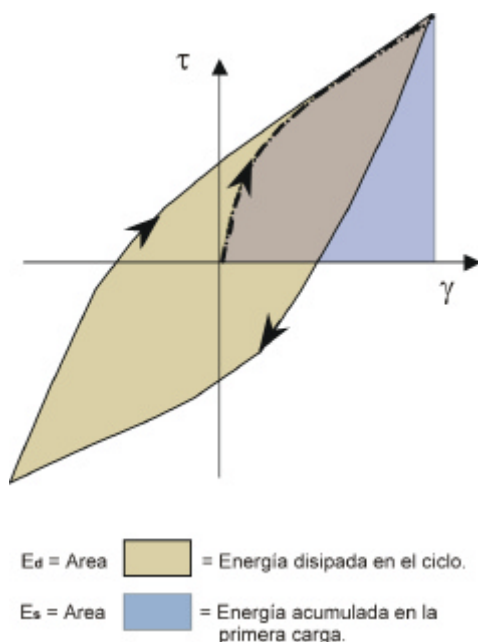


Fig. 3.7.
Factor de amortiguamiento del terreno

El factor de amortiguamiento del terreno D se puede valorar por medio de la relación entre la energía disipada durante un ciclo, E_d y la energía acumulada durante la primera entrada en carga, E_s .

Información Requerida	Métodos de Investigación
1. Perfil Estratigráfico	Sondeos geotécnicos, pruebas "in situ" (CPT, CPTU, DMT, DH, CH, SCPT, SASW)
2. Faldas Acuíferas	Sondeos geotécnicos, piezométricos y CPT.
3. Historia del estado tensional	Terrenos cohesivos: pruebas de laboratorio, y SBP. Terrenos incoherentes: pruebas "in situ" (SBP y DMT).
4. Características mecánicas	Terrenos cohesivos: pruebas de laboratorio y pruebas "in situ" (SBP, CPT, CPTU, DMT, DH, CH, SCPT). Terrenos incoherentes: pruebas "in situ" (SBP, CPT, CPTU, SPT, DMT, CH, DH, SCPT).
5. Características dinámicas	Terrenos cohesivos: pruebas de laboratorio (RC, TTC, TXT, TSC) y pruebas "in situ" (DH, CH, SCPT, SASW). Terrenos incoherentes: pruebas "in situ" (DH, CH, SCPT, SASW).
6. Características de permeabilidad	Pruebas "in situ", piezométricas, SBP, CPTU.
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>SPT Standart penetration test</p> <p>CPT Prueba penetrométrica estática</p> <p>CPTU Prueba penetrométrica estática con piezocono</p> <p>DMT Prueba dilatométrica</p> <p>SBP Prueba con presurímetro</p> <p>CH Prueba Cross-Hole</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p>DH Prueba Down-Hole</p> <p>SCPT Prueba con el cono sísmico</p> <p>SASW Spectral analysis of surface waves</p> <p>RC Prueba de columna resonante</p> <p>TTC Prueba de corte torsional cíclico</p> <p>TXC Prueba triaxial cíclica</p> <p>TSC Prueba de corte cíclico</p> </div> </div>	

Tabla 3.6
Pruebas geotécnicas para la caracterización de los terrenos

(de Ingegneria Geotecnica nelle Aree Sismiche, 1999)

maquinaria adecuada que clavan en el terreno con movimiento rotatorio un tubo sacamuestras de diámetro comprendido entre 75 y 110 mm, dotado de una corona dentada en una de las extremidades. La profundidad del sondeo depende del tipo de terreno que se encuentra durante la prueba y de los objetivos que se quieren obtener (por ejemplo la determinación de la profundidad de la roca madre). La perforación permite determinar la estratigrafía del terreno a través de la extracción de muestras cilíndricas del terreno llamadas catas (muestreo o cateo). Algunas de las muestras se conservan con particular cuidado y después son utilizadas para las pruebas de laboratorio (muestras indisturbadas). Los orificios de sondeo son utilizados posteriormente para llevar a cabo otros tipos de pruebas a una cierta profundidad (pruebas geofísicas como la prueba *Down Hole*, pruebas penetrométricas, pruebas de permeabilidad, medidas de presión en piezómetros, etc.).

b. Pruebas penetrométricas

En el curso de estas pruebas se mide la resis-

tencia del terreno a la penetración de un elemento metálico estándar. Según los dispositivos usados tales pruebas pueden ser estáticas o dinámicas. Durante las pruebas dinámicas se clava en el terreno con un sistema de percusión un utensilio metálico que puede ser de punta ranurada (*Standard Penetration Test*, SPT) o también con punta cónica cerrada (*Standard Cone Penetration Test*, SCPT) y se mide el número de golpes necesario para hacer avanzar el elemento metálico una cierta cantidad prefijada (en general 15 cm). Las pruebas estáticas son, al contrario, llevadas acabo con una velocidad de avance constante (*Cone Penetration Test*, CPT) y se mide la presión ejercida sobre el utensilio. Las pruebas penetrométricas permiten determinar mediante procedimientos empíricos, la resistencia a compresión y al corte y las características de deformabilidad del terreno. Además dichas pruebas permiten también determinar de forma indirecta el grado de compactación del terreno, parámetro particularmente importante para determinar el grado de estabilidad del terreno y para evaluar la posibilidad de que tengan lugar fenómenos de

licuefacción durante un terremoto.

c. Medidas de permeabilidad y de presión del agua

Las pruebas de permeabilidad se efectúan introduciendo agua en los terrenos granulares a través de orificios de sondeo. Antes de efectuar la prueba es necesario conocer el nivel freático original y la estratigrafía del terreno. La medida de la presión del agua intersticial es efectuada con el piezocono, que está constituido prácticamente por una piedra porosa insertada en la punta del penetrómetro estático y oportunamente conectada con un transductor (Prueba penetrométrica con piezocono, CPTU).

d. Pruebas geofísicas

Son las pruebas que permiten determinar la velocidad de propagación de las ondas de cortante S y de las ondas longitudinales P. En ellas la prueba más usada es la prueba *Cross Hole* que es utilizada en general para hallar la velocidad de las ondas de cortante. En la **Figura 3.8** se ha representado un esquema de dicha prueba. El sistema está constituido por dos perforaciones efectuadas en el terreno en el interior de las cuales se disponen respectivamente un generador de ondas y un receptor/registrador. Las ondas pueden ser generadas de manera mecánica (golpeando por ejemplo con un martillo un hasta solidaria con la entubación de revestimiento de la perforación) o bien pueden ser producidas gracias a un generador electro-dinámico. El sistema de recepción está constituido por un aparato receptor (geófono), por un amplificador y por un registrador de la señal (osciloscopio). Durante la prueba se mide el tiempo empleado por las ondas para alcanzar el aparato de recepción en la segunda perforación. Conocida la distancia entre las dos perforaciones a la profundidad de medida se obtiene la velocidad de propagación de las ondas.

Algunas dificultades a la prueba están constituidas por la necesidad de individualizar el instante de llegada de las ondas transversales

que están precedidas por las ondas longitudinales. A menudo, para obtener resultados más precisos se disponen tres perforaciones alineadas y se coloca la fuente de ondas en uno de los orificios extremos.

En la **Tabla 3.7** quedan reflejados algunos valores típicos de la velocidad de las ondas de cortante en diferentes tipos de terreno y rocas presentes en la naturaleza. La tabla muestra que la velocidad de las ondas de cortante aumenta con la profundidad y con la mayor compactación y dureza del material.

Otros tipos de pruebas geofísicas, menos utilizadas que la prueba *Cross Hole*, son las pruebas *Up-Hole* y *Down-Hole*. Ambas se efectúan practicando una única perforación en el terreno. En el primer caso el generador de ondas se coloca en el fondo del orificio y las ondas se propagan hacia arriba y se miden en la superficie. En el segundo caso, en cambio, las ondas se producen en la superficie y se propagan hacia abajo, siendo registradas por el receptor dispuesto en el interior de la perforación.

3.2.3.2. Test estándar en laboratorio

Las pruebas de laboratorio se ejecutan sobre muestras inalteradas de terreno, es decir, sobre probetas, en general de forma cilíndrica, extraídas del terreno mediante sondeos y

Fig. 3.8.
Esquema de prueba Cross-Hole para la determinación de la velocidad de las ondas transversales S

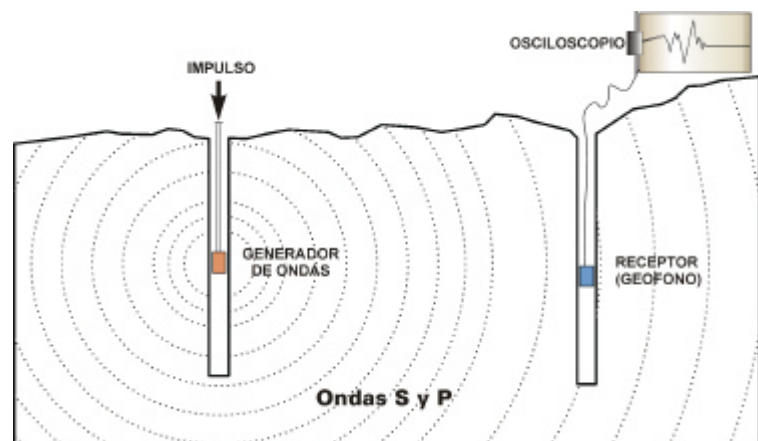


Tabla 3.7
Valores típicos de la velocidad V_s de las ondas de cortante en m/s, en función de la profundidad de los depósitos

Tipo de terreno	Profundidad del depósito		
	3 m a 20 m	21 m a 50 m	> 50 m
Arena de río	60	100	125
Arcilla	60	200	300
Limo	60	--	600
Grava suelta	100	300	--
Arcilla mixta con arena	140	--	--
Arena arcillosa	170	--	--
Arcilla saturada	190	--	--
Arcilla seca	220	--	--
Arenisca cuarzosa	--	--	780
Arenisca dura (mesoz.)	--	--	1200
Arenisca tobosa	--	--	2000
Granito (Intacto)	--	--	2700
Caliza (paleozoico)	--	--	2240

transportados al laboratorio con especiales precauciones para que mantengan todas las características que tenían antes de su extracción.

Las pruebas que pueden ser efectuadas en laboratorio para estudiar las características del terreno son numerosas y su completa enumeración y descripción sobrepasa los objetivos del presente trabajo. A continuación serán mencionados sólo algunos tipos de pruebas que tienen particular importancia desde el punto de vista sísmico.

a. Pruebas cíclicas

Las pruebas cíclicas de carga permiten determinar las curvas esfuerzo-deformación a través de las cuales se pueden determinar las características mecánicas de los terrenos sometidos a cargas repetidas cíclicamente en el tiempo, características que hemos visto depender de los niveles de deformación alcanzados por el terreno. Naturalmente desde el punto de vista sísmico estas pruebas son muy importantes porque, como ya se ha

observado las solicitaciones producidas por el terremoto son precisamente cargas cíclicas con amplitud variable.

La principal entre las pruebas cíclicas es la *Prueba Cíclica Triaxial* (TXC). Durante esta prueba un sondeo cilíndrico, previamente sometido a una presión de confinamiento hidrostática, es sometido a una carga cíclica axial, como se ha reflejado en la **Figura 3.9.a**. La probeta es sometida principalmente a acciones de compresión longitudinal, por ello de los diagramas esfuerzo-deformación (ciclos de histéresis) se puede determinar el módulo de elasticidad E. Conocido el factor de Poisson ν , se puede extraer el módulo de rigidez al corte G utilizando la relación (3.3). A pesar de algunas limitaciones prácticas, la prueba cíclica triaxial es muy utilizada porque es simple y económica y puede ser aplicada a cualquier tipo de terreno (con la única excepción de gravas). Uno de los inconvenientes de esta prueba consiste en el hecho de que resulta a menudo imposible reproducir las exactas condiciones de esfuerzo del terreno.

Otra prueba cíclica es la *Prueba de Corte Simple Cíclico* con deformación uniforme (TSC). Esta prueba es capaz de reproducir bastante fielmente el estado de esfuerzo al que viene sometido un elemento de terreno con estratificación horizontal en condiciones sísmicas. En la **Figura 3.9.b** se refleja el esquema del ensayo: la probeta de terreno se introduce en una jaula metálica cuyas paredes están unidas por bisagras y pueden someter a la probeta a una deformación transversal que genera esfuerzos de cortante.

b. Prueba dinámica de la columna resonante

Otro test que permite la medida del módulo de cortante G para muchos tipos de terreno es el *Test de la Columna Resonante* (RC), que consiste en someter a una muestra cilíndrica de terreno, previamente sometida a una presión de confinamiento hidrostática, a una fuerza dinámica que puede ser una acción longitudinal o también torsora. Durante la prueba se

hace variar la frecuencia de la fuerza hasta que se alcanza una condición de resonancia. En correspondencia con ese momento se toma el valor de la frecuencia y, a través de fórmulas teóricas o con relaciones empíricas, se determinan los valores de los módulos G y E en función de las dimensiones de la probeta y de su masa. La amortiguación se puede determinar una vez conocida la amplitud del movimiento en la resonancia. Este tipo de prueba es una de las más fiables.

3.2.4. Estabilidad de los terrenos sometidos a un terremoto

Las solicitaciones sísmicas pueden provocar modificaciones incluso permanentes en los estratos de terreno, como por ejemplo cesiones, asentamientos de terreno y fenómenos de licuefacción. Se pueden fundamentalmente individualizar dos tipos de comportamiento sísmico de los terrenos de cimentación: estable e inestable.

Condiciones estables del terreno. En este caso bajo la cimentación de los edificios los terrenos están bien compactados, transmiten las vibraciones, tal vez amplificándolas pero sin sufrir pérdidas de resistencia o asentamientos locales y por ello sin conllevar daños para las mismas cimentaciones.

Condiciones inestables del terreno. Se trata de terrenos sueltos, parcialmente o totalmente saturados de agua, que bajo las acciones sísmicas pueden sufrir reducciones de resistencia con fuertes cesiones, desprendimientos y fisuraciones. En tales tipos de terreno una solicitación sísmica incluso modesta, puede provocar fenómenos de licuefacción.

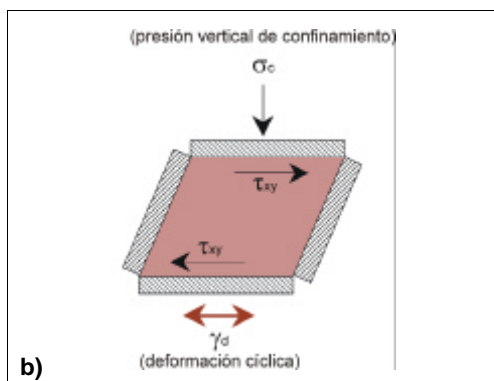
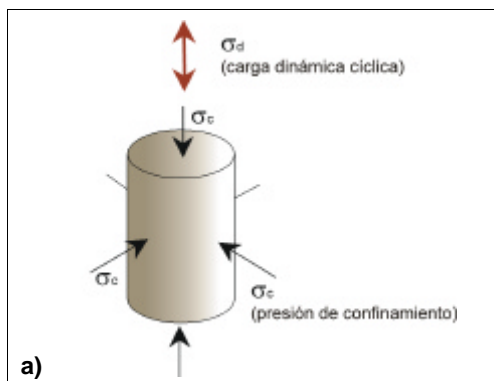


Fig. 3.9.

Pruebas cíclicas

a. Esquema de prueba triaxial cíclica.

b. Esquema de prueba cíclica de corte simple.

3.2.4.1. Fenómeno de licuefacción

El fenómeno de licuefacción constituye un grave riesgo de inestabilidad para los terrenos con cimentaciones y puede presentarse en caso estático (licuefacción estática) sea en caso sísmico (licuefacción cíclica). Esto es debido a un brusco aumento de la presión intersticial del agua que reduce drásticamente el rozamiento entre los granos y por tanto la resistencia a cortante del terreno llevándolo a una condición de fluidez que conlleva

inestabilidad del terreno. Por efecto del incremento de la presión intersticial, el agua fluye lateralmente o bien florece en superficie llevando consigo también partículas finas de terreno y formando una especie de bolas en superficie (*sand boils, nud vulcanoes*). Si el plano del campo es horizontal, durante las sacudidas sísmicas pueden tener lugar extensos fenómenos de subsidencia y grandes asentamientos absolutos y diferenciales del terreno.

Si el plano de campo está en pendiente, por efecto de la gravedad pueden verificarse también notables flujos de terreno licuefactado después del terremoto. Cesiones y colapsos del terreno observados durante numerosos terremotos recientes han sido causados de hecho por la licuefacción, que representa una de las mayores causas de destrucción sísmica de edificios y de otras obras de ingeniería como presas, puentes, diques, etc.

El fenómeno concierne a terrenos granulares sueltos que se hallan en condiciones no drenadas (por debajo del nivel freático). En particular pueden sufrir licuefacciones las arenas sueltas y los terrenos compuestos por arena y grava o solo por grava, aun si estos últimos en porcentaje mucho menor. No son en cambio susceptibles de licuefactarse, los terrenos cohesivos (arcillosos), puesto que su resistencia es debida a las fuerzas intermoleculares entre las partículas. De todas formas puede suceder que durante un terremoto se verifiquen asentamientos de terrenos arcillosos (en particular terraplenes o depósitos inclinados) a causa de licuefacción de estratos arenosos bajo ellos.

Para el estudio del fenómeno de licuefacción resulta esencial el concepto de *presión eficaz* en los diferentes puntos del terreno. La presión eficaz mantiene unidos los granos del terreno de manera que tengan una resistencia al rozamiento y que el terreno en su conjunto tenga una cierta resistencia al corte. La resistencia al corte del terreno es proporcional a la presión eficaz y, por tanto, si la presión eficaz disminuye, disminuye también la capacidad

del terreno de soportar esfuerzos de cortante. En el límite, si la presión eficaz se anula, deja de existir rozamiento entre los granos, que pueden desplazarse los unos sobre los otros y el terreno, incapaz de resistir a cortante, se comporta como un líquido. Para comprender mejor el fenómeno consideremos la **Figura 3.10**, en la que se ha esquematizado un terreno arenoso parcialmente sumergido en el agua. La presión eficaz p' en relación a un plano AB se puede calcular como:

$$p' = p_o - p_n \quad (3.6)$$

donde:

- p_o es la presión ejercida por la columna de terreno (terreno saturado+terreno seco) que actúa sobre el plano AB y es por lo tanto dirigida hacia abajo. Si se conoce el peso específico γ_s del terreno saturado y γ_a del terreno seco, se puede calcular la presión p_o sobre un área unitaria como $p_o = h_s \gamma_s + h_a \gamma_a$ donde h_s y h_a son las alturas respectivamente del terreno saturado y del seco.

- p_n es la presión neutra o intersticial que se puede determinar una vez conocida la altitud piezométrica (presión hidrostática). La presión neutra actúa en todas las direcciones. Puesto que el terreno se encuentra por debajo de la falda, la componente hacia arriba de la presión hidrostática no es otra que el empuje de Arquímedes (por unidad de área) que se puede calcular fácilmente como $p_n = h_w \gamma_w$, donde h_w y γ_w son respectivamente la cuota piezométrica y el peso específico del agua.

En general la diferencia en el segundo miembro de la (3.6) es positiva y por tanto la presión eficaz es positiva. Si a causa de cualquier intervención externa (terremoto, sobrecarga imprevista sobre el terreno, explosión) la presión intersticial p_n aumenta hasta igualar el valor p_o , la presión eficaz se anula. Este hecho conlleva que no haya más presión de contacto entre los granos y por tanto tampoco rozamiento. El terreno entonces se encuentra en una condición similar a la de un líquido, no siendo capaz, por mas tiempo, de resistir esfuerzos de cortante.

Este fenómeno se puede verificar en el caso sísmico a causa de las variaciones de presión intersticial provocadas por la sacudida cíclica del terreno, y en caso estático cuando una masa de terreno saturado sea improvistamente cargada con un gran peso (se ha producido por ejemplo durante la construcción de presas sobre tierra, diques en los ríos, etc.).

Para establecer si un terreno podría sufrir fenómenos de licuefacción bajo un terremoto, es decir para evaluar el *potencial de licuefacción* de un terreno, es necesario considerar una serie de parámetros entre los cuales están:

a) granulometría del terreno. Las arenas finas son los terrenos más susceptibles al fenómeno, mientras que las arenas con granos gruesos y las gravas tienen elevada permeabilidad y son menos susceptibles al fenómeno.

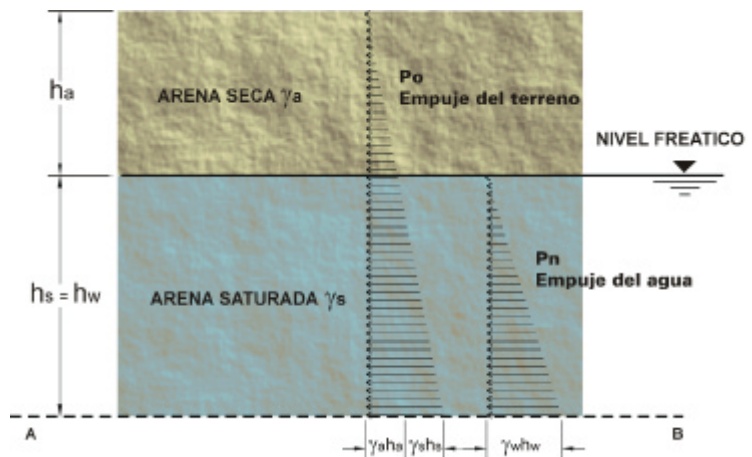
b) densidad relativa. Una arena, a igualdad de otros factores, es tanto más susceptible al fenómeno de licuefacción cuanto más baja es su densidad relativa, es decir, cuanto más alto es el índice de huecos. Las pruebas experimentales muestran que para las arenas sueltas con densidades media basta sólo unos pocos ciclos de carga para sufrir una licuefacción, mientras que para las arenas muy densas pueden sucederse miles de ciclos de carga para que se den condiciones de efectiva peligrosidad.

c) profundidad del nivel freático. El nivel de agua es importante porque sólo los terrenos sumergidos pueden sufrir el fenómeno de licuefacción. Es necesario además tener en cuenta el hecho de que la profundidad del nivel de agua puede sufrir variaciones estacionales o bien provocadas por la intervención del hombre.

d) duración y amplitud de la aceleración del terremoto. Naturalmente el terremoto es la causa desencadenante del fenómeno de licuefacción que se manifiesta sólo si las aceleraciones son tales como para inducir eleva-

dos esfuerzos de cortante en el terreno y si la duración del terremoto (el número de ciclos) es suficiente como para provocar el fenómeno. En general se pueden verificar fenómenos de licuefacción sólo si el evento sísmico está caracterizado por picos de aceleración máxima $\ddot{u}_{\max} > 0.1g$, intensidad $I > VIII$ grado Mercalli, duración mayor de unos 15 s.

• **presión de confinamiento.** La presión de confinamiento está determinada por el peso del terreno sobre él. Cuanto mayor es este valor, menor es la probabilidad de que se verifiquen licuefacciones. También en depósitos de arenas sueltas saturadas se ha verificado difícilmente un proceso de licuefacción a profundidades superiores a 10-20 metros.



Terreno suelto inmerso en una falda acuífera. La presión eficaz en un punto del terreno se puede obtener como diferencia entre la presión ejercitada por la columna de terreno (saturada + seco) que se halla por encima del punto considerado, y la presión hidrostática ejercitada por el agua hacia arriba (principio de Arquímedes). Si por efecto de una carga imprevista (por ejemplo un terremoto) aumenta la presión hidrostática, la presión eficaz entre los granos puede disminuir hasta anularse. Como consecuencia se anula el rozamiento entre los granos y la resistencia al corte del terreno que se comporta como un líquido (fenómeno de licuefacción).

Fig. 3.10.
Principio del fenómeno de la licuefacción



Para evaluar la capacidad de un terreno de soportar cargas aplicadas por el terremoto sin que intervengan fenómenos de licuefacción se pueden llevar a cabo en el laboratorio pruebas triaxiales o de corte simple sobre muestras de terreno inalteradas. Sin embargo obtener muestras inalteradas de terreno no coherente es, en general, difícil y costoso. Por ello se recurre a menudo a pruebas SPT o CPT in situ. Existen además procedimientos simplificados empíricos o semiempíricos para evaluar el potencial de licuefacción del terreno que se basan sobre datos históricos recogidos sobre terrenos, que en el pasado, durante terremotos violentos han sufrido licuefacción.

En la práctica, para limitar los daños debidos a fenómenos de inestabilidad de los terrenos y, en particular, los fenómenos de licuefacción, es necesario elegir con cuidado los lugares en los que edificar los edificios, evitando terrenos granulares poco consolidados en los que el nivel freático esté cercano a la superficie. Es necesario que el nivel freático se encuentre al menos a 6-7 metros de profundidad. Además, en presencia de factores geológicos desfavorables como la falda freática superficial y depósitos granulares sueltos, es necesario evitar el edificar sobre depósitos en ladera, que en caso de licuefacción conllevarían grandes desprendimientos.

En el caso en el que no se pueda modificar la posición del edificio a construir, o bien en el caso de edificios existentes, se puede intervenir para mejorar las características del terreno. Existen diferentes tipos de intervención para consolidar el terreno que tienden a hacer disminuir los vacíos, a mejorar el drenaje o incluso a bajar el nivel freático. Un criterio para reducir los riesgos de licuefacción es el de aumentar la densidad del terreno granular con intervenciones de consolidación. Este tipo de intervención, de todas formas, se puede efectuar sólo si la densidad relativa inicial del terreno es superior al 35%.

Otro criterio para prevenir los daños debidos a la licuefacción del terreno de cimentación consiste en un elaborado proyecto de las cimen-

taciones de los edificios. Existen una serie de consejos que reducen los daños sobre el edificio entre los cuales cabe citar: evitar utilizar tipos de cimentación diferentes para un mismo edificio (cimentaciones superficiales y sobre pilotes) e intentar unir bien entre sí las cimentaciones. Se pueden además transferir las cargas en profundidad sobre estratos más estables de terreno a través de las cimentaciones sobre pilotes. En este caso de todas formas, es necesario un cuidadoso cálculo de los pilotes de cimentación que son sometidos a fuertes solicitaciones en las secciones de terreno suelto.

3.2.5. Comportamiento sísmico de los terrenos

Al atravesar los estratos de terreno que se encuentran sobre la roca madre, el terremoto puede sufrir modificaciones en amplitud (amplificaciones o atenuaciones), en la duración y en el contenido de frecuencias. En general se define respuesta sísmica local justamente como el conjunto de modificaciones que el movimiento sísmico en la roca madre (terremoto de referencia) sufre al atravesar los estratos de terreno, hasta alcanzar la superficie. Como ya se ha visto, se define el terremoto de referencia como el movimiento en la base rocosa de profundidad (punto R de la **Figura 3.11**). A veces se considera como terremoto de referencia el terremoto en un afloramiento de la roca madre a la superficie, punto A de la figura, y se supone que el terremoto en dos puntos diferentes de la roca madre (R y A) sea en la práctica el mismo

Dependiendo de la rigidez, de la profundidad y de las características de los estratos del terreno sobre la roca madre, el terremoto en superficie $\ddot{u}_s(t)$ puede resultar muy diferente respecto del terremoto de referencia $\ddot{u}_r(t)$ tal y como se muestra en la **Figura 3.11**.

La respuesta sísmica local se puede estudiar confrontando el terremoto en superficie con el de la base rocosa. La comparación puede ser efectuada en el dominio del tiempo, valorando por ejemplo la relación entre la aceleración máxima en superficie $\ddot{u}_{s,max}$ y la aceleración máxima a la base rocosa $\ddot{u}_{r,max}$, relación que se denomina *Factor de Amplificación* f_a .

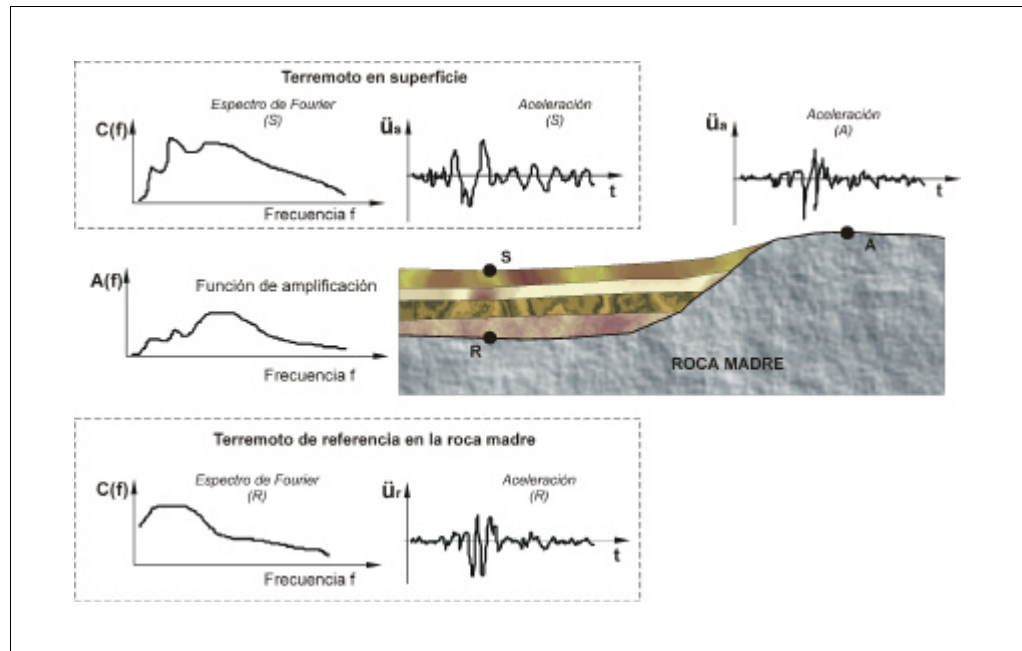
$$f_a = \frac{\ddot{u}_{s,max}}{\ddot{u}_{r,max}} \quad (3.7)$$

A pesar del nombre el factor de amplificación puede ser en realidad mayor o menor que uno, es decir, el terremoto podría ser amplificado o amortiguado en el paso de la roca madre a la superficie. De todas formas, habitualmente las aceleraciones aumentan hacia la superficie y por tanto el terremoto es efectivamente amplificado en el paso de la roca madre a la superficie del terreno.

La simple comparación entre los picos máximos de aceleración no es suficiente para valorar las variaciones que el terremoto de referencia ha sufrido mientras alcanzaba la superficie. Para obtener una comparación completa, es necesario evaluar también las modificaciones en el contenido de las frecuencias. El terreno se comporta de hecho como un "filtro" que amplifica el movimiento en relación con ciertas frecuencias y lo amortigua en relación con otras. Por lo general el movimiento en superficie tiene un espectro más uniforme y más rico de componentes a baja frecuencia. Para efectuar una comparación en el dominio de las frecuencias se adopta la *Función de Transferencia* $H(f)$, obtenida de la relación entre los espectros de Fourier del terremoto en superficie y del registrado en la roca madre. La función de transferencia $H(f)$, como el espectro de Fourier, es una función compleja caracterizada por un espectro de amplitud y un espectro de fase. El espectro de amplitud $A(f)$ es llamado *Función de Amplificación* y tiene un particular interés para la comprensión del fenómeno en cuanto que muestra qué componentes del movimiento sísmico han sido amplificadas y cuáles amortiguadas en el paso a través de terreno. La función de amplificación junto al factor de amplificación son habitualmente usadas para evidenciar los aspectos relevantes de la respuesta sísmica local.

Otro modo de estudiar la respuesta sísmica local, más ligada a aspectos de ingeniería, es el de comparar los espectros de respuesta del terremoto (ver § 3.3.3) relativos a diferentes tipos de terreno de cimentación y observar también en este caso qué frecuencias son más excitadas en los diferentes casos. Para

Fig. 3.11.
Respuesta **sísmica**
local



Respuesta sísmica local. El terremoto de referencia en la roca madre (punto R o también punto A) y el terremoto en superficie (punto S) presentan en general diferencias tanto en el dominio del tiempo como en el dominio de las frecuencias. La función de amplificación que se obtiene de la relación entre los espectros de Fourier en amplitud y que permite valorar en qué frecuencias se producen amplificaciones o reducciones del movimiento sísmico (por Lanzo y Silvestri, 1999)

tener una idea del diferente comportamiento sísmico que pueden tener los terrenos, resulta muy interesante observar los espectros de respuesta medios reproducidos en la **Figura 3.12**, obtenidos por Seed y otros (1974) para cuatro tipos diferentes de terreno sobre el que se encuentra el oscilador. La figura muestra que para un mismo terremoto en la roca madre, se pueden manifestar efectos muy diferentes en la superficie.

Si el terreno sobre el que se apoya el oscilador es rocoso (rígido) se da un pico de amplificación de las aceleraciones en relación con valores de período bajos ($<0.5s$), mientras que para terrenos con consistencia media baja (blandos) el espectro se achata y se pueden verificar amplificaciones del movimiento para un rango de períodos que va desde valores muy bajos a valores mayores de $1s$. Por tanto se puede comprender cómo durante un mismo suceso sísmico, edificios con características análogas (mismo período propio) no

muy distantes entre ellos, pero apoyados sobre terrenos diferentes, pueden tener comportamientos y efectos sísmicos muy diferentes.

Es importante en este punto observar que no se puede decir a priori si un terreno de cimentación rígido sea mejor que uno blando, porque, como se ha visto, la elección depende también del período propio de la estructura que será edificada sobre el terreno. Si la estructura fuera muy rígida, es decir, con un período muy bajo, un terreno de cimentación rocoso, o en cualquier caso rígido, podría provocar mayores daños que un terreno blando.

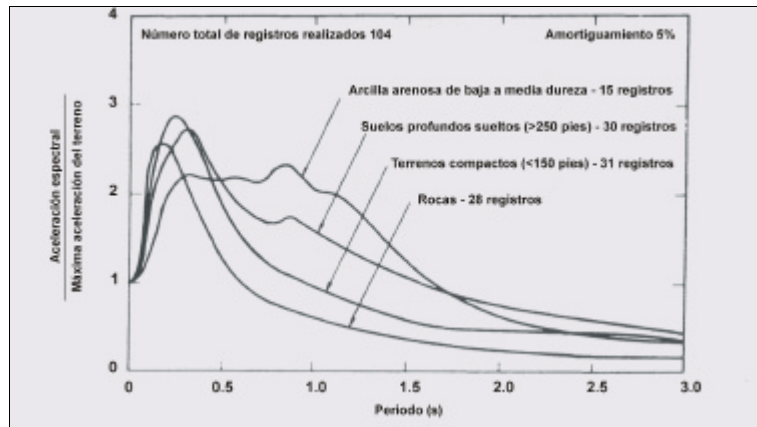
Modelización de la respuesta sísmica de los terrenos

En los problemas de respuesta sísmica local es conocido en general el terremoto de refe-

rencia en la roca madre y se quiere determinar el terremoto en la superficie. Para poder hacerlo es necesario, en primer lugar, conocer todas las características geológicas de los terrenos sobre la roca madre. En segundo lugar, hace falta recurrir a una modelización físico-matemática de la situación local, que tenga en cuenta las condiciones geométricas del lugar, las leyes de propagación de las ondas sísmicas y el comportamiento de los diferentes estratos del terreno para poder evaluar al final la respuesta sísmica. La modelización completa del comportamiento del terreno bajo un terremoto representa un problema complejo en cuanto que se tienen que tener en cuenta no sólo las características de no periodicidad de las fuerzas sísmicas pero también las características de no homogeneidad y de no linealidad del terreno. Aun así en general se considera por simplicidad sólo la componente horizontal de la acción sísmica, la descripción analítica del comportamiento del terreno bajo terremotos violentos requiere modelos de comportamiento que tengan en cuenta la dependencia de los parámetros mecánicos del terreno de la amplitud y de la evolución de las deformaciones.

Se encuentran documentados numerosos modelos para el estudio de la respuesta sísmica del terreno, en los que el comportamiento del terreno bajo el terremoto se supone de tipo elástico lineal, visco elástico, o también no lineal con histéresis. En estos modelos el terreno se esquematiza como un estrato homogéneo con características medias, o bien, de manera más realista, como medio heterogéneo (estratificado), o, incluso, como un sistema discreto con masas concentradas, o bien como un sistema continuo. A parte de los casos más simples en los que se considera un comportamiento lineal que, de todas formas, está justificado sólo en el campo de las pequeñas deformaciones, en general, si se tiene en cuenta el comportamiento no lineal del terreno, no son posibles soluciones en forma cerrada (analítica) del problema, y se debe recurrir a soluciones por vía numérica.

En cualquier caso, por muy sofisticado y rea-



Espectros de respuesta medios obtenidos por Seed y otros (1974) a través de la elaboración estadística de los datos obtenidos para diferentes tipos de terreno durante 23 eventos sísmicos ocurridos en Japón, Turquía y los Estados Unidos (104 registros). Los espectros son normalizados respecto a la máxima aceleración del terreno teniendo en cuenta un factor de amortiguación estructural igual al 5%.

Fig. 3.12.
Espectros de respuesta medios para diferentes tipos de terreno de cimentación. (por Seed y otros, 1974)

lista que pueda ser el modelo que describe el comportamiento del terreno bajo el terremoto, los resultados de la modelización dependen de forma muy importante de los valores de los parámetros locales y dinámicos que caracterizan el terreno, cuya determinación (experimental) es, a menudo, aproximada e incompleta. A esto se añade también el hecho de que la elección del terreno a aplicar conlleva a su vez una serie de aproximaciones. Por tanto, modelizaciones excesivamente sofisticadas del comportamiento del terreno deben ser generalmente desaconsejadas, sobre todo si los parámetros a introducir en el análisis provienen de datos experimentales escasos e indirectos.

3.2.6. Interacción entre el terreno y la estructura

Hemos observado en el párrafo precedente que el terremoto en la roca madre (punto R de la **Figura 3.13**) es, en general, muy diferente del registrado en superficie (punto S). Si el espesor del terreno sobre la roca madre es contenido, a menudo las aceleraciones (y los desplazamientos) del terreno aumentan desde la roca madre hacia la superficie, tal y como se ha mostrado cualitativamente en la **Figura 3.13**, y el terremoto en la superficie se amplifica respecto al de la roca madre. Una vez conocido el terremoto en la roca madre, el estudio de la respuesta sísmica local de los estratos de terreno nos ayuda a determinar el terremoto en la superficie.

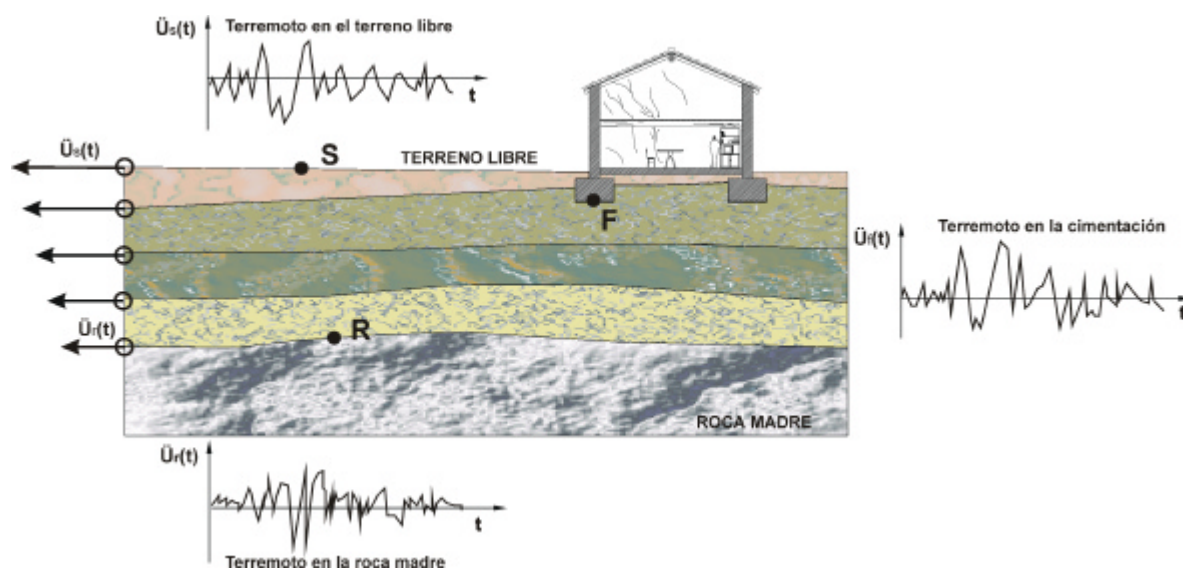
Es necesario observar que el terremoto hallado estudiando la respuesta sísmica local del terreno, se refiere al terreno libre (*free field*) y

es diferente de aquel en el terreno sobre el que se ha construido un edificio. La cimentación del edificio, de hecho, ejerce acciones que producen deformaciones del terreno, modificando el movimiento. El terremoto que actúa sobre el edificio, por tanto, no es ni el terremoto $\ddot{u}_r(t)$ en la roca madre (R), ni tampoco el terremoto $\ddot{u}_s(t)$ que tendría lugar sobre la superficie libre del terreno (S), sino un terremoto $\ddot{u}_f(t)$ que se obtiene de éste último, teniendo en cuenta la interacción con el edificio sobrestante (F), **Figura 3.13**.

Para determinar el terremoto $\ddot{u}_f(t)$ que se entiende aplicado en la cimentación del edificio, es necesario sobre todo conocer el terremoto en la roca madre. Conocido éste, se debe determinar el terremoto en superficie en el caso del terreno libre (respuesta sísmica local) y por último, considerando los efectos de la interacción entre terreno y edificio, se puede obtener el terremoto que actúa en la base del edificio. Esto permite calcular las acciones sísmicas que solicitan la estructura con objeto de verificarla. Naturalmente esta serie de operaciones requiere un notable empeño de cálculo. Además, puesto que no se puede prever anticipadamente un hecho sísmico, el terremoto de referencia puede ser

Fig. 3.13.
Interacción terreno estructura

El terremoto en relación con la cimentación de un edificio es diferente del terremoto de referencia en la roca madre y de aquél que tiene lugar sobre la superficie libre del terreno.



previsto sólo en términos de terremoto de proyecto, es decir, un terremoto obtenido a través de oportunas medias estadísticas de eventos conocidos que han tenido lugar en la zona.

Según el grado de profundidad del análisis sísmico que se pretenda efectuar en fase de proyecto, se puede suministrar al proyectista:

a) El terremoto de referencia $\ddot{u}_r(t)$. En este caso para estudiar la respuesta sísmica del edificio el proyectista debe antes calcular la respuesta sísmica local y luego la interacción terreno-edificio.

b) El terremoto en superficie sobre el terreno libre $\ddot{u}_s(t)$. En este caso, el proyectista puede saltar el cálculo de la respuesta sísmica local y valorar sólo los efectos de interacción terreno-edificio.

c) El terremoto sobre la cimentación $\ddot{u}_r(t)$. En este caso puede ser estudiada directamente la respuesta sísmica de la estructura.

Actualmente el tercer caso es el más habitual, aun si se advierte cada vez más una mayor sensibilidad hacia los problemas de respuesta sísmica de los terrenos y la interacción terreno-edificio. Para tener en cuenta los efectos locales, las normativas en general, introducen factores de amplificación de las fuerzas sísmicas o bien prevén terremotos de proyecto diferentes en función del terreno de cimentación (ver § 3.2.7). Existen de todas formas casos en los que es necesario tener en cuenta de manera rigurosa el fenómeno de interacción terreno-estructura, como por ejemplo en el caso de terrenos de cimentación inestables, en el caso de pilotes o en el caso de estructuras enterradas en profundidad. Para estudiar el fenómeno de interacción se pueden utilizar modelos de elementos finitos o bien se puede esquematizar el terreno por medio de un sistema dinámico constituido por muelles, masas y amortiguadores viscosos.

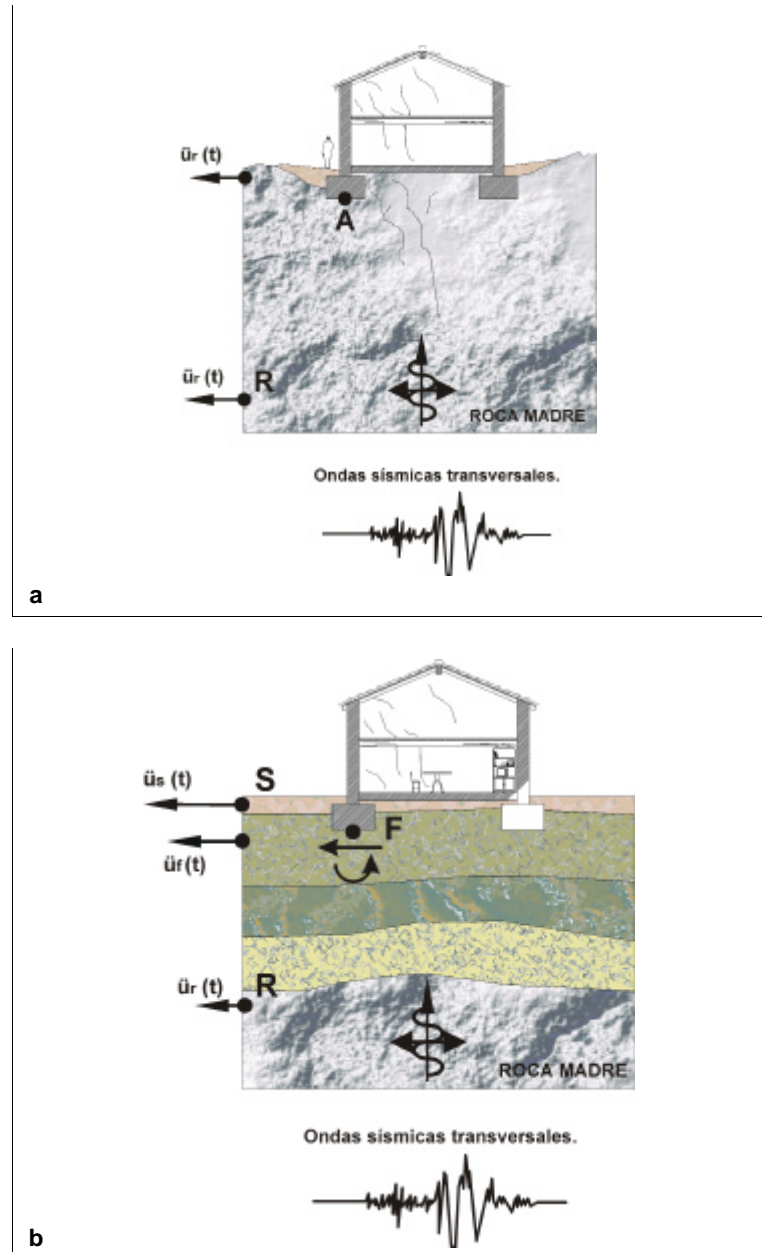
El fenómeno de interacción entre el terreno y la estructura edificio, depende del tipo de

terreno de cimentación. En la **Figura 3.14** se comparan dos situaciones posibles: un edificio que se apoya sobre un estrato de roca (rígido) y un edificio que se apoya sobre un terreno blando (flexible) que se encuentra sobre un estrato de roca. Por simplicidad se consideran sólo las ondas transversales S y se supone que tienen dirección de propagación vertical. Analizamos lo que ocurre en cada caso.

Fig. 3.14.
Interacción terreno-edificio

a. Edificio sobre suelo rígido (roca)

b. Edificio sobre suelo deformable que apoya a su vez en roca.



Caso a) En este caso el terreno es rígido, no se producen deformaciones del terreno y por tanto no hay efectos de interacción con el edificio. Se puede suponer que el terremoto en el punto A sea el mismo que se da en profundidad en la roca madre (R). El terremoto a aplicar en la base del edificio para efectuar la comprobación sísmica es entonces el propio terremoto de referencia $\ddot{u}_r(t)$.

Caso b) En este caso el terreno es deformable. El movimiento en la base del edificio (F), es diferente del terremoto de referencia (R) y del terremoto en un punto del terreno libre (S). La base del edificio sufrirá un desplazamiento horizontal en general mayor que el sufrido en el caso a). Las fuerzas sísmicas que se generan en el edificio producen un momento de vuelco y una acción cortante en la base del edificio (en F) que conllevan deformaciones del terreno que, a su vez, modifican el movimiento del terreno. En este caso se produce una interacción entre el movimiento del terreno y el movimiento de la estructura.

Desde un punto de vista cualitativo se puede observar que, si se tiene en cuenta la interacción terreno-estructura, se obtienen las siguientes consecuencias:

1. El terremoto en la base del edificio que se encuentra sobre terreno deformable es diferente del que se tiene en el caso de un edificio sobre suelo rígido. En el primer caso en general se dan aceleraciones del terreno mayores y se genera una componente rotacional del movimiento.

2. En el paso de la roca madre al terreno (flexible) los picos de aceleración descienden para períodos bajos y aumentan para valores más elevados del período (como se puede deducir también de los espectros de respuesta de la **Figura 3.12**). Por tanto estructuras con bajos períodos (más rígidas) son más seguras sobre terreno flexible mientras que aquellas con períodos elevados (más flexibles) son más seguras si están situadas sobre la roca madre.

3. La presencia del terreno vuelve el sistema dinámico terreno-edificio más flexible. Esto significa que para un mismo edificio, si indicamos con T_1 el período propio del sistema edificio-terreno rígido, y con T_0 el período propio del sistema edificio-terreno deformable, se verifica siempre $T_0 > T_1$. Este hecho puede modificar notablemente la respuesta sísmica, sobre todo en edificios muy altos y puede conllevar, según los casos, aumentos o disminuciones de las sollicitaciones de los edificios.

4. El factor de amortiguación del sistema sobre terreno deformable es mayor que aquel sobre terreno rígido. Y el amortiguamiento aumenta si el estrato del terreno sobre la roca madre es suficientemente profundo. Este efecto es ciertamente siempre favorable para los edificios sobre terrenos deformables porque significa mayor disipación de energía y por tanto reducción también notable de los efectos sísmicos sobre el edificio.

5. Los desplazamientos elevados en el caso de terrenos flexibles podría conllevar que edificios contiguos, pero separados, puedan chocar durante el terremoto (*pounding*).

Como se puede observar, algunos de los efectos del fenómeno de interacción son favorables para las estructuras sobre suelo rígido. Otros en cambio lo son para las estructuras sobre suelo deformable. Es por tanto difícil establecer a priori si los efectos de interacción entre terreno y estructura implican un aumento o una reducción de la respuesta sísmica.

3.2.7. Respuesta sísmica local en la normativa

Tabla 3.8.a
Tipos de terreno que distingue la Normativa Sismorresistente Europea EC8

Tabla 3.8.b
Tipos de terreno que distingue la Normativa Sismorresistente Española

Para ayudar a los proyectistas en la valoración de la influencia del terreno sobre los efectos sísmicos de un terremoto, desde hace algunos años en algunos países afectados por el riesgo sísmico, se llevan a cabo proyectos llamados de *Microzonación Sísmica*. El fin de tales proyectos es el de analizar las características geológicas y las propiedades dinámicas de los terrenos en áreas limitadas del territorio nacional (microzonas) y de elaborar para dichas zonas mapas en los que se faculten todas las indicaciones útiles no sólo para los proyectistas estructurales sino también para técnicos urbanistas y administradores locales. En particular, dichos mapas reflejan indicaciones sobre ensayos adecuados a efectuar en el caso de edificaciones, sugerencias sobre oportunas soluciones estructurales a adoptar, prohibición de construcción en ciertos lugares, eventuales coeficientes a utilizar para tener en cuenta el tipo de terreno en fase de proyecto. La elaboración de los mapas viene hecha a continuación de una serie de estudios y ensayos: estudio geofísico y geotécnico de los terrenos a través de oportunas campañas de sondeos; estudio hidrogeológico del territorio; determinación del riesgo geológico con individualización de eventuales fines menos de inestabilidad de los terrenos, de las pendientes, análisis de la respuesta sísmica local en el caso de terrenos estables, etc. El Eurocódigo 8 prescribe el tener en cuenta las campañas de microzonación sísmica cuando éstas están disponibles.

En los capítulos precedentes se ha observado que, a causa del diferente terreno de cimentación, estructuras absolutamente análogas pueden comportarse de manera muy diferente durante un mismo evento sísmico.

Tipo de terreno	Norma Sismorresistente Europea EC8 Descripción
Clase A	<ul style="list-style-type: none">• Roca u otra formación geológica caracterizada por una velocidad de la onda transversal V_s de, al menos, 800 m/s, incluyendo como máximo 5 m del material más débil de la superficie.• Depósitos compactos de arena, grava o arcilla sobreconsolidada de, al menos, varia decenas de metros de espesor, caracterizados por un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad y para valores de V_s de, al menos, 400 m/s a una profundidad de 10m.
Clase B	<ul style="list-style-type: none">• Depósitos profundos de arenas de densidad media, gravas, o arcillas de consistencia media, con espesores desde algunas decenas de metros, a muchos centenares, caracterizados por valores de V_s de, al menos, 200m/s a 10 m de profundidad, que se incrementa hasta 350 m/s, por lo menos, a una profundidad de 50m.
Clase C	<ul style="list-style-type: none">• Depósitos de suelo suelto, no cohesivos, con o sin algunas capas de débil cohesión. caracterizados por valores de V_s inferiores a 200 m/s en los primeros 20m.• Depósitos en los que predominan suelos cohesivos de rigidez débil a media, caracterizados por valores de V_s inferiores a 200 m/s en los 20 m más superficiales.

Tipo de terreno	Norma Sismorresistente Española Descripción
Tipo I	<ul style="list-style-type: none">• Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla $V_s > 750$ m/s.
Tipo II	<ul style="list-style-type: none">• Terrenos granulares o cohesivos de compacidad media a dura. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla $750 \text{ m/s} > V_s > 400$ m/s.
Tipo III	<ul style="list-style-type: none">• Suelo granular suelto a medio, o suelo cohesivo medio a blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla $V_s < 400$ m/s.



Este hecho está bien ilustrado por los espectros de respuesta de la **Figura 3.12** obtenidos por el estudio de datos registrados durante terremotos reales para cuatro tipos diferentes de terreno. Los reglamentos sísmicos de algunos países han hecho suyos los resultados obtenidos en dicho estudio, como por ejemplo la Normativa Estadounidense, el Eurocódigo 8 o la Normativa Española.

El Eurocódigo 8 y la Norma de Construcción Sismorresistente Española, distinguen tres tipos o clases de terreno, cuyas características se muestran en la **Tabla 8**. Para cada uno de estos tipos de terreno se suministra un diferente espectro de respuesta elástico de proyecto. (**Figura 3.29** y **Figura 3.30** del § 3.3.3).

Una particular atención al problema de la respuesta sísmica local se muestra en el Eurocódigo 8 (EC8) que dedica una sección completa (EC8 - parte 5) a los aspectos geotectónicos en zona sísmica, realizando una serie de prescripciones sobre la elección del terreno de cimentación y sobre las precauciones a tomar para condiciones geomorfológicas particulares en zona sísmica:

- Evitar construir edificios en proximidad de fallas activas.
- Verificar la estabilidad de pendientes y escarpadas, antes de construir sobre ellas.
- Valorar el riesgo posible de licuefacción en el caso en el que los terrenos de cimentación contengan estratos granulares sueltos por debajo del nivel freático (se dan indicaciones detalladas de cómo realizar las pruebas). Si el terreno resulta susceptible de licuar y sus consecuencias se juzgan que son capaces de afectar a la capacidad portante o a la estabilidad de las cimentaciones, se sugieren intervenciones de consolidación del terreno por medio de compactación o bien trabajos de drenaje para reducir la presión intersticial o también, por último, la utilización de cimentaciones sobre pilotes (con las oportunas precauciones) para transferir las cargas del edifi-

cio sobre estratos de terreno más estables.

- Tener en cuenta la susceptibilidad del terreno a la densificación y a sufrir asentos excesivos causados por esfuerzos cíclicos, fenómeno que se verifica en particular cuando existen grandes "bolsas" de terreno suelto no saturado en poca profundidad o bien para terrenos constituidos por arcillas flojas que puedan sufrir fenómenos de degradación cíclica de la resistencia.
- Ejecutar siempre ensayos de terreno antes de realizar una obra, buscando obtener suficientes datos geológicos y geotécnicos.
- Tener en cuenta la independencia de las propiedades dinámicas del terreno desde el punto de vista del nivel deformativo.
- Buscar el tener un único tipo de cimentación para un mismo edificio, evitando por ejemplo la combinación de cimentaciones por zapatas, con cimentaciones por pilotes.

3.3. Respuesta Sísmica de las Estructuras

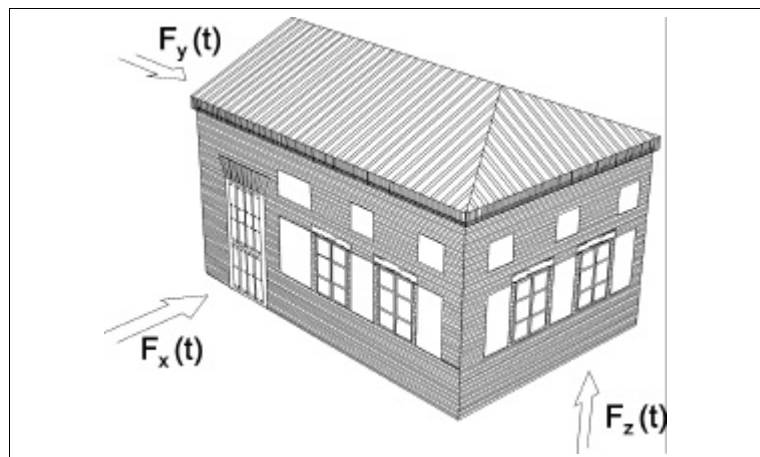
3.3.1. Fuerzas sísmicas sobre los edificios

Los movimientos del terreno durante un terremoto producen sobre los edificios solicitaciones cuyos efectos pueden ser estudiados considerando los edificios sometidos a la acción de fuerzas sísmicas (ficticias) proporcionales a las masas de la estructura.

Las fuerzas sísmicas que actúan sobre un edificio pueden ser descompuestas en tres componentes ortogonales: una vertical F_z y dos horizontales F_x e F_y (**Figura 3.15**). En general la verificación sísmica de los edificios es realizada considerando principalmente las fuerzas horizontales producidas por el seísmo. Los edificios de hecho son proyectados para resistir bien las acciones verticales, mientras que pueden ser menos adecuados para resistir cargas horizontales. Además, es necesario tener en cuenta el hecho de que las frecuencias propias verticales de las estructuras no son en general tales como para producir sensibles amplificaciones de las oscilaciones imprimidas por el terreno, cuyas aceleraciones verticales muy rara vez superan el 30% de la aceleración de la gravedad. Habitualmente el incremento de la carga vertical que se deriva de dichas aceleraciones puede ser tolerado por los márgenes de seguridad normales adaptados en el diseño estructural de los edificios ante cargas verticales. Sólo en casos particulares las acciones sísmicas verticales pueden producir incrementos significativos de las acciones normales en los elementos resistentes verticales, como sucede en el caso de excentricidad entre el punto de aplicación de las fuerzas sísmicas verticales (baricentro) y el centro de rigidez del edificio. Las normativas (EC8) obligan a tener en cuenta las acciones sísmicas verticales sólo en los siguientes casos: luces elevadas

(mayores de 10 m), voladizos y elementos pretensados horizontales, y pilastras que apoyen sobre vigas. En todos los demás casos la comprobación sísmica de los edificios es llevada a cabo teniendo en cuenta sólo los dos componentes horizontales del terremoto. Estos se consideran por separado y sus efectos deben ser combinados posteriormente de modo adecuado.

La respuesta de una estructura a las acciones sísmicas depende de sus características dinámicas. Por ello la determinación de los efectos del terremoto sobre las estructuras necesita de un estudio dinámico del problema, que en muchos casos es largo y complejo. En los



Por efecto del terremoto los edificios están sujetos a solicitaciones que pueden ser atribuidas a la acción de fuerzas sísmicas (ficticias). Tales fuerzas se pueden descomponer en dos componentes horizontales y una vertical. En general, los edificios están preparados para soportar bien las componentes sísmicas verticales mientras que deben ser verificados con más atención para las acciones horizontales.

Fig. 3.15.
Componentes de la
solicitación de carácter
sísmico



párrafos siguientes se recordarán algunos conceptos básicos de la dinámica estructural y de la ingeniería sísmica útiles para los fines del estudio y de la verificación sísmica de los edificios. Se dará una particular atención a los edificios de muros de carga, cuyo comportamiento dinámico no siempre puede ser esquematizado por medio de simples modelos de cálculo.

3.3.1.1. Resistencia sísmica

La resistencia sísmica de un edificio depende de numerosos factores como son la tipología y la forma estructural, las características de los materiales y el cuidado en la ejecución de los detalles estructurales. Entre estos, la forma del edificio asume notable importancia en cuanto a los fines de su resistencia sísmica. De hecho, formas arquitectónicas complejas, luces elevadas, irregularidad en la disposición de los elementos portantes, fuertes asimetrías estructurales, pueden ser la causa, además de la notable dificultad en el estudio del comportamiento dinámico completo de la estructura, también de una amplificación de los daños sísmicos sobre algunas partes o sobre el edificio completo. Las Normativas dan particular importancia a la elección de la forma del edificio, que debería respetar lo más posible los criterios de simplicidad estructural, simetría y regularidad, ya sea en planta o en alzado.

Una especial importancia, a efectos de la resistencia sísmica de un edificio, debe de ser atribuida a los materiales de construcción. Los materiales con los que se construye en zona sísmica deberían ser de elevada durabilidad, elevada amortiguación, elevada relación entre la resistencia y peso, y deberían permitir una fácil ejecución de las conexiones estructurales. El acero y el hormigón armado, por ejemplo, son materiales óptimos para construir en zona sísmica.

El muro de carga tradicional, sin embargo, no siempre constituye una buena elección porque, si bien posee unos elevados valores de

amortiguamiento, en la práctica es poco dúctil y puede tener una baja relación entre resistencia y peso. En cualquier caso, no se puede decir a priori que una estructura tradicional realizada con muros portantes no es adecuada para resistir acciones sísmicas. Si el edificio murario de hecho ha sido ejecutado con buenos materiales (ladrillo y mortero de buena calidad), si sus paredes han sido eficazmente unidas entre sí y existen buenos elementos rigidizadores horizontales, constituidos por ejemplo con buenos forjados de hormigón armado, el conjunto puede tener una buena resistencia sísmica. Bien diferente es el caso de edificios realizados con materiales ordinarios, carentes de conexiones entre los muros ortogonales y de adecuadas rigidizaciones horizontales. Pensemos por ejemplo en edificios, todavía presente en algunos centros históricos, contruidos con adobes unidos entre sí con un pésimo mortero o incluso puestos en obra en seco, con muros mal unidos entre sí y forjados de madera poco rígidos.

3.3.2. Características dinámicas de las estructuras

Con objeto de estudiar su comportamiento dinámico, las estructuras reales son a menudo esquematizadas como sistemas discretos constituidos por un cierto número de masas unidas entre sí y al terreno a través de muelles y amortiguadores. Los muelles representan el comportamiento de los elementos elásticos que unen las masas, mientras que los amortiguadores permiten tener en cuenta la disipación de energía durante el movimiento. Las posibilidades de movimiento que tienen las masas son los grados de libertad del sistema.

Sistemas con un grado de libertad

El sistema dinámico más sencillo es un oscilador con un grado de libertad, cuyo movimiento puede ser descrito por un solo parámetro en función del tiempo. El oscilador elástico con un grado de libertad se denomina *Oscilador Simple* y puede ser esquematizado como una masa unida al terreno por medio de un muelle de rigidez k y un amortiguador lineal con coeficiente de amortiguamiento b (Figura 3.16.a).

A menudo también las estructuras complejas pueden ser esquematizadas, en una primera aproximación, a través de un modelo simple a un único grado de libertad. De hecho se puede recurrir al esquema del oscilador simple todas las veces que se tenga un sistema estructural con una masa predominante cuyas oscilaciones pueden ser descritas a través de un único parámetro. La Figura 3.16 muestra algunos ejemplos de sistemas que se pueden esquematizar como osciladores simples. Esta aproximación permite obtener de forma simple, veloz y significativa, algunas informaciones preliminares sobre el comportamiento dinámico de sistemas complejos y, algunas veces, también se puede utilizar como esquematización definitiva. El estudio de los sistemas de un solo grado de libertad, además, es fundamental para el análisis dinámico de los sistemas discretos con más grados de libertad y de sistemas continuos (con infinitos grados de libertad).

En la dinámica estructural tiene especial interés el oscilador simple representado en la Figura 3.17. Este sistema reproduce, de manera bastante real, el comportamiento dinámico de un edificio de planta baja constituido por pilares con una rigidez global k y por vigas y forjado con una masa total M . En esta esquematización se supone que los pilares son axialmente indeformables y que su masa es irrelevante respecto a la de las vigas y forjado. Se supone además, que estos últimos son rígidos axialmente y desde el punto de vista de la flexión. Bajo esta hipótesis, el sistema, sujeto a acciones horizontales (sísmicas), tiene un comportamiento denominado *shear type*, similar en la práctica a aquel que

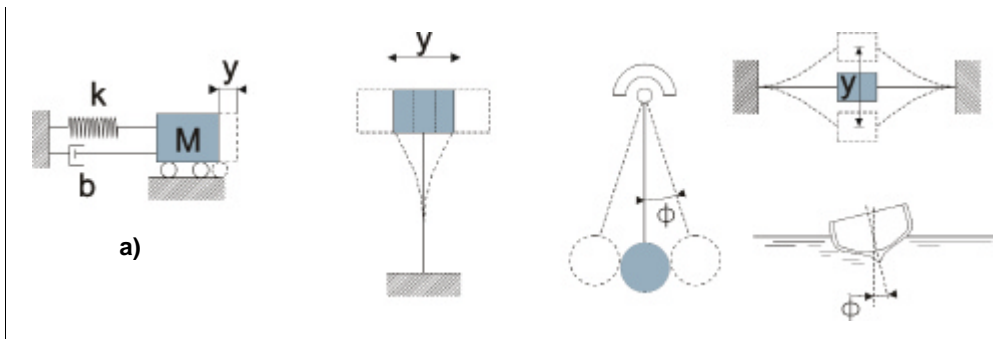


Fig 3.16
Esquema de un oscilador simple y ejemplos de sistemas reales esquematizables como osciladores simples



Fig. 3.17.
Esquema dinámico de un edificio de una planta. (Shear Type)

$y(t)$ Desplazamiento relativo de la masa

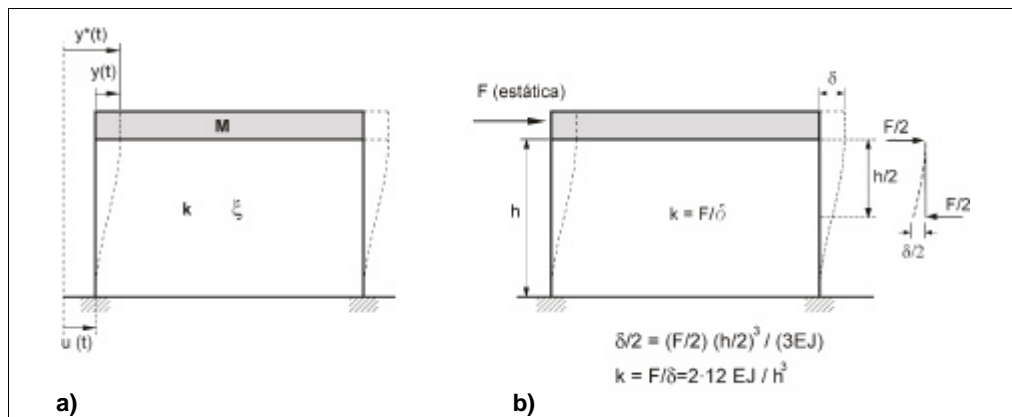
$y^*(t)$ Desplazamiento total (absoluto)

$u(t)$ Desplazamiento del terreno

M Masa del oscilador

K Rigidez de los pilares

x Amortiguamiento



a) Esquematización del comportamiento dinámico de un edificio de una planta por medio de un oscilador simple con masa M concentrada en el nivel del forjado. Si se supone que los pilares son axialmente inextensibles y que el forjado es rígido, bajo la acción de una fuerza horizontal el sistema se deforma como en la figura (shear type). En el caso de un edificio rigidamente unido al terreno, sometido al movimiento sísmico $u(t)$, la masa M sufre un desplazamiento relativo $y(t)$, respecto al terreno, y un desplazamiento absoluto $y^*(t)=u(t)+y(t)$, respecto de un sistema de referencia fijo (inercial).

b) La rigidez k del oscilador se determina aplicando una fuerza estática horizontal F sobre la masa y calculando la relación entre la fuerza F y el desplazamiento δ de la masa, $K=F/\delta$.

tendría un elemento sujeto a esfuerzos de cortante.

Sistemas con más grados de libertad

A menudo la descripción de una estructura real gracias a un modelo sencillo con un grado de libertad no es suficiente para estudiar el comportamiento dinámico. Se puede, entonces, recurrir a la esquematización de la estructura a través de un sistema con más grados de libertad. Puesto que las estructuras reales son continuas, para modelar de forma real su comportamiento, se deberían utilizar sistemas continuos con masa y elasticidad distribuidas y un número finito de grados de libertad. En la práctica, no obstante, se ha visto que incluso modelos con un número bastante reducido de grados de libertad pueden darnos resultados dignos de atención. Los edificios con más de un piso, por ejemplo, pueden ser esquematizados como sistemas con un número de grados de libertad igual al número de planos (**Figura 3.18**). También en este caso se supone que el edificio tiene un comportamiento *shear type*, análogo a aquel

del edificio de una sola planta (**Figura 3.17.a**). La masa M_i de cada planta se supone concentrada en el nivel del forjado, axialmente inextensible y rígido en cuanto a flexión. Los pilares en cambio pueden deformarse sólo mediante flexión. Bajo tales hipótesis, cada masa tiene como único grado de libertad el desplazamiento horizontal $q_i(t)$. Las coordenadas $q_i(t)$ representan los desplazamientos relativos de las masas y son asumidos como parámetros para describir el movimiento del sistema (coordenadas generalizadas).

Es necesario observar que la esquematización de los edificios según los modelos de la **Figura 3.17.a** y de la **Figura 3.18.a** se basa en la hipótesis de elementos verticales con masa irrelevante y de forjados suficientemente rígidos. Ésta por tanto constituye una buena aproximación del comportamiento dinámico de edificios de pórticos, de hormigón armado o de acero, en los que la masa de los pilares se puede efectivamente obviar respecto a la masa del forjado. En el caso de edificios de muros portantes estos modelos pueden resultar menos realistas, en cuanto que la masa de los pilares verticales no siempre

puede despreciarse respecto a la masa del forjado, y los forjados a su vez no siempre son suficientemente rígidos. Todo ello por el hecho de que los elementos verticales tienen dimensiones, y por tanto, un peso notable, y porque a menudo los forjados de los antiguos edificios murarios han sido ejecutados con madera y por tanto son ligeros y poco rigidizadores. Estudiar los edificios de muros portante concentrando las masas (las fuerzas) al nivel de los forjados, no sería lícito. Sólo en el caso en el que tuviéramos edificios de muros de carga con forjados rígidos de hormigón armado se podría, como primera aproximación, adoptar los modelos *shear type*.

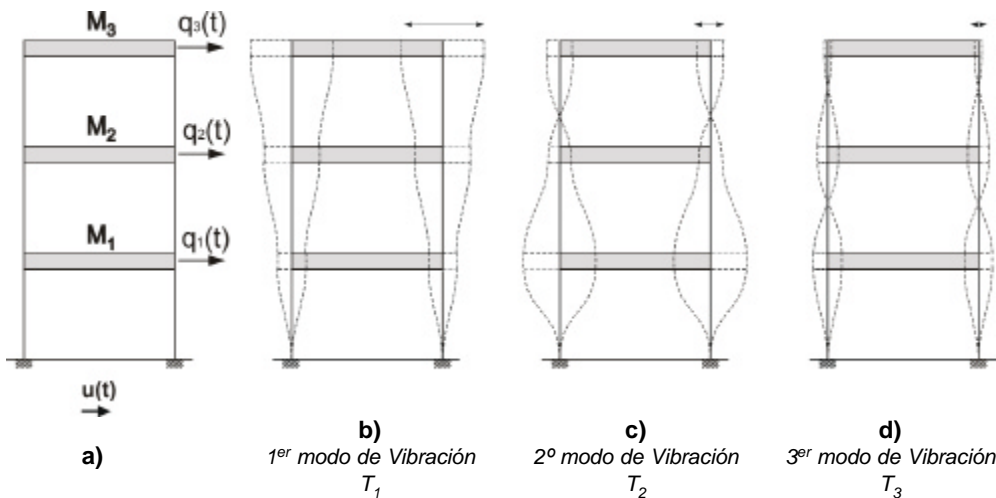
las estructuras es elástico, lineal, y por tanto los desplazamientos son directamente proporcionales a las fuerzas aplicadas, siendo la constante de proporcionalidad la propia rigidez de la estructura. Es necesario observar que para elevados niveles de esfuerzo el comportamiento de las estructuras deja de ser elástico lineal y la rigidez no se mantiene constante sino que tiende a disminuir con el fenómeno llamado degradación de la rigidez. Puesto que se está considerando el comportamiento elástico de las estructuras, este fenómeno no será por el momento considerado.

Rigidez del sistema con un grado de libertad

3.3.2.1. Rigidez estructural

La determinación de la rigidez representa un paso fundamental para la caracterización dinámica de una estructura, porque permite calcular el período propio de oscilación de la estructura y conocer las fuerzas de tipo elástico que se oponen al movimiento. Para pequeños desplazamientos el comportamiento de

En el caso de sistemas con un sólo grado de libertad, la rigidez k se define como $k = F / \delta$ donde F es una fuerza cualquiera estática aplicada a la masa M y δ el desplazamiento que la masa sufre por efecto de aquella fuerza (**Figura 3.17.b**). La rigidez depende de las características geométricas y elásticas de la estructura pero no depende del valor de la



a) Esquema *shear type* para el estudio del comportamiento dinámico de un edificio de pórticos con tres plantas. Las masas se suponen concentradas en el nivel de los forjados en cada planta. Cada masa posee un único grado de libertad (desplazamiento horizontal) que es descrito por las coordenadas generalizadas $q_i(t)$.

b, c, d) Modos principales de vibración del sistema en el que T_1 , T_2 y T_3 son los periodos propios del sistema, verificándose que $T_1 > T_2 > T_3$

Fig. 3.18.
Esquema dinámico de una estructura de pórticos con tres plantas (shear type)



fuerza estática aplicada. Ésta puede ser calculada analíticamente o determinada experimentalmente aplicando a la estructura real una fuerza en la dirección del grado de libertad y midiendo el desplazamiento producido. En el caso del pórtico de la **Figura 3.17** la rigidez se puede calcular analíticamente como:

$$k = 2 * 12 \frac{EJ}{h^3} \quad (3.8)$$

siendo $12 EJ / h^3$ la rigidez de cada pilar. En la (3.8) E , h y J son respectivamente el módulo elástico del material, la altura de los pilares y el momento de inercia de su sección. Una estructura espacial habrá en realidad cuatro pilastras que sostengan el forjado. Para tenerlo en cuenta es suficiente con doblar el valor obtenido en la (3.8).

Rigidez de sistemas con más grados de libertad

En el caso de sistemas con más de un grado de libertad la rigidez es una matriz $[C]$, cuadrada y simétrica con un número de filas y columnas igual al número de grados de libertad del sistema:

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1n} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{n1} & c_{n2} & \dots & c_{nn} \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

Los términos c_{ij} de la matriz de rigidez se hallan disponiendo vínculos en cada grado de libertad de las masas y calculando las reacciones que permiten el equilibrio de la estructura, cuando se suponen una cesión unitaria uno a uno en todos los vínculos.

Rigidez de un elemento murario

En los edificios de muros portantes los ele-

mentos que resisten las cargas sísmicas horizontales son las paredes de carga en su plano, (ver § 3.3.6.1). Las partes resistentes de dichos muros son las tiras verticales carentes de aperturas, que podemos llamar *machones*. En la **Figura 3.19**, se han indicado los machones en un edificio de una planta y en un edificio de dos plantas. A la hora de indicar los machones en la figura, se ha supuesto que las partes de muro sobre y bajo las ventanas sean de espesor reducido respecto al resto del lienzo. Si el espesor del muro se mantiene, por el contrario, constante bajo las ventanas, los machones murarios adyacentes deben ser considerados con una altura inferior al de la altura libre hasta el forjado, puesto que en tal caso, la franja horizontal de muro que se halla bajo la ventana constituye un vínculo asimilable a un empotramiento, para el machón murario.

En el rango lineal, suponiendo que todos los machones de una misma planta sufran, por efecto de una fuerza horizontal F , el mismo desplazamiento δ (hipótesis satisfecha si los forjados son suficientemente rígidos y transmiten la fuerza horizontal a los machones) el i -ésimo machón murario tiene una rigidez k_i debida a dos contribuciones: uno ligado a la deformabilidad bajo flexión, y el otro a la deformabilidad bajo esfuerzos cortantes (no despreciable) del muro:

$$\frac{1}{k_i} = \frac{h_i^3}{12EJ_i} + \frac{1.2h_i}{GA_i} \quad (3.10)$$

En la (3.10) E es el módulo de elasticidad longitudinal (de Young) y G el módulo de elasticidad transversal (a cortante) del material, A_i y J_i son respectivamente el área y el momento de inercia de la sección transversal del i -ésimo machón y h_i su altura. Es preciso observar que en el caso de edificios de muros de carga la determinación de los valores reales de los módulos elásticos E y G requiere una particular atención. Los valores de dichos módulos, de hecho, pueden variar enormemente al variar el tipo de muro (ver § 3.3.6.2). La rigidez global de cada piso del edificio se

puede obtener como la suma de las contribuciones de todos los machones de aquel piso. El conocimiento de la rigidez de los machones de un edificio de muros de carga permite por un lado calcular el período propio de la estructura (§ 3.3.2.3), y por otro distribuir la acción sísmica entre los diferentes elementos murales (§ 3.3.5.2).

3.3.2.2. Amortiguamiento estructural

La introducción del amortiguamiento en los sistemas dinámicos permite tener en cuenta los fenómenos disipativos de diferente naturaleza que tienen lugar durante el movimiento (fricciones externas e internas, imperfecciones de las uniones, etc.). Las características de amortiguamiento de los sistemas reales son en realidad muy complejos y difíciles de definir. Por simplicidad se supone en la práctica un comportamiento lineal de las fuerzas amortiguadoras.

Amortiguamiento en los sistemas con un grado de libertad

En el caso de osciladores con un solo grado de libertad, se supone que el sistema se opone al movimiento con una fuerza proporcional a la velocidad de la masa, a través de un coeficiente b llamado coeficiente de amor-

tiguamiento. El coeficiente de amortiguamiento se halla unido al factor de amortiguamiento x de la estructura por la relación:

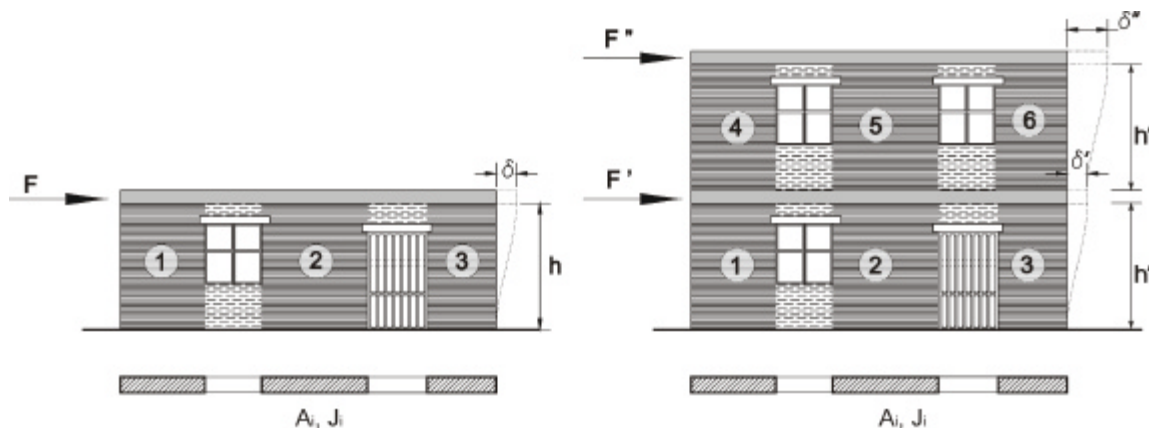
$$b = 2 M w x \quad (3.11)$$

donde w es la pulsación propia del oscilador. El factor de amortiguamiento x es una medida adimensional que depende del tipo de estructura. El valor de x puede ser hallado fácilmente por medio del diagrama de las oscilaciones libres^{3,4} (**Figura 3.20**). En las estructuras civiles comunes el factor de amortiguamiento es siempre bastante bajo, y en cualquier caso menor de 1. Si $\xi < 1$ el sistema desplazado de su posición de equilibrio y posteriormente dejado libre, oscila con oscilaciones que se reducen en amplitud, hasta recuperar su posición original de reposo (**Figura 3.20**). Los valores de ξ se expresan generalmente como porcentajes de la amortiguación crítica, dado por $2M\omega$ (Por ejemplo $\xi=0.01$ se puede expresar como $\xi=1\%$). En la **Tabla 3.9** se reflejan algunos valores típicos del factor de amortiguamiento ξ para diferentes tipos de estructuras y para dos niveles de esfuerzo.

Fig. 3.19
Rigidez de un paño de fábrica

La rigidez de un muro de carga se halla considerando la rigidez de todos los machones, que constituyen los elementos resistentes a las fuerzas horizontales.

^{3,4} El factor de amortiguamiento se puede obtener una vez dado el diagrama de las oscilaciones libres, calculando el logaritmo en base natural de la relación r entre las amplitudes de dos máximos consecutivos. Para bajos valores de amortiguamiento ($\xi < 1$), se deriva que $\ln(r) \approx 2\pi\xi$, por lo que se puede deducir el valor de ξ .



Amortiguamiento en los sistemas con varios grados de libertad

Para los sistemas con más grados de libertad se introduce una matriz de amortiguamiento $[D]$ que se construye en general a base de notables aproximaciones. Análogamente al caso con un grado de libertad, se supone que las fuerzas amortiguadoras que se oponen al movimiento de las masas son proporcionales a la velocidad de éstas, por medio de la matriz de amortiguamiento :

$$[D] = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & \dots & d_{1n} \\ d_{21} & d_{22} & \dots & d_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ d_{n1} & d_{n2} & \dots & d_{nn} \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

de libertad es desplazado de su posición de equilibrio y luego dejado libre, comienza a oscilar con oscilaciones armónicas de período T . Durante el movimiento el intervalo de tiempo T entre un máximo y el siguiente se mantiene constante y representa una magnitud característica del oscilador llamada período propio.

El período propio de un oscilador con un grado de libertad está ligado a la rigidez k , y a la masa M , por medio de la siguiente relación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}} \quad (3.13)$$

La relación (3.13) muestra que el período propio aumenta cuando aumenta la masa M y disminuye al aumentar la rigidez k del oscilador. Al período propio se hallan ligadas otras dos magnitudes fundamentales. La primera es la frecuencia propia del sistema f , dada por el inverso del período $f=1/T$, y que representa el número de oscilaciones completas que son cumplidas por el sistema en la unidad de tiempo.

3.3.2.3. Períodos propios de oscilación

Período propio de un sistema con un grado de libertad

Si un sistema no amortiguado con un grado

Tabla 3.9
Valores del factor de amortiguamiento

(Design Earthquake Resistant Structures, 1980 y Calvi, 1998)

Nivel de esfuerzo	Tipo de estructura	Amortiguamiento α
Muy por debajo del límite elástico	Acero soldado, hormigón armado pretensado, hormigón armado (ligeramente fracturado)	2 - 3 %
	Hormigón armado muy fracturado	3 - 5 %
	Acero roblonado o atornillado, estructuras de madera con clavos o tornillos	5 - 7 %
	Muros	3 - 5 %
Próximos o llegados al límite elástico	Acero soldado, hormigón armado pretensado (con un residuo de compresión)	5 - 7 %
	Hormigón armado pretensado (con pérdida completa de la pre-compresión)	7 - 10 %
	Hormigón armado	7 - 10 %
	Acero roblonado o atornillado, estructuras de madera con clavos o tornillos	10 - 15 %
	Estructuras de madera clavadas	15 - 20 %
	Muros que colapsan por flexión (Calvi, 1998)	15 %
	Muros que colapsan por esfuerzos de cortante (Calvi, 1998)	10 %

po. La segunda es la pulsación propia o frecuencia angular ω del oscilador. La pulsación propia está relacionada al período propio por la relación:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (3.14)$$

Períodos propios de sistemas con más grados de libertad

Los sistemas con más grados de libertad tienen tantos períodos propios como grados de libertad. Si n es el número de grados de libertad, el sistema tiene n períodos propios. A cada período propio del sistema corresponde un modo principal de vibración. Un modo principal de vibración es una oscilación libre concreta del sistema con la que las masas oscilan con movimiento armónico, todas con el mismo período propio y en fase entre sí, es decir, alcanzan todas en el mismo instante los valores máximos de desplazamiento o la posición de reposo. Durante un modo principal de vibrar genérico, digamos el i -ésimo, las oscilaciones de las masas suceden según la siguiente ley:

$$\begin{aligned} q_1^{(i)}(t) &= \psi_1^{(i)} \sin(\omega_i t + \varphi_i) \\ q_2^{(i)}(t) &= \psi_2^{(i)} \sin(\omega_i t + \varphi_i) \\ &\dots\dots\dots (3.15)_1 \\ q_n^{(i)}(t) &= \psi_n^{(i)} \sin(\omega_i t + \varphi_i) \end{aligned}$$

que de forma compacta se puede escribir como:

$$\{q^{(i)}\} = \{\psi^{(i)}\} \sin(\omega_i t + \varphi_i) \quad (3.15)_2$$

donde ω_i es la frecuencia propia del modo i -ésimo, $\{q^{(i)}\}$ es un vector que contiene todos los desplazamientos $q_i(t)$ de las n masas del sistema, mientras $\{\psi^{(i)}\}$ es el vector forma que proporciona la forma del i -ésimo modo principal de vibrar. En las **Figuras 3.18.b, 3.18.c y 3.18.d**, se representan los modos principales de vibración de un entramado con tres grados

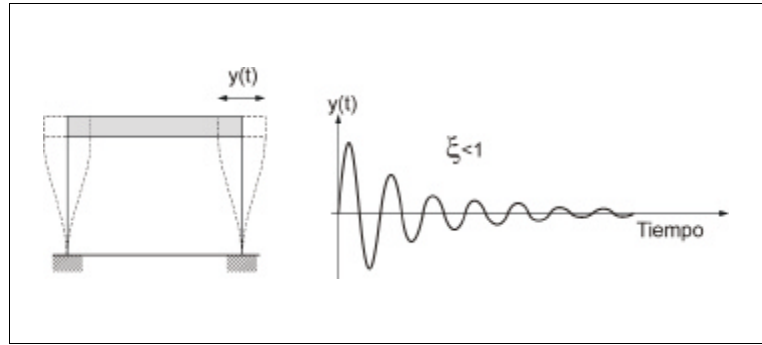


Fig. 3.20
Oscilador simple amortiguado

Oscilaciones libres de un oscilador simple amortiguado (pequeña amortiguación, $\xi < 1$)

de libertad. Los valores de los desplazamientos máximos alcanzados por las masas durante un modo principal de vibración depende de las condiciones iniciales del movimiento (desplazamientos y velocidades en el tiempo $t=0$), pero la deformada de la estructura durante aquel modo principal (*forma del modo principal*) es siempre la misma y será suficiente conocer el valor del desplazamiento máximo de una de las masas para conocer los desplazamientos de todas las demás, que están ligadas entre sí por la forma del modo. Al primer modo principal de vibrar está asociado el período propio T_1 , llamado *período fundamental*, que es el período propio más grande de la estructura. Con los modos principales más elevados los valores de los períodos propios disminuyen y la forma del modo se vuelve más complicada mostrando siempre más nudos (puntos en los que el desplazamiento se anula) e inversiones de signo de los desplazamientos, como muestra la **Figura 3.18**. Las oscilaciones libres de un sistema con más grados de libertad ocurren según una combinación de todos los modos principales de vibrar y tienen en general una evolución bastante desordenada. En cualquier caso, si se dan las oportunas condiciones iniciales es posible hacer vibrar la estructura también según uno solo de los modos principales de vibración.

El conocimiento de los modos principales de vibración es fundamental en el estudio de los sistemas con más grados de libertad. En particular, éste permite en el caso sísmico extender el método del espectro de respuesta a los sistemas con más grados de libertad como se

verá en el § 3.3.4.

Para determinar los períodos propios de un sistema con más grados de libertad, deben determinarse sobre todo las frecuencias propias resolviendo la siguiente ecuación de grado n en ω^2 :

$$\det ([C] - \omega^2 [M]) = 0 \quad (3.16)$$

donde $[C]$ es la matriz de rigidez del sistema y $[M]$ es la matriz de las masas. Si se considera un entramado con más de una planta esquematizado como el de la **Figura 3.18.a**, y se eligen como coordenadas generalizadas los desplazamientos horizontales de las masas, $[M]$ es una matriz diagonal con los elementos de la diagonal iguales a las masas M_1, M_2, \dots, M_n . Desarrollando los sencillos cálculos matriciales que aparecen entre paréntesis en el primer miembro de la (3.16) se obtiene una matriz, cuyo determinante será un polinomio de grado n en la incógnita ω_i^2 . Igualando a cero dicho polinomio se pueden encontrar las n raíces $(\omega_1)^2, (\omega_2)^2, \dots, (\omega_n)^2$. Se obtienen así las n frecuencias propias ω_i del sistema. Los períodos propios T_i del sistema se obtienen fácilmente de las ω_i aplicando la relación (3.14).

Considerando el siguiente sistema de ecuaciones (en forma matricial):

$$([C] - \omega^2 [M]) \{\psi\} = 0 \quad (3.17)$$

y sustituyendo sucesivamente en éste sistema cada uno de los valores ω_i encontrados (*autovalores*), se obtienen los vectores forma $\{\psi^{(i)}\}$ (*autovectores*) que definen la forma del i -ésimo modo principal de vibrar.

Obsérvese que el sistema (3.17) es homogéneo y por tanto si $\{\psi\}$ es una solución, lo es también $\alpha \{\psi\}$ siendo α una constante arbitraria. Esto significa que la forma de los modos de vibrar resulta fija pero su amplitud puede variar. Si se ordenan por columnas los autovectores en una matriz, se obtiene la matriz modal $[X]$:

$$[X] = \begin{bmatrix} \psi_1^{(1)} & \psi_1^{(2)} & \dots & \psi_1^{(n)} \\ \psi_2^{(1)} & \psi_2^{(2)} & \dots & \psi_2^{(n)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \psi_n^{(1)} & \psi_n^{(2)} & \dots & \psi_n^{(n)} \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

útil para desacoplar las ecuaciones del movimiento en el caso sísmico, ver § 3.3.4.

Cálculo simplificado del período propio de un edificio

Las normativas nos dotan en general de fórmulas simplificadas para la determinación del período propio de los edificios. La Norma Sismorresistente española (NCSE94) propone por ejemplo las siguientes fórmulas:

Edificios de muros de fábrica de ladrillo o bloques:

$$T = \frac{0.06 h \sqrt{\left(\frac{h}{2L + h}\right)}}{\sqrt{L}} \quad (3.19)$$

Edificios con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantallas rigidizadoras:

$$T = 0.09n \quad (3.20)$$

Edificios con pórticos de hormigón armado con la colaboración de pantallas rigidizadoras

$$T = 0.07 n \sqrt{\left(\frac{h}{B + h}\right)} \quad (3.21)$$

En éstas, h es la altura del edificio desde la superficie libre del terreno, n es el número de plantas, B es la dimensión de la estructura contra viento y L es la dimensión en planta en la dirección de la oscilación. Los valores de h , B y L se expresan en metros en las fórmulas

(3.19), (3.20), y (3.21). La normativa española precisa que dichas fórmulas simplificadas se puedan aplicar para edificios que respeten los siguientes requisitos:

- Número de plantas inferior a veinte.
- Altura del edificio sobre la rasante inferior a sesenta metros.
- Planta regular, sin entrantes ni salientes importantes.
- Soportes continuos hasta la cimentación, uniformemente distribuidos en planta y sin cambios bruscos de rigidez.
- Regularidad geométrica en planta y en altura.
- Excentricidad del centro de masas inferior al 10% de la dimensión en planta del edificio en cada una de las direcciones principales.

3.3.2.4. Ejemplos de cálculo de períodos propios

Para ofrecer al lector algunos ejemplos prácticos del cálculo del período propio de una estructura, a continuación se calculan los períodos propios de cuatro estructuras: un edificio de hormigón armado con comportamiento *shear type* (edificio de cortante), un edificio de una planta con muros de carga, un edificio con dos plantas de hormigón armado (*shear type*) y una estructura esbelta (torre) de muros portantes. Los resultados de estos ejemplos permitirán realizar algunas consideraciones generales interesantes sobre los períodos propios de los edificios.

Ejemplo 1. Pórtico de Hormigón Armado (Shear Type)

Consideramos un pórtico realizado en hormigón armado con pilares de sección cuadrada de lado $a=30\text{cm}$ y altura $h=300\text{cm}$, con un módulo de elasticidad $E=31000\text{kg/cm}^2$ (Figura 3.21).

El momento de inercia de cada pilar es de $J=a^4/12=67500\text{cm}^4$. Siguiendo la (3.8), la rigidez del pórtico con cuatro pilares viene dada por:



Fig. 3.21
Ejemplo 1. Cálculo del período propio de vibración de un pórtico de una planta de hormigón armado

$k = 4 \times 12 \times 310000 \times 67500 / 300^3 \cong 37200 \text{ kg/cm}$.
Supongamos entonces que la carga total sobre el forjado sea de $P=12\text{t}$. Siendo g la aceleración de la gravedad ($g=9.8\text{m/s}^2$), la masa M del oscilador vendrá dada por:

$$M = P/g = 12000 / 981 \cong 12 \text{ kg s}^2/\text{cm}$$

El período propio se obtiene fácilmente sustituyendo los valores de M y k en la (3.13) con la que se obtiene $T \cong 0.11 \text{ s}$. Utilizando la fórmula simplificada (3.20) propuesta por la normativa, se obtendría $T=0.09\text{s}$.

Ejemplo 2. Edificio de una planta con muros portantes

Consideramos un edificio de muros portantes con una sola planta y supongamos por simplicidad que las paredes que le dotan de la rigidez horizontal carezcan de aberturas, y por tanto cada pared sea un único machón. En la Figura 3.22 se ha representado la estructura elemental compuesta sólo por dos machones, útil a efectos del establecimiento de la rigidez de la estructura para acciones horizontales agentes en el plano de los machones. Sea el espesor de la pared $s=30\text{cm}$, su anchura $L=3\text{m}$ y su altura $h=3\text{m}$.

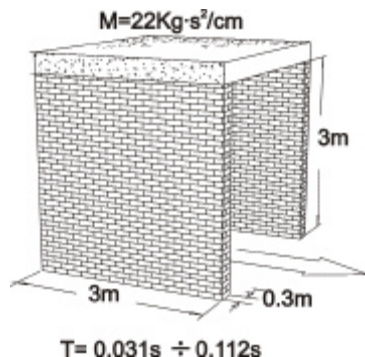
El área de la sección del machón es $A=s \cdot L=9000\text{cm}^2$ y el momento de inercia es $J=sL^3/12 = 67500000\text{cm}^4$. Supongamos que el forjado sea de hormigón armado y que su carga sea $P_s=12\text{t}$. La masa del forjado será por tanto $M \cong 12 \text{ kgs}^2/\text{cm}$.

En este caso es necesario considerar, al menos en parte, la masa de los muros que será sumada a la del forjado. Se puede calcular el peso total de las

Fig. 3.22.

Ejemplo 2. Cálculo del período propio de vibración de un edificio de una planta con muros portantes

Estructura elemental compuesta por dos machones, útil para el cálculo del período propio de un edificio simple de una planta con muros de carga



paredes de carga considerando esta vez también los muros ortogonales a la fuerza sísmica, que se suponen con una anchura de 3m. Si el peso específico del material que forma el muro es $\gamma=1800 \text{ kg/m}^3$, el peso de las cuatro paredes se puede calcular como $P_m=4 \times 1800 \times 0.30 \times 3 \times 3=19440 \text{ kg}$ y por ello la masa de las paredes es $M_m \cong 20 \text{ kg s}^2/\text{cm}$.

Suponiendo aproximadamente que el 50% de la masa de las paredes vaya a incrementar la masa del forjado, la masa dinámica global será $M \cong 22 \text{ kg s}^2/\text{cm}$.

Para determinar la rigidez k del edificio es necesario asignar valores a los módulos E y G . En § 3.3.6.2 se mostrará que estos valores pueden variar de manera relevante con cada tipo de muro. Para conseguir un rango de valores del período propio de los edificios de una planta de muros de carga, consideramos, entre los valores propuestos en § 3.3.6.2, una pareja de valores muy altos y una pareja de valores muy bajos de los módulos elásticos:

$$\begin{aligned} E &= 200000 \text{ kg/cm}^2 & y & & G &= 33333 \text{ kg/cm}^2 \\ E &= 15000 \text{ kg/cm}^2 & y & & G &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

La rigidez de cada pared se obtiene aplicando la fórmula (3.10) y resulta en el primer caso (valores elevados) $k_i = 731707 \text{ kg/cm}$ y en el segundo caso (valores más bajos) $k_i = 54878 \text{ kg/cm}$. La rigidez de las dos paredes paralelas que resisten a las fuerzas horizontales se obtendrá en los dos casos como $k=2 \cdot k_i$. En definitiva se tendrá que:

$$\begin{aligned} \text{para } E &= 200000 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } G = 33333 \text{ kg/cm}^2 \\ k &= 1463414 \text{ kg/cm y } T = 0.031 \text{ s.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{para } E &= 15000 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } G = 2500 \text{ Kg/cm}^2 \\ k &= 109756 \text{ kg/cm y } T = 0.112 \text{ s.} \end{aligned}$$

El período propio del edificio varía por tanto en un rango $T=0.031 \text{ } \underline{0.112 \text{ s}}$. Obsérvese que para valores más bajos del módulo elástico se obtienen perí-

odos más elevados.

Aplicando la fórmula simplificada (3.19) propuesta por las normativas se obtendría: $T=0.06 \text{ s}$. Este valor de período se obtiene por el primer método si se consideran valores de los módulos elásticos cercanos a $E \cong 50000 \text{ kg/cm}^2$ y $G \cong 8300 \text{ kg/cm}^2$.

Ejemplo 3. Entramado con dos plantas de hormigón armado (Shear type)

Consideramos un entramado de dos plantas de hormigón armado, con pilares todos iguales, de sección cuadrada y lado $a = 30 \text{ cm}$, altura $h = 300 \text{ cm}$ y un módulo de elasticidad $E = 310000 \text{ kg/cm}^2$ (Figura 3.23.a).

Se puede demostrar fácilmente que la matriz de rigidez de un entramado con pórticos de cortante (shear type) de dos plantas, viene dada por:

$$[C] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \quad (E.3)_1$$

donde $K_1 = 4 \times 12 E J_1 / h^3$ y $K_2 = 4 \times 12 E J_2 / h^3$ siendo J_1 y J_2 , los momentos de inercia respectivamente de cada uno de los pilares de la primera planta y de cada uno de los pilares de la segunda planta. Puesto que en las hipótesis de partida los pilares tienen todos la misma sección, tenemos que $J_1 = J_2 = a^4 / 12 = 67500 \text{ cm}^4$. Por ello $k_2 = k_1 = k$, y la matriz de rigidez del sistema se convierte simplemente en:

$$[C] = \begin{bmatrix} 2k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \quad (E.3)_2$$

con

$$k = 4 \times 12 \times 310000 \times 67500 / 3003 \text{ @ } 37200 \text{ Kg/cm}$$

Se ha visto además que si se eligen las coordenadas generalizadas coincidentes con los desplazamientos horizontales (Figura 3.23.b), la matriz de las masas es una matriz diagonal. En particular, si se supone por simplicidad que las masas de las dos plantas son iguales $M_1 = M_2 = M = 15 \text{ kg s}^2/\text{cm}$, los términos de la diagonal resultan todos iguales y la matriz de las masas vendrá dada por:

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & M \end{bmatrix} \quad (E.3)_3$$

Para obtener los períodos propios del sistema es necesario en este punto resolver la ecuación (3.16), que en este caso se convierte en:

$$\omega^4 - \frac{3k}{M}\omega^2 + \frac{k^2}{M^2} = 0 \quad (E.3)_4$$

Obsérvese que, puesto que el sistema estudiado tiene dos grados de libertad, el primer miembro de la ecuación (3.16) se transforma en un polinomio de segundo grado en ω^2 . Resolviendo la ecuación (E.3)₄ y tomando sólo las raíces positivas de ω , se obtienen las frecuencias propias:

$$\omega_1 = 0.618 \sqrt{\frac{k}{M}} \quad (E.3)_5$$

$$\omega_2 = 1.618 \sqrt{\frac{k}{M}}$$

Gracias a la relación (3.14), de las expresiones (E.3)₅ se obtienen fácilmente las expresiones de los períodos propios:

$$T_1 = 10.166 \sqrt{\frac{M}{k}} \quad (E.3)_6$$

$$T_2 = 3.883 \sqrt{\frac{M}{k}}$$

Sustituyendo en (E.3)₆ los valores M y k del entramado de estudio se obtienen en definitiva $T_1=0.2$ s y $T_2=0.08$ s. Con la fórmula simplificada (3.20) propuesta por la normativa, se obtendría para el período fundamental $T_1=0.18$ s, es decir, un valor un poco inferior respecto al efectivo.

Para obtener la forma de los modos principales de vibrar del entramado, es necesario resolver el sistema (3.17) que, en el caso que nos ocupa, se convierte en:

$$\begin{cases} (2k - M\omega^2)\psi_1 - k\psi_2 = 0 \\ -k\psi_1 + (k - M\omega^2)\psi_2 = 0 \end{cases} \quad (E.3)_7$$

Sustituyendo en el sistema (E.3)₇ los valores ω_1 y ω_2 que aparecen en la (E.3)₅ se obtienen, tras algunos pasos, respectivamente los sistemas:

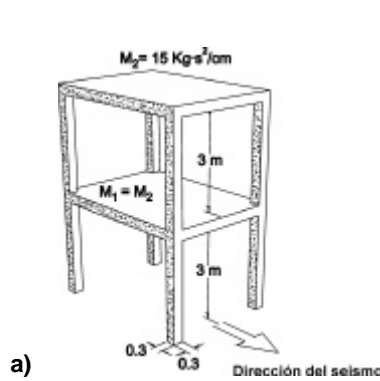
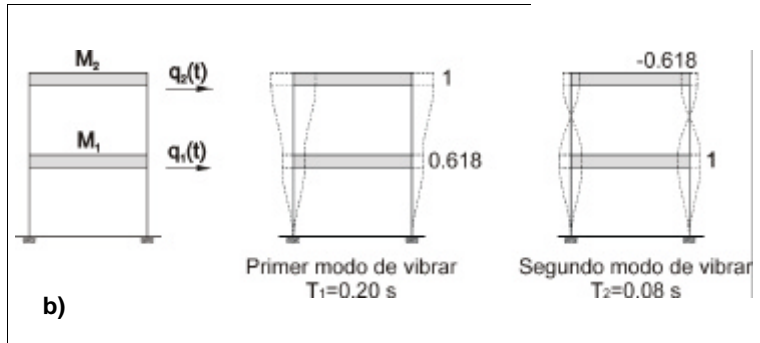


Fig. 3.23
Ejemplo 3. Cálculo de los períodos propios de una estructura de dos plantas, de hormigón armado



1º modo de vibración (ω_1):

$$\begin{cases} 1.618\psi_1^{(1)} - \psi_2^{(1)} = 0 \\ -\psi_1^{(1)} + 0.618\psi_2^{(1)} = 0 \end{cases} \quad (E.3)_8$$

2º modo de vibración (ω_2):

$$\begin{cases} -0.618\psi_1^{(2)} - \psi_2^{(2)} = 0 \\ -\psi_1^{(2)} - 1.618\psi_2^{(2)} = 0 \end{cases} \quad (E.3)_9$$

Se puede observar que las dos ecuaciones que aparecen en el sistema (E.3)₈ y en el sistema (E.3)₉ no son independientes entre sí. Como se ha dicho anteriormente, de hecho los dos sistemas resultan ser homogéneos y de ellos se puede deducir sólo que es constante la relación entre los dos elementos de cada autovector:

1º modo de vibración

$$\frac{\psi_1^{(1)}}{\psi_2^{(1)}} = 0.618 \quad (E.3)_{10}$$



2º modo de vibración:

$$\frac{\psi_2^{(2)}}{\psi_1^{(2)}} = -0.618$$

En general se establece igual a 1 una de las dos coordenadas y con ello se normaliza el autovector respecto a dicha coordenada. En el caso considerado, si se normaliza el primer autovector respecto a ψ_2 y el segundo respecto a ψ_1 , se obtienen los dos autovectores:

1ºr modo de vibración:

$$\left\{ \psi^{(1)} \right\} = \begin{Bmatrix} 0.618 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (E.3)_{11}$$

2º modo de vibración:

$$\left\{ \psi^{(2)} \right\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -0.618 \end{Bmatrix} \quad (E.3)_{12}$$

Tal y como puede verse, el segundo modo presenta una inversión de signo. En la **Figura 3.23.b** se han representado los primeros dos modos principales de vibrar de la estructura de dos plantas. La matriz modal dada por la expresión (3.18), en el presente caso se convierte en:

$$[X] = \begin{bmatrix} 0.618 & 1 \\ 1 & -0.618 \end{bmatrix} \quad (E.3)_{13}$$

Ejemplo 4: Estructura esbelta de fábrica

Consideramos una estructura esbelta de fábrica, por ejemplo una torre de 30 m de altura, con sección cuadrada hueca de 3m de lado y 45 cm de espesor (**Figura 3.24.a**).

Sea el módulo elástico de la fábrica $E=50000\text{kg/cm}^2$, el momento de inercia de la sección $J= (300^4/12) - (210^4/12) = 512932500\text{cm}^4$ y el área de la sección horizontal $A=24975\text{ cm}^2 \approx 2.50\text{ m}^2$.

Si el peso específico de la fábrica es $\gamma=1800\text{kg/m}^3$ la masa por unidad de longitud será $\mu= \gamma A/g = 1800 \times 2.50/9.81 = 458\text{kg s}^2/\text{m}^2 = 458\text{kg s}^2/\text{m}^2 = 0.0458\text{kg s}^2/\text{cm}^2$ mientras que la masa total es $M=\mu h \approx 137.4\text{kg s}^2/\text{cm}$.

La torre es una estructura continua con infinitos grados de libertad, que se puede esquematizar como una viga empotrada en su base. El número de períodos propios de dicha estructura es infinito, como el número de grados de libertad. De todas formas, en una primera aproximación, se puede considerar la respuesta de la estructura como la debida sólo al primer modo principal de vibrar, que en general será el predominante en condiciones sísmicas. La forma del primer modo de vibrar se ha representado en la **Figura 3.24.b**. El valor del período propio relativo al primer modo de vibrar de una viga empotrada (período fundamental) se puede obtener a través de la fórmula (Harris & Crede, 1961):

$$T_1 = \frac{2\pi}{(1.875)^2} \sqrt{\frac{\mu h^4}{EJ}} \quad (E.4)_1$$

Sustituyendo en la (E.4)₁ los valores de h , μ , E y J obtenidos en el caso de estudio, se logra el período fundamental de la estructura $T_1 = 0.68\text{ s}$.

La esquematización de la torre según el primer modo principal de vibrar, puede efectuarse también considerando un oscilador equivalente con un grado de libertad con masa generalizada $M_e=M/4$ aplicada en el extremo libre de la viga (ver Gavarini 1978, pag 161) **Figura 3.24.c**. En el caso considerado $M_e=34.37\text{ Kg s}^2/\text{cm}$, mientras que la rigidez de la viga viene dada por $k=3EJ/h^3=8549\text{Kg/cm}$, **Figura 3.24.d**. Aplicando la fórmula (3.13) resulta que $T_1 \approx 0.69\text{s}$. Obsérvese que el valor que se obtiene con el oscilador equivalente al primer modo de vibración es muy próximo al valor riguroso obtenido con la (E.4)₁.

Si se aplica la fórmula aproximada (3.19) suministrada por la normativa española se obtendría $T \approx 0.95\text{s}$, es decir un valor decididamente mayor respecto al efectivo. Esto se debe probablemente al hecho de que la fórmula que facilita la normativa se refiere a los habituales edificios de viviendas.

Los ejemplos 1,2,3 y 4 muestran que:

1. A igual número de plantas los edificios de fábrica resultan en general mucho más rígidos que los edificios de pórticos de hormigón armado. Desde el punto de vista dinámico esto significa que los edificios de fábrica poseen habitualmente períodos propios muy bajos.
2. El período propio fundamental aumenta cuando aumenta el número de plantas de un edificio. De hecho con el aumento de la altura

el edificio se vuelve en general más esbelto (si la anchura se mantiene constante).

3. Las estructuras de fábrica esbeltas como torres, campanarios y chimeneas (y también los edificios estrechos con más plantas) son estructuras flexibles y su período propio fundamental puede ser muy elevado.

En la **Tabla 3.10** se muestran los valores del período propio fundamental de algunas torres o campanarios de fábrica obtenidos experimentalmente o numéricamente por diferentes autores. Los datos propuestos en la tabla señalan que el período propio tiende a aumentar cuando aumenta la altitud h de la estructura. Se propone la siguiente fórmula para estimar el orden de magnitud del período propio fundamental de una torre de fábrica:

$$T \cong 0.02h \tag{3.22}$$

3.3.2.5. Movimiento de un oscilador simple sometido a un terremoto

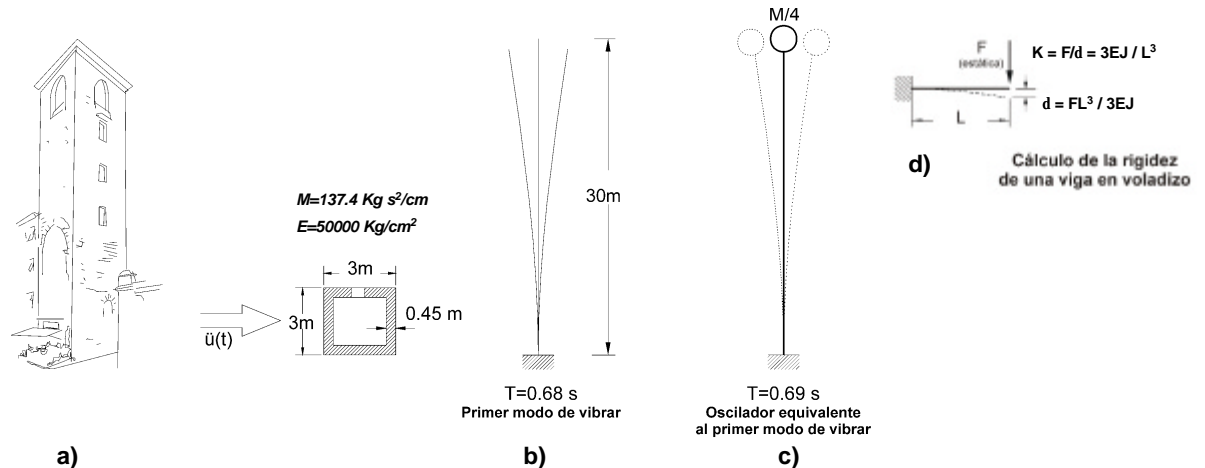
Si se supone que el edificio esquematizado en la **Figura 3.17** está rígidamente unido al terre-

no de cimentación, y que este último, por efecto de un terremoto, sufra aceleraciones $\ddot{u}(t)$ que varían con el tiempo, el movimiento de la masa del oscilador puede ser descrito por la siguiente ecuación diferencial:

$$M\ddot{y} + b\dot{y} + ky = -M\ddot{u}(t) \tag{3.23}$$

Tabla 3.10
Períodos propios de estructuras esbeltas de fábrica determinados por vía numérica o experimental, por diferentes autores

Monumento	Altura	Periodo propio fundamental
Torre Palazzo Vecchio, Florencia (Macchi, 1999)	81 m	$T = 2.04$ s
Campanario de la catedral de Monza (Binda & Modena, 1998)	70 m	$T = 1.50$ s
Campanario de la iglesia medieval de Badia Fiorentina. (Carfagni, 1991)	60 m	$T = 1.20$ s
Torre de Pisa (Bonzi y otros, 1997; Macchi, 1999)	≈ 57 m	$T = 0.92$ s
Torre medieval Gombito en Bérgamo (Pizzigalli y otros)	≈ 50 m	$T = 0.80$ s
Torre Fraccaro en Pavía (Macchi, 1999)	40 m	$T = 0.75$ s
Torre del palacio de la Alhambra de Granada (Astiz, 1998)	≈ 21 m	$T = 0.50$ s



Una estructura esbelta de fábrica (campanario, torre, chimeneas, edificio alto y esbelto) es una estructura continua con infinitos grados de libertad. **b)** En una primera aproximación se puede estudiar el comportamiento sísmico de la torre como debido sólo al primer modo principal de vibrar. **c)** Una valoración aproximada del período fundamental de la torre se puede obtener también esquematizando el primer modo de vibrar por medio de un oscilador con un grado de libertad con una masa $M_e=M/4$, concentrada en la extremidad de la viga. **d)** Cálculo de la rigidez de una viga en voladizo.

Fig. 3.24.
Ejemplo 4. Determinación del período propio fundamental de una estructura esbelta de fábrica

que representa un equilibrio dinámico de las fuerzas aplicadas al sistema durante el movimiento. En particular, la ecuación (3.23) expresa la condición de que la resultante de todas las fuerzas aplicadas a la masa sea nula cuando se incluyan en ella también las fuerzas de inercia (Principio de D'Alembert). Las fuerzas aplicadas al sistema, reproducidas en la **Figura 3.25**, con la dirección oportuna, son:

- **Fuerza de Inercia** $F^I = -M \ddot{y}(t)$, dada por el producto de la masa M por la aceleración $\ddot{y}(t)$ de la masa cambiada de signo.
- **Fuerza de amortiguamiento:** $F^D = -b \dot{y}(t)$, que se supone proporcional a la velocidad $\dot{y}(t)$ de la masa, a través del coeficiente de amortiguamiento b .
- **Fuerza elástica de reclamo:** $F^K = -Ky(t)$, proporcional al desplazamiento $y(t)$ de la masa, por medio de la rigidez K .
- **Fuerza Ficticia:** $F^F = M \ddot{u}(t)$, dada por el producto de la masa del sistema con la aceleración del terreno $\ddot{u}(t)$ cambiada de signo. Aun si en la realidad esta fuerza no existe, su introducción permite transformar un sistema no inercial (oscilador vinculado al terreno en movimiento) en un sistema inercial (terreno en reposo y fuerza ficticia aplicada a la masa). Y ello consiente el poder escribir la ecuación (3.23) aplicando el Principio de D'Alembert, que es válido sólo para sistemas inerciales.

La ecuación (3.23) también puede escribirse

de la siguiente forma:

$$\ddot{y} + 2\omega\zeta \dot{y} + \omega^2 y = -\ddot{u}(t) \quad (3.24)$$

donde ω es la pulsación propia del oscilador.

A la vista de la (3.14), la ecuación (3.24) muestra que el comportamiento dinámico elástico de un oscilador simple sometido a un terremoto dado, se caracteriza completamente una vez asignado el periodo propio T y el factor de amortiguamiento ζ del oscilador.

Si se conoce la aceleración del terreno $\ddot{u}(t)$ durante un determinado terremoto y se quiere conocer el movimiento de la masa del oscilador con un solo grado de libertad por efecto del mismo, es necesario integrar la ecuación (3.24). Debido a la irregularidad del acelerograma del terremoto $\ddot{u}(t)$, la integración de la (3.24) puede efectuarse tan solo por vía numérica, utilizando por ejemplo la conocida integral de Duhamel.^{3.5}

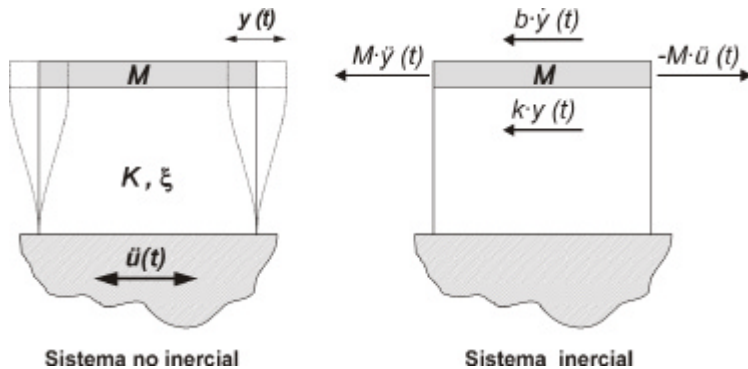
La integral de Duhamel constituye un potente instrumento de cálculo que permite obtener por vía numérica el desplazamiento de cualquier oscilador con un periodo propio dado T y con un amortiguamiento ζ , sometido a un terremoto del que se conozca el acelerograma.

A título de ejemplo, en la **Figura 3.26**, se han representado los diagramas de los desplazamientos de tres osciladores simples con diferentes periodos propios, sometidos al terremoto de Northridge. Los diagramas han sido obtenidos por medio de integración numérica, considerando un factor de amortiguamiento $\zeta=10\%$. En la figura se señalan los valores máximos de los desplazamientos de los tres

Fig. 3.25.

a. Oscilador vinculado al terreno en movimiento
(sistema no inercial)

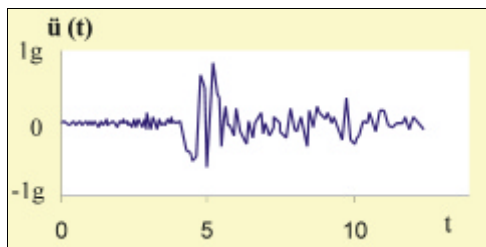
b. Equilibrio dinámico entre las fuerzas aplicadas a la masa de un oscilador simple durante un terremoto
(sistema inercial)



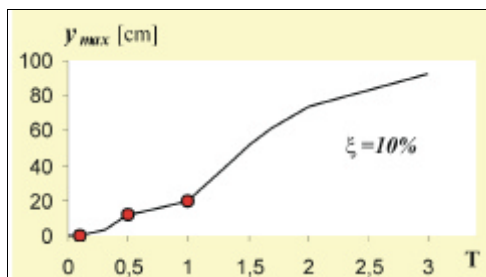
^{3.5} El movimiento del sistema sometido a la fuerza $M\ddot{u}(t)$ se puede obtener gracias a la integral de Duhamel que, si se supone un amortiguamiento muy pequeño, se puede escribir como

$$y(t) = \frac{1}{\omega_0} \int_0^t \ddot{u}(\tau) e^{-\zeta\omega_0(t-\tau)} \sin[\omega_0(t-\tau)] d\tau$$

osciladores. Estos valores constituyen tres puntos en el espectro de respuesta, en términos de desplazamientos, del terremoto de Northridge, ilustrado en la misma figura.



Acelerograma. Northridge, 1994, NS (Sylmar)



Espectro de Respuesta. Northridge, 1994

Construcción del espectro de respuesta del terremoto de Northridge en términos de desplazamientos máximos

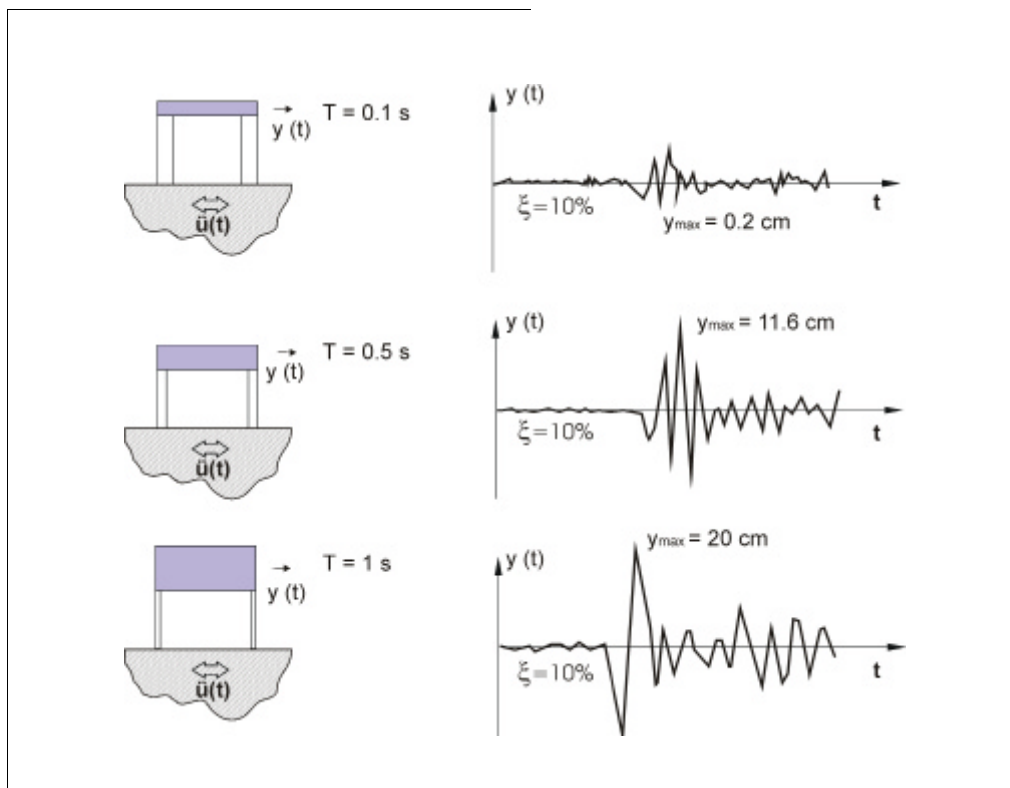


Fig. 3.26.
Diferentes respuestas sísmicas para osciladores con diferentes periodos propios sometidos al terremoto de Northridge 1994

3.3.3. Espectro de respuesta de un terremoto

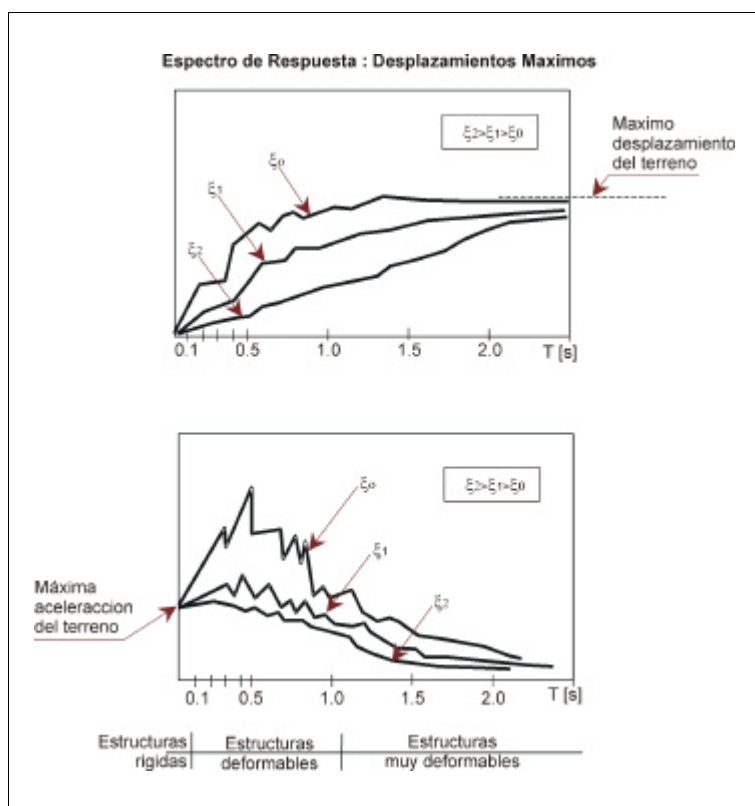
zamientos relativos máximos, o bien las aceleraciones absolutas máximas, de un oscilador con un grado de libertad, sometido a un terremoto dado, variando su periodo propio T , y el factor de amortiguamiento ξ .

En la **Figura 3.27**, se ha esquematizado la forma típica de los espectros de respuesta en términos de aceleración y en términos de desplazamiento. Obsérvese que para $T=0$ (estructura rígida) el espectro de respuesta en términos de desplazamientos relativos es cero, mientras que aquel en términos de aceleraciones absolutas proporciona la aceleración máxima del terreno. Si la estructura es rígida, de hecho, se mueve junto con el terreno, no tiene por tanto desplazamientos relativos respecto al terreno y sufre sus mismas aceleraciones. Cuando T tiende al infinito, en cambio, la estructura tiene prácticamente la rigidez nula (imagine una masa sobre ruedas sin rozamiento). En tal caso el desplazamiento máximo del oscilador coincide con el desplazamiento del terreno mientras que la aceleración absoluta tiende a cero.

Fig. 3.27.
Forma típica de los espectros de respuesta de un terremoto en términos de desplazamientos relativos máximos y de aceleraciones absolutas máximas

Como se ha visto en el **Capítulo 1**, los acelerogramas en las tres direcciones ortogonales del seísmo, proporcionan informaciones bastante completas sobre las características de un terremoto en un lugar determinado. Pero estos no dan informaciones suficientes respecto a los efectos que dicho terremoto produce sobre los edificios existentes en aquel lugar. Un instrumento de gran utilidad práctica para conocer dichos efectos es el *Espectro de Respuesta del Terremoto*.

El espectro de respuesta del terremoto es un diagrama en el que se reproducen los despla-



En la **Figura 3.27** se han indicado cualitativamente tres zonas en el eje de los periodos propios que caracterizan estructuras rígidas, deformables y muy deformables. Las estructuras rígidas, como puede verse, sufren aceleraciones muy próximas a las del terreno, y desplazamientos relativos prácticamente nulos. Las estructuras deformables, en cambio, pueden sufrir aceleraciones también mucho mayores que la máxima del terreno. Las estructuras muy deformables, por último, tienden a tener aceleraciones cada vez más pequeñas, a costa de grandes deformaciones. En la **Figura 3.28** pueden observarse, a modo de ejemplo, los espectros de respuesta en términos de aceleraciones absolutas máximas del terremoto de Montenegro (1979) y del terremoto de Ciudad de México en (1985).

El espectro de respuesta se refiere, como se ha visto, a osciladores elásticos con un solo grado de libertad. Pero su utilización puede extenderse fácilmente a estructuras con más grados de libertad, como se mostrará en el

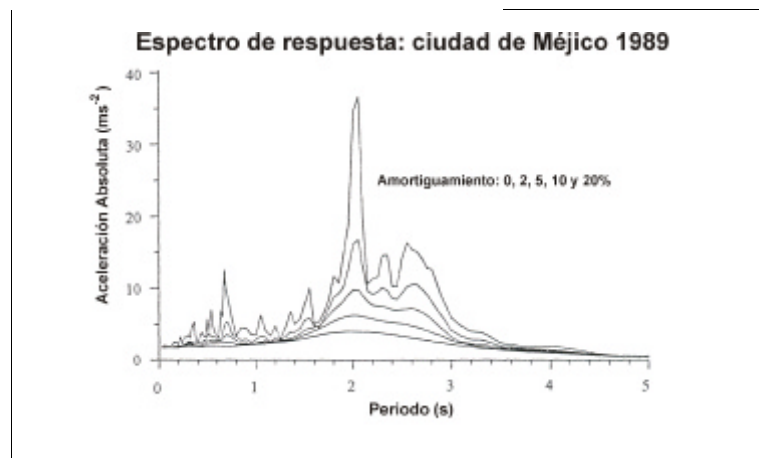
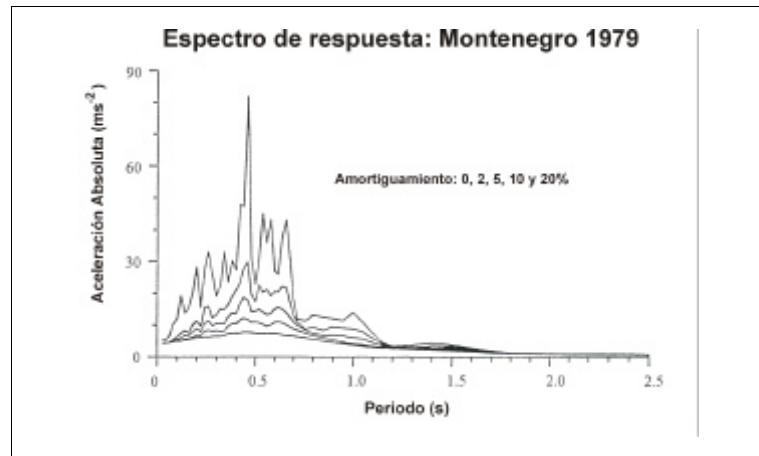
párrafo 3.3.4. Gracias a tal extensión, el espectro de respuesta representa un potente instrumento para la verificación sísmica de las estructuras.

Si le es facilitado al proyectista éste puede inmediatamente, sin recurrir a largas y complejas integraciones numéricas, determinar la máxima aceleración (o el máximo desplazamiento) que una estructura elástica puede sufrir a causa de un determinado terremoto y, una vez conocidos estos, puede realizar la comprobación de resistencia sísmica de la estructura, § 3.3.4.

La utilización del método del espectro de respuesta constituye ya un procedimiento de verificación estándar para las estructuras civiles. Todas las normativas antisísmicas adjuntan espectros de respuesta de proyecto y prevén que la verificación de los edificios sea efectuada utilizándolos. Es necesario en cualquier caso, poner de relieve que la utilización del espectro de respuesta está estrictamente limitado a estructuras con comportamiento elástico. Si el terremoto es tan violento como para llevar la estructura fuera del campo elástico, los desplazamientos y las aceleraciones máximas de la estructura no pueden entonces valorarse a través del espectro de respuesta elástico.

Espectro de respuesta convencional (de proyecto)

El espectro de respuesta puede construirse solamente una vez conocido el acelerograma del terremoto. Esto significa que los espectros de respuesta se refieren a terremotos conocidos, sucedidos en el pasado. Pero el interés del proyectista es el de prevenir los efectos de los terremotos que todavía no han sucedido y que por tanto no se conocen. Para afrontar esta exigencia las Normativas Antisísmicas proporcionan los espectros de respuesta convencionales o de proyecto, obtenidos a través de consideraciones de tipo estadístico y ligados al grado de sismicidad de la zona de examen.



En las Figuras 3.29 y 3.30 se representan los espectros de respuesta convencionales propuestos respectivamente por el Eurocódigo 8 (ENV8) y por la Sismorresistente Española. Se puede observar que se trata de espectros en términos de aceleraciones máximas, y que ambas normativas tienen en cuenta tres tipos diferentes de terreno de cimentación que siguen substancialmente las tendencias de los espectros de respuesta experimentales de la Figura 3.12.

Los espectros de respuesta elásticos provistos por la normativa, se corresponden en realidad con terremotos de intensidad media-baja respecto a los más violentos que podrían tener lugar en una zona determinada. El criterio adoptado por la normativa es el de proyectar y verificar las estructuras de modo que

Fig. 3.28.
Los espectros de respuesta en términos de aceleraciones máximas del terremoto de Montenegro de 1979 y del terremoto de la ciudad de México 1985 (de Tomazevic, 1999)

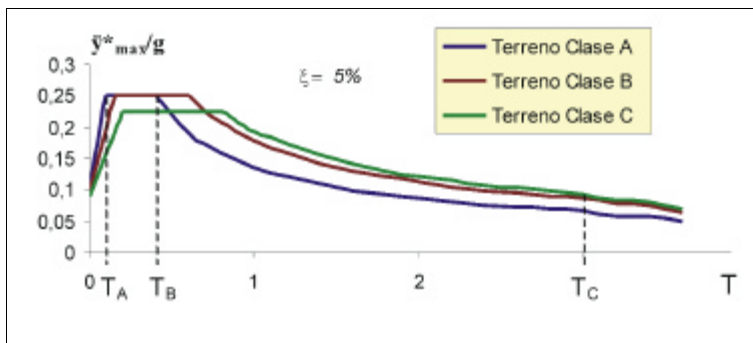


Fig. 3.29
Espectro de respuesta de proyecto. Eurocódigo 8

Espectros de respuesta de Eurocódigo 8, para las tres clases de terreno representadas en la tabla 8 del § 3.2.7. Estos diagramas han sido obtenidos considerando una aceleración máxima del terreno de $a_g = 0.1 \text{ g}$ y un factor de amortiguamiento $\xi = 5\%$. Se puede observar que los espectros de respuesta propuestos por el Eurocódigo 8 están constituidos por cuatro trazados caracterizados por tres valores diferentes del periodo T_A , T_B , T_C . (En la figura se reflejan los correspondientes a la clase de terreno A)

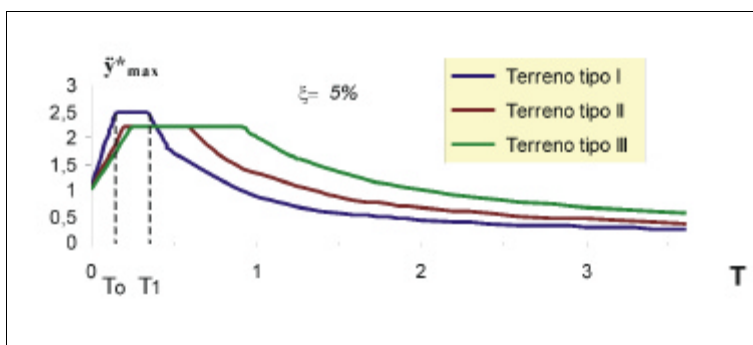


Fig. 3.30
Espectro de respuesta de proyecto. Normativa española NCSE 94

Espectros de respuesta según la Norma Sismorresistente Española (1994), para los tres tipos de terreno señalados en el a tabla 8 del § 3.2.7. Los diagramas han sido obtenidos con un coeficiente de contribución $K=1$, valor dado por la normativa para la provincia de Murcia. Los espectros de respuesta de la normativa española están constituidos por tres trazados individualizados por los valores del periodo T_0 , T_1 , que dependen de la clase de terreno considerada.

estas se conserven elásticas y no sufran daños bajo terremotos de pequeña entidad (terremotos de proyecto). Bajo terremotos más violentos, que constituyen eventos excepcionales para una zona dada, se acepta en cambio que la estructura pueda sufrir deformaciones inelásticas y daños irreversibles en la estructura, pero sin sufrir derrumbes. Esto requiere naturalmente que la estructura sea verificada tanto en el campo elástico con el espectro de respuesta, como fuera de él, con comprobación de la ductilidad. Esta filosofía proyectual nace fundamentalmente de motivaciones económicas. Proyectar estructuras que permanezcan elásticas también bajo terremotos violentos, sería extremadamente oneroso. Por ello se acepta que, en el caso de seismos violentos, (también por este motivo muy raros), la estructura puede sufrir daños de gravedad, que podrían conllevar después costosas intervenciones de reparación o incluso el derribo completo del edificio, pero que garantizan durante el terremoto la seguridad de las personas.

El estudio del comportamiento no lineal de las estructuras bajo un terremoto, y la comprobación de su ductilidad, constituye una parte muy importante de la Ingeniería Sísmica, que afecta particularmente al proyecto de los detalles constructivos de hormigón armado y de acero. Para un estudio profundo de estos temas puede consultarse el texto de Dowrich de 1987. En § 3.3.6.3 será tratado brevemente el problema de la comprobación sísmica estructural de edificios de fábrica con comportamiento no lineal.

3.3.4. Comprobación sísmica con el espectro de respuesta

3.3.4.1. Comprobación sísmica de sistemas con un grado de libertad

Una vez hallado el periodo propio T de la estructura y el valor del amortiguamiento estructural ξ , se obtiene del espectro de respuesta la aceleración absoluta máxima \ddot{y}_{max}^* a menudo llamada por las normativas S_a (Aceleración Espectral). Con ella se puede determinar la fuerza estática equivalente F_s que se aplicaría a la estructura para realizar la comprobación sísmica, **Figura 3.31.a**. La fuerza estática equivalente es aquella fuerza que aplicada estáticamente a la estructura produce los mismos efectos máximos producidos por el terremoto. Para un edificio de una planta, como el esquematizado en la **Figura 3.17**, esta fuerza estática se obtiene simplemente con el producto de la masa M por la aceleración máxima obtenida por el espectro de respuesta:

$$F_s = M \ddot{y}_{max}^*(T) = M S_a(T) \quad (3.25)$$

De modo análogo se puede obtener F_s también como producto del desplazamiento máximo obtenido en el espectro de respuesta (en términos de desplazamientos), por la rigidez k de la estructura, $F_s = k y_{max}$. Se puede demostrar que las dos expresiones de F_s son equivalentes.

Una vez conocida la fuerza F_s la comprobación de la estructura se realiza con los métodos comunes de la estática, teniendo naturalmente cuidado de superponer los efectos del seísmo a los efectos de las otras solicitaciones que actúan sobre la estructura (las mis-

mas normativas indican cómo efectuar tal superposición). Obsérvese que en el caso de sistemas con un solo grado de libertad la comprobación de la estructura a través del espectro de respuesta de un terremoto dado es rigurosa.

3.3.4.2. Comprobación sísmica de sistemas con más grados de libertad

El método del espectro de respuesta puede extenderse también a sistemas con más grados de libertad, por medio del análisis modal del sistema.

Respecto a la estructura de pórticos de cortante (shear type) de la **Figura 3.18**, y habiendo elegido como coordenadas generalizadas los desplazamientos horizontales de las masas, las ecuaciones del movimiento de un sistema con más de un grado de libertad sometido a un terremoto $\ddot{u}(t)$, se puede escribir como:

$$[M]\{\ddot{q}\} + [D]\{\dot{q}\} + [C]\{q\} = [M]\ddot{u}(t) \quad (3.26)$$

donde $[M]$, $[D]$ y $[C]$, son respectivamente las matrices de las masas, del amortiguamiento y de las rigideces, ya mencionadas anteriormente, mientras que los vectores $\{\ddot{q}\}$, $\{\dot{q}\}$ y $\{q\}$ contienen las aceleraciones, las velocidades y los desplazamientos de las masas del sistema.

Las ecuaciones del movimiento (3.26) constituyen un sistema de ecuaciones emparejadas de difícil solución. Por medio de la introducción de las coordenadas adecuadas $\{p\}$, llamadas coordenadas principales, el sistema puede ser desemparejado, con utilísimas consecuencias para la comprobación sísmica de los sistemas con más grados de libertad. Las coordenadas principales $\{p\}$, no tienen un particular significado físico. Estas están ligadas a las coordenadas generalizadas $\{q\}$ por la rela-



sentido y la misma intensidad, comporta la posibilidad en el caso sísmico de limitar el estudio de los sistemas con más grados de libertad sólo a los primeros modos de vibración, tal y como se consiente por parte de las normativas sísmicas. En particular la Norma Sismorresistente española, en el caso en que se adopte una modelación plana del edificio, permite considerar sólo la contribución de los tres primeros modos principales de vibración.

Para cada periodo propio T_i de la estructura, la fórmula (3.28) proporciona un vector diferente de fuerzas generalizadas a aplicar a las masas de la estructura, que representa la contribución máxima del modo i -ésimo. Para cada uno de tales conjuntos de fuerzas deberán determinarse los efectos (las solicitaciones) en la estructura, que deberán de ser combinados adecuadamente, teniendo en cuenta que las contribuciones máximas de los modos de vibrar no tiene lugar al mismo tiempo. Las normativas sugieren fórmulas de combinación de las diferentes contribuciones modales.

Este método de comprobación de los sistemas con más de un grado de libertad por medio del espectro de respuesta, es llamado *Análisis Modal Espectral*. Obsérvese que, a diferencia del caso con un solo grado de libertad, la comprobación de los sistemas con más grados de libertad con el espectro de respuesta no es rigurosa, justo porque conlleva aproximaciones de los efectos máximos.

3.3.4.3. Ejemplos de comprobación sísmica con el espectro de respuesta

Puede ser interesante a este punto, ver cómo se puede realizar la comprobación sísmica a través del método del espectro de respuesta de las cuatro estructuras de las cuales han sido calculados los periodos propios en los ejemplos 1 a 4 del párrafo 3.3.2.3.

Ejemplo 1. Pórtico de cortante de hormigón armado. Continuación

La comprobación de un entramado de una sola planta por medio del método del espectro de respuesta es muy sencillo. Conocido el periodo T de la estructura (en el caso considerado $T=0.11$ s) y el factor de amortiguación ξ (para el pórtico considerado $\xi = 3\%$) se obtiene del espectro de respuesta (provisto por la normativa) la aceleración máxima S_a . Conocida la masa M , se calcula por tanto la fuerza estática equivalente a través de la (3.25). A este punto la comprobación de la estructura puede efectuarse superponiendo la fuerza F_s a las otras acciones estáticas que actúan sobre la estructura, y determinando, con los métodos habituales de la ciencia de la construcción, las máximas solicitaciones en la base de los pilares.

Ejemplo 2. Edificio de fábrica de una sola planta. Continuación

La comprobación de un edificio de una planta de fábrica, ante acciones sísmicas, puede ser efectuada de manera análoga a la del edificio de hormigón armado del primer ejemplo.

*Al igual que en el ejemplo precedente, conocido el periodo T de la estructura, se puede deducir del espectro de respuesta, la aceleración máxima S_a y, por medio de la (3.25), calcular la fuerza estática equivalente. En este caso sin embargo la fuerza estática equivalente debe repartirse entre los diferentes macizos murarios en proporción a su rigidez, §.3.3.5.2. En el presente ejemplo los macizos murarios son sólo dos y poseen la misma rigidez tal y como se advierte en la **Figura 3.22**. Por ello a cada uno de ellos se será aplicada la mitad de la fuerza sísmica calculada con la (3.25). Obviamente, a la hora de realizar la comprobación completa de los elementos resistentes a la acción sísmica, deberán de ser añadidas todas las otras cargas que actúan sobre la fábrica.*

En cuanto a la comprobación sísmica de edificios de muros de carga con el espectro de respuesta véanse en cualquier caso las observaciones hechas en §.3.3.5.

Ejemplo 3. Entramado de dos plantas de hormigón armado. Continuación

*Para realizar la comprobación sísmica del entramado de la **Figura 3.23**, se deben obtener del espectro de respuesta dos valores de aceleración máxima correspondientes a los dos periodos propios $T_1=0.2$ s, $T_2 = 0.08$ s:*

$$S_a(T_1); S_a(T_2) \quad (E.3)_{14}$$

Teniendo en cuenta que los vectores de forma vie-



nen dados por (E.3)₁₁ y (E.3)₁₂ y que $M_1=M_2=M=15\text{kgs}^2/\text{cm}$, los factores de participación al movimiento g_1 y g_2 se pueden obtener a través de la (3.29) como:

1er modo de vibración

$$g_1 = \frac{M(\psi_1^{(1)} + \psi_2^{(1)})}{M((\psi_1^{(1)})^2 + (\psi_2^{(1)})^2)} = \quad (E.3)_{15}$$

$$= \frac{(0.618 + 1)}{((0.618)^2 + (1)^2)}$$

2º modo de vibración

$$g_2 = \frac{M(\psi_1^{(2)} + \psi_2^{(2)})}{M((\psi_1^{(2)})^2 + (\psi_2^{(2)})^2)} = \quad (E.3)_{16}$$

$$= \frac{(1 - 0.618)}{(1)^2 + (-0.618)^2} =$$

Obsérvese que la contribución del segundo modo es mucho más baja respecto al del primero. Las fuerzas generalizadas que deben de ser aplicadas al entramado para obtener la contribución de los dos modos principales de vibración se logran con la (3.28) (Figura 3.32):

1er modo de vibración

$$\{G_s^{(1)}\} = 1.17 [M]\{\psi^{(1)}\} S_a(T_1) =$$

$$= 1.17 M S_a(T_1) \begin{Bmatrix} 0.618 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (E.3)_{17.a}$$

$$G_{s1}^{(1)} = 1.17 \cdot 15 \cdot 0.618 S_a(T_1) \cong 10.8 S_a(T_1)$$

$$G_{s2}^{(1)} = 1.17 \cdot 15 \cdot S_a(T_1) \cong 17.55 S_a(T_1) \quad (E.3)_{17.b}$$

2º modo de vibración

$$\{G_s^{(2)}\} = 0.276 [M]\{\psi^{(2)}\} S_a(T_2) =$$

$$= 0.276 M S_a(T_2) \begin{Bmatrix} 1 \\ -0.618 \end{Bmatrix} \quad (E.3)_{18.a}$$

$$G_{s1}^{(2)} = 0.276 \cdot 15 \cdot S_a(T_1) \cong 4.14 S_a(T_1)$$

$$G_{s2}^{(2)} = 0.276 \cdot 15 \cdot (-0.618) S_a(T_1) \cong -2.56 S_a(T_1) \quad (E.3)_{18.b}$$

Aplicando al edificio las fuerzas $\{G_s^{(1)}\}$ se pueden determinar las solicitaciones en los elementos estructurales (cortante, acción normal, momento flector) debidas a la contribución del primer modo. Aplicando después las $\{G_s^{(2)}\}$ se determinan las solicitaciones debidas al segundo modo. Para hallar las solicitaciones globales deben de combinarse las dos contribuciones.

Si por ejemplo con M_1 se indica el momento flector en la base del pilar obtenido aplicando las fuerzas del primer modo y con M_2 el debido a la aplicación de las fuerzas en el segundo modo, el momento flector global M podrá determinarse combinando las dos contribuciones por ejemplo a través de la regla del valor eficaz propuesta por numerosas normativas al igual que la española.

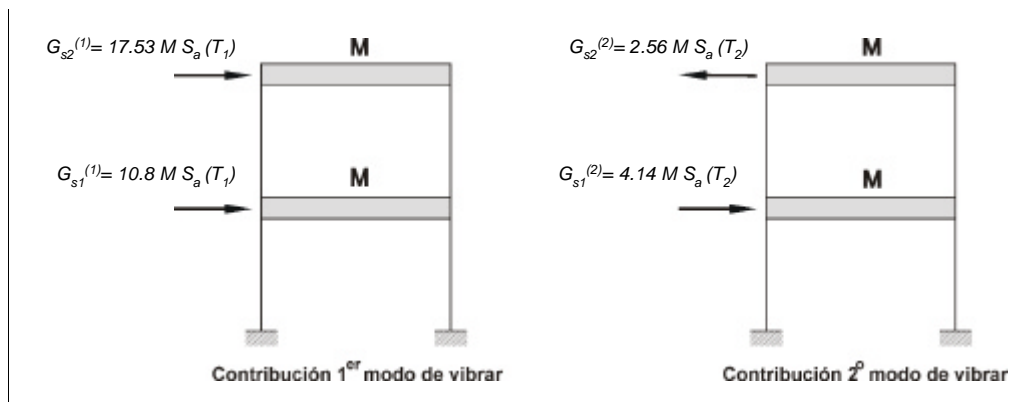
$$\odot M = \sqrt{(\odot M_1)^2 + (\odot M_2)^2} \quad (E.3)_{19}$$

Ejemplo 4. Estructura esbelta de fábrica.
Continuación

Como ya se ha observado, la torre de fábrica es una estructura continua (con infinitos grados de libertad) con masa uniformemente distribuida. En una primera aproximación, se puede realizar la comprobación sísmica de la torre considerando sólo la contribución del primer modo de vibración. Teniendo en

Fig. 3.32.
Comprobación sísmica de un entramado con dos plantas y masas iguales

Fuerzas estáticas equivalentes a aplicar al entramado para determinar la contribución máxima debida a los dos modos principales de vibración del sistema



cuenta que el factor de participación del primer modo de vibración para vigas en voladizo viene dado por $g_s \approx 1.5$ (Gavarini, 1978, pag 161), las fuerzas estáticas equivalentes relativas al primer modo (con un curso continuo a lo largo de la viga) vienen dadas por:

$$G_s(x) = 1.5 \mu \psi^{(1)}(x) S_a(T_1) \quad (E.4)_2$$

Donde μ es la mas por unidad de longitud y $S_a(T_1)$ es el valor de la aceleración máxima obtenido del espectro de respuesta en el caso considerado, para $T_1 = 0.68s$. Obsérvese que la fórmula (E.4)₂ representa la extensión al caso continuo, de la fórmula (3.28).

Si, a efectos de la comprobación sísmica, se aproxima la forma del primer modo, es decir el vector $\psi^{(1)}(x)$, a la deformada que tendría la viga por efecto de una carga uniforme, la fuerza estática equivalente se convierte en (Figura 3.33.b):

$$G_s(x) = 1.5 \mu \left(2 \frac{x^2}{h^2} - \frac{4}{3} \frac{x^3}{h^3} + \frac{1}{3} \frac{x^4}{h^4} \right) S_a(T_1) \quad (E.4)_3$$

El momento flector máximo, en la base de la torre, vendrá dado entonces por:

$$MF_{max} = \int_0^h G_s(x) x dx = 1.5 \cdot 0.29 \cdot \mu h^2 S_a(T_1) \quad (E.4)_4$$

A efectos del cálculo del periodo propio, se ha

esquematisado el primer modo principal de vibrar a través de un oscilador con un grado de libertad con una masa equivalente M_e concentrada en la extremidad libre de la viga, igual a un cuarto de la mas total: $M_e = M / 4 = \mu h / 4$. **Figura 3.33.c**. Se quiere ahora mostrar que dicha esquematización nos da buenos resultados también para la determinación de las solicitaciones sísmicas máximas. La fuerza estática equivalente que debe ser aplicada en la mas M_e viene dada en este caso por:

$$G_s = 1.5 M_e S_a(T_1) = 1.5 \frac{\mu h}{4} S_a(T_1) \quad (E.4)_5$$

y el momento flector máximo resulta:

$$\mathcal{M}_{max} = 1.5 \cdot 0.25 \cdot \mu h^2 S_a(T_1) \quad (E.4)_6$$

Se puede ver que el valor del momento máximo que se obtiene con la fórmula (E.4)₆ es muy próximo a aquel que se obtiene con la fórmula (E.4)₄. Se puede por tanto concluir que la esquematización del primer modo de vibración a través de un oscilador equivalente de masa $M/4$ permite una buena aproximación sea para la determinación del periodo propio de la torre, sea para la valoración de las solicitaciones sísmicas máximas en la base.

Es interesante observar en este punto, que la comprobación propuesta en el presente ejemplo puede ser aplicada a cualquier tipo de estructura de fábrica siempre que sea suficientemente esbelta, y por tanto también a edificios altos (4 o 5 plantas) suficientemente esbeltos.

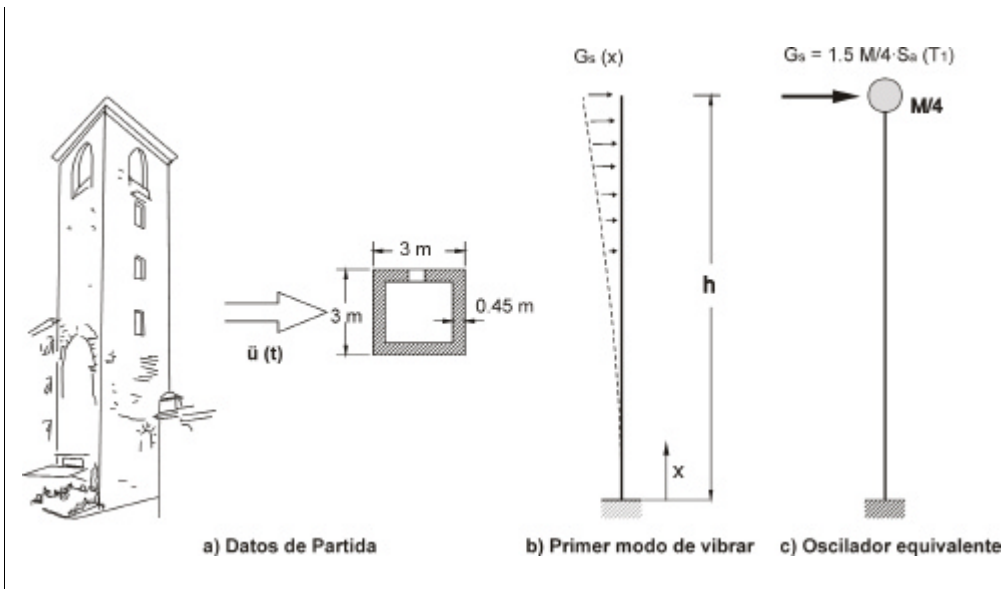


Fig. 3.33.
Comprobación sísmica de una estructura en forma de torre

b) Comprobación sísmica de la estructura considerando solo la contribución del primer modo principal de vibración

c) Fuerza estática equivalente si se esquematiza la torre como un sistema con un solo grado de libertad



3.3.5. Comprobación sísmica de las estructuras de fábrica

En el caso de edificios de fábrica la comprobación a través del espectro de respuesta puede representar algunas dificultades. En primer lugar la presencia de masas y rigideces difusas sobre toda la estructura convierte a los edificios de fábrica mal esquematizables como sistemas discretos con uno o más grados de libertad, como ya se ha observado en el § 3.3.2. Esto significa que la comprobación de los factores de participación de los diferentes modos principales de vibrar debería de realizarse haciendo referencia a un sistema continuo, lo que vuelve en general, el análisis bastante laborioso, sobre todo si la hipótesis de estructura continua monodimensional, realizada en los párrafos precedentes para las torres de fábrica, no puede ser aplicada.

En segundo lugar, los edificios de fábrica son en general estructuras macizas con periodos muy bajos. Esto comporta que las aceleraciones máximas que se obtienen del espectro de respuesta para una estructura de fábrica, a menudo no se alejan demasiado de la máxima aceleración del terreno \ddot{u}_{max} . La fuerza estática equivalente global, que debe de repartirse después de manera proporcional a las diferentes masas, puede ser entonces calculada simplemente como:

$$F_s = M_t \ddot{u}_{max} \quad (3.30)$$

donde M_t es la masa total del sistema. Este hecho vuelve sustancialmente inútil el espectro de respuesta. Naturalmente el discurso cambia si la estructura en examen es esbelta. Estructuras en forma de torre y edificios con un número elevado de plantas pueden tener periodos propios relativamente elevados,

como muestra por ejemplo la **Tabla 10**. En tales casos por tanto, el espectro de respuesta encuentra mayor aplicación, aun si permanecen los problemas ligados a las dificultades de esquematización de las estructuras de fábrica como sistemas shear type del tipo de las **Figuras 3.17 o 3.18**.

Debe tenerse en cuenta otro aspecto que no permitiría aplicar el método del espectro de respuesta para las estructuras de fábrica. Este aspecto está ligado a la inherente no linealidad de la respuesta de la fábrica bajo fuerzas alternadas, consecuente con su diferente comportamiento a tracción o a compresión. La resistencia a tracción de la fábrica, es de hecho tan baja que a menudo puede ser obviada. Si por tanto las fuerzas sísmicas son tales como para producir tracciones en la estructura, esta presenta un comportamiento no lineal. En ese caso, el espectro de respuesta, que es válido para estructuras elásticas lineales, no puede ser aplicado.

A pesar de las dificultades expuestas anteriormente, la comprobación de las estructuras de fábrica, se realiza en algunos casos por medio del espectro de respuesta. Para ello, los edificios de fábrica se esquematizan como pórticos de cortante, con masas concentradas en los forjados, ver § 3.3.2, y las fuerzas sísmicas en tal caso se hallan utilizando la (3.28). Debe observarse que la mayor complejidad de tal procedimiento no comporta necesariamente una valoración más precisa de las fuerzas sísmicas respecto a los métodos más simplificados. Por ejemplo, si la estructura de fábrica con más de una planta es compacta, puede considerarse rígida y se puede efectuar una comprobación de tipo estático bajo una fuerza horizontal global dada por la fórmula (3.30). Si bien es poco realista considerar rígida la estructura, muchas normativas convencionalmente permiten calcular la fuerza global que será aplicada a la estructura, a través de la fórmula (3.25), considerando la masa total del edificio y el valor de la aceleración máxima obtenido por medio del espectro de respuesta respecto del periodo propio fundamental de la estructura. Naturalmente, si se halla la fuerza

estática equivalente global a través de la (3.25) o bien a través de la (3.30), después es necesario repartir adecuadamente la fuerza entre las diferentes plantas del edificio, como será ilustrado en el parágrafo 3.3.5.1.

Por último se observa que sea como sean obtenidas las fuerzas sísmicas que es necesario aplicar en cada planta, estas deberán ser repartidas entre los diferentes machones murarios. Ver 3.3.5.2.

La comprobación de la resistencia de cada macizo murario puede efectuarse en campo elástico, comparando las sollicitaciones máximas con la máxima resistencia del elemento. Es posible también realizar una comprobación no lineal de la fábrica que tenga en cuenta la ductilidad de los elementos murarios, como se ilustrará brevemente en el § 3.3.6.3.

3.3.5.1. Distribución de las fuerzas sísmicas a lo largo de la altura del edificio

Considerando la regularidad de los clásicos edificios de fábrica, a menudo supone que las fuerzas sísmicas se distribuyan a lo largo de la altura según la forma del primer modo principal de vibración. Se ha demostrado de hecho experimentalmente que la contribución del primer modo de vibración para las estructuras de fábrica prevalece sobre el resto de los modos de vibración (ver por ejemplo Tomazevic, 1994). La forma típica del primer modo de vibrar de los edificios de fábrica está representada por la **Figura 3.34.a**. En una primera aproximación, la forma del primer modo y por tanto de las fuerzas sísmicas horizontales es a menudo considerado, también por las normativas, triangular, **Figura 3.34.b**. Si F_s es la fuerza sísmica global que actúa sobre el edificio, entonces la fuerza que actúa en relación a la planta i -ésima se puede calcular como:

$$F_{si} = \frac{M_i h_i}{\sum_{j=1}^n M_j h_j} F_s \quad (3.31)$$

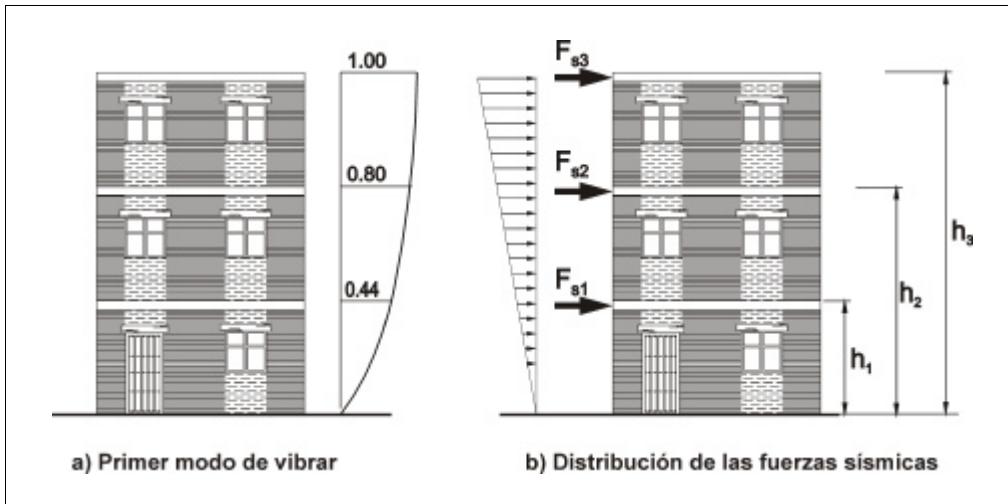


Fig. 3.34.
Distribución de las
fuerzas sísmicas en
altura

Distribución de las fuerzas sísmicas a lo largo de la altura del edificio. a) Forma típica del primer modo de vibrar en los edificios de fábrica sometidos a elevados niveles de esfuerzo, (de Tomazevic, 1999). b) Se supone en una primera aproximación una distribución triangular de las fuerzas sísmicas. La fuerza aplicada en cada planta se halla con la (31). En el caso de un edificio de planta baja y dos plantas de altura como el de la figura, la fuerza sísmica F_{s1} es por ejemplo:

$$F_{s1} = \frac{M_1 h_1}{M_1 h_1 + M_2 h_2 + M_3 h_3} F_s$$



donde h_i , h_j y M_i son las cuotas y las masas de las diferentes plantas, mientras que n es el número de plantas.

3.3.5.2. Reparto de las fuerzas sísmicas entre los macizos murarios

Una vez determinada la fuerza F_{si} aplicada en relación a la planta i -ésima del edificio, la fuerza horizontal de cortante T_m que actúa sobre un macizo murario genérico de aquel plano se calcula como:

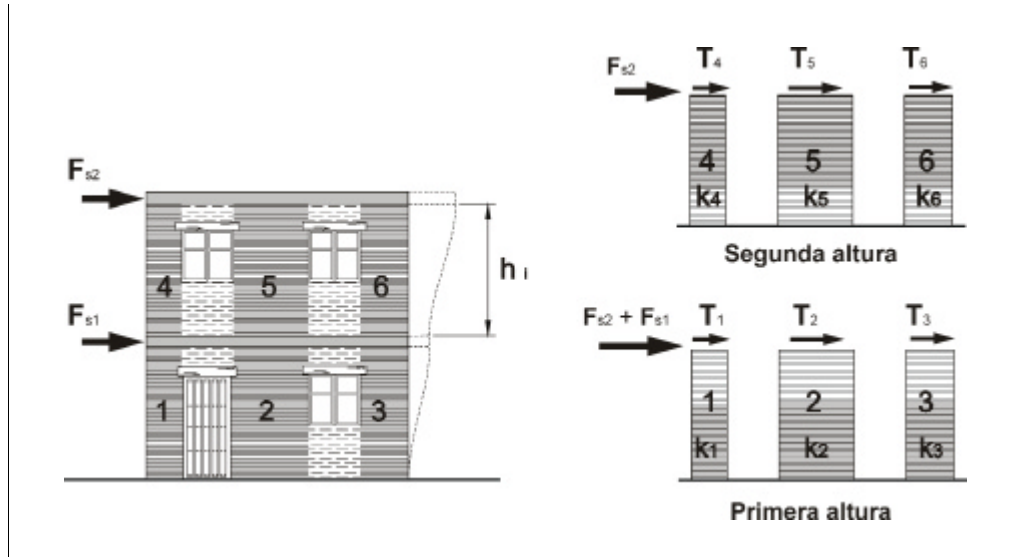
$$T_m = \frac{k_m}{\sum k_j} F_{si} \quad (3.32)$$

donde k_m es la rigidez del macizo murario considerado (ver § 3.3.2.1.) mientras que el término en el denominador representa el sumatorio de todas las rigideces de los macizos murarios de la planta considerada. En la

Figura 3.35, se ha reflejado un ejemplo de distribución de las fuerzas sísmicas en el caso de un edificio de muros de carga de dos plantas. Obsérvese que la fuerza sísmica a distribuir entre los macizos murarios de la primera planta es la suma de F_{s1} y F_{s2} . En general, en cada planta es necesario considerar la suma de todas las fuerzas aplicadas en las plantas superiores más la fuerza aplicada en esa planta. Esto parte de la suposición de que todos los forjados son rígidos y por tanto transmiten integralmente las fuerzas de una planta a otra.

Para realizar la comprobación de la resistencia del macizo murario en examen, la sollicitación máxima de cortante que actúa sobre cada macizo por efecto del terremoto, deberá de superponerse a las contribuciones derivadas de las otras cargas (en general estáticas) que actúan sobre el edificio. Una vez obtenido el valor global de cortante en cada macizo murario, la comprobación será realizada en el campo elástico comparando este valor con la máxima resistencia a cortante del edificio.

Fig. 3.35.
Distribución de las fuerzas sísmicas en los diferentes macizos murarios de una fábrica



A efectos del cálculo de las acciones cortantes T_m que actúan en los diferentes macizos murarios, es necesario sumar a la fuerza que actúa sobre cada planta las que son aplicadas en las plantas superiores. Por ejemplo, la fuerza T_2 que actúa sobre el macizo murario 2 en la primera planta viene dada por:

$$T_2 = \frac{k_2 (F_{s1} + F_{s2})}{k_1 + k_2 + k_3}$$

3.3.6. Estructuras de fábrica

Con el término genérico de "*edificios de fábrica*" se señalan construcciones que pueden ser construidas con formas, dimensiones, técnicas constructivas y, sobre todo, materiales, muy diferentes. En la **Figura 3.36** se muestran, a modo de ejemplo, una serie de edificios que pueden ser clasificados genéricamente como edificios de fábrica. Estos presentan diferentes tipologías y han sido ejecutados con materiales diferentes que van desde la piedra escuadrada a la piedra sin labra, a ladrillos cerámicos, adobes, e incluso a bloques de hormigón, con interposición de diferentes tipos de morteros, o incluso sin ellos (a hueso). Algunos de los ejemplos reflejados son modestas viviendas realizadas en el último siglo, otras en cambio, son edificios monumentales de gran interés histórico-artístico construidos hace centenas, o miles de años. La serie de imágenes de la **Figura 3.36**, los diferentes tipos de muros propuestos en la **Figura 3.37** y la imágenes relativas a los edificios de la localidad de Mula, reproducidas en el **Capítulo 2**; muestran la falta de homogeneidad de las estructuras de fábrica, y ponen en evidencia algunos de los motivos por los que el estudio de tales edificios resulta a menudo difícilmente encuadrable en un tratado unitario con esquemas de comportamiento universalmente aplicables.

Dicha dificultad en el estudio general de las estructuras de fábrica está acompañada por el escaso interés en el estudio del comportamiento sísmico de estos edificios. Las fábricas de hecho, se consideran poco adecuadas en zona sísmica, hasta tal punto que algunas normativas antisísmicas limitan su utilización (España e Italia) o incluso impiden (Japón) la utilización de edificios de fábrica en zona sísmica.

Por el contrario, la elaboración de normativas específicas y la utilización de fábrica armada ha llevado a algunos países (Estados Unidos) a un aumento de las construcciones de fábrica en zona sísmica.

En realidad aun si la fábrica no fuera utilizada para construir nuevos edificios en zona sísmica, es necesario recordar que en diferentes países de Europa Central, del área mediterránea, de Asia y de América Latina (zonas de alto riesgo sísmico), parte de los centros históricos han sido construidos con ese tipo de edificios. Además nuestro patrimonio histórico y monumental está casi en su totalidad compuesto por estructuras de fábrica. Una mayor atención al problema ha nacido últimamente con posterioridad a los terremotos que han producido graves daños en viviendas de antiguos centros históricos así como en monumentos de prestigio e interés universal. (Piénsese en la inquietud producida por el colapso de parte de la bóveda, recubierta de frescos de Giotto, en la basílica de San Francisco de Asís en Italia durante el terremoto de 1997).

Naturalmente el terremoto no es la única causa de los daños o del colapso de los edificios de fábrica. Estos se resienten de problemas ligados a las acciones del viento, acciones del terreno de cimentación, a fenómenos de ataque por parte de los agentes atmosféricos y a la progresiva degradación de los materiales constructivos, degradación que puede conducirlos al colapso, incluso simplemente bajo el peso propio. (Como ocurrió con la Torre Cívica de Pavia en Italia).

El interés del presente estudio concierne los aspectos ligados al comportamiento sísmico de los elementos murarios, aun si a menudo estos aspectos están necesariamente ligados a otros como por ejemplo el estado de degradación de los materiales constructivos o los daños ya sufridos por una estructura de fábrica antes de que intervenga el evento sísmico. A este respecto es necesario observar que la conservación del patrimonio histórico y monumental en zona sísmica, requeriría interven-

Fig. 3.36.
*Ejemplos de diferentes
construcciones de
fábrica*



ciones preventivas de instrumentación de los edificios que permitiera descubrir la presencia de lesiones, de cesiones diferenciales de las cimentaciones, la pérdida de verticalidad de las columnas y los muros, deformaciones de arcos y bóvedas, degradación de los materiales debida a la humedad o la erosión, etc. Esto permitiría, en el caso en el que fuera necesario, realizar adecuadas intervenciones de consolidación de modo que estas estructuras sean capaces de soportar, sin daños, futuros seismos.

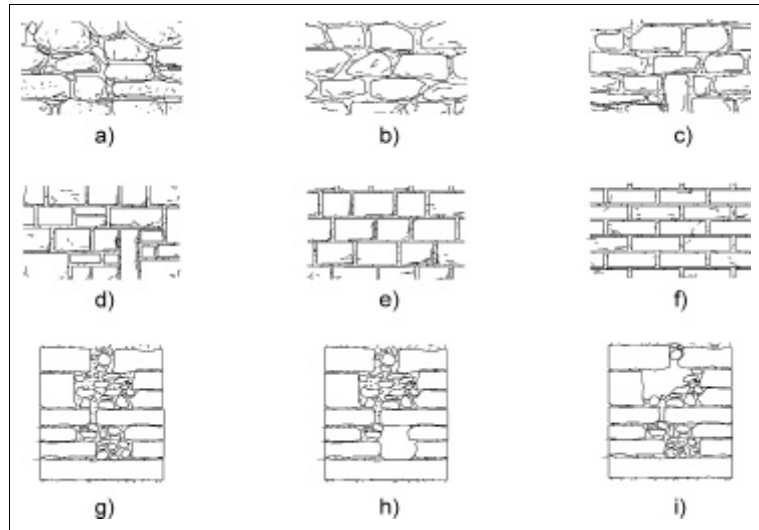
Sin embargo, en la realidad se interviene casi siempre después que se ha producido un terremoto. Esto significa en primer lugar, que los técnicos que debieran trabajar sobre los edificios afectados por un terremoto, no disponen de la información suficiente sobre las condiciones de los edificios antes del terremoto y, en segundo lugar, que estos deberán de intervenir sobre una estructura a menudo ya irremediabilmente dañada.

3.3.6.1. Comportamiento dinámico de elementos murarios

Los edificios comunes de fábrica están constituidos esencialmente por muros de carga, dispuestos según dos direcciones ortogonales entre sí, y unidos por forjados. Estas paredes representan los elementos resistentes sea para las cargas verticales, sea para las acciones sísmicas horizontales.

Consideremos una pared de fábrica empotrada en su base y libre en su parte superior. La fuerza sísmica horizontal puede actuar en el mismo plano del elemento mural (**Figura 3.38.a**), o bien en dirección ortogonal a éste (**Figura 3.38.b**). La resistencia de la pared es decididamente mayor si la fuerza horizontal actúa paralelamente a su plano medio. Si se considera una habitación elemental construida por cuatro paredes ortogonales, carentes de un atado superior (zuncho y/o forjado) pero empotradas en la base y bien unidas entre sí, **Figura 3.38.c**, se puede observar que, bajo la acción de fuerzas horizontales, las paredes solicitadas en su propio plano (Tipo I) constituyen un vínculo para aquellas solicitadas en cambio, ortogonalmente a su plano (Tipo II).

Es importante subrayar el hecho de que, con el objeto de que las paredes de Tipo I puedan efectivamente representar un vínculo para las paredes de Tipo II, y puedan por tanto absorber las fuerzas transmitidas por éstas, es fundamental que la unión entre las paredes sea eficiente, **Figura 3.38.d**. Si la unión es efectiva, las paredes de Tipo I se comportan en la práctica como cortavientos que rigidizan la estructura, y su mecanismo resistente es predominantemente de tipo cortante. La paredes de Tipo II, en cambio, se comportan como láminas sujetas por tres lados, y su comportamiento es fundamentalmente de flexión. La presencia de un zuncho superior de rigidización o, mejor todavía, de un forjado rígido, mejora enormemente el comportamiento de la estructura, permitiendo una mejor transferencia de los esfuerzos sobre las paredes de Tipo I de cortaviento y, reduciendo los desplazamientos fuera del plano de las paredes de tipo



II. En la **Figura 3.39** se reproducen las deformadas correspondientes a los dos primeros modos principales de vibrar de la habitación elemental de la **Figura 3.38.c**. Dichas deformadas ponen en evidencia que las paredes de tipo II sufren desplazamientos mucho mayores respecto a las de tipo I.

En la **Figura 3.39** se muestra además el esquema del cuadro de fisuración típico de la habitación elemental con dos paredes solicitadas en su plano y dos paredes solicitadas fuera de su plano. Se puede observar la inflexión de las paredes ortogonales al seísmo provoca fracturas verticales en la proximidad de las esquinas y en el centro de las paredes. En las paredes solicitadas en su plano, en cambio, se producen lesiones diagonales por efecto de los esfuerzos de cortante y lesiones casi horizontales debidas al momento flector. Naturalmente es necesario recordar que el terremoto actúa en las dos direcciones horizontales, y por tanto cada pared puede sufrir sea acciones paralelas al propio plano, como acciones ortogonales. Y por tanto los cuadros fisurativos relativos a las paredes de tipo I y II, se encontrarán en realidad superpuestos en una misma pared.

Por todo lo anteriormente observado se puede concluir que las paredes resistentes a cortante (Tipo I), y en particular los macizos mura-

Fig. 3.37.
Diferentes tipos de fábrica.

a). Mampostería ordinaria a hueso. (Random rubble)

b). Mampostería ordinaria recibida con mortero

c). Mampostería ordinaria enripiada por hiladas

d). Sillarejo o sillería con hiladas irregulares

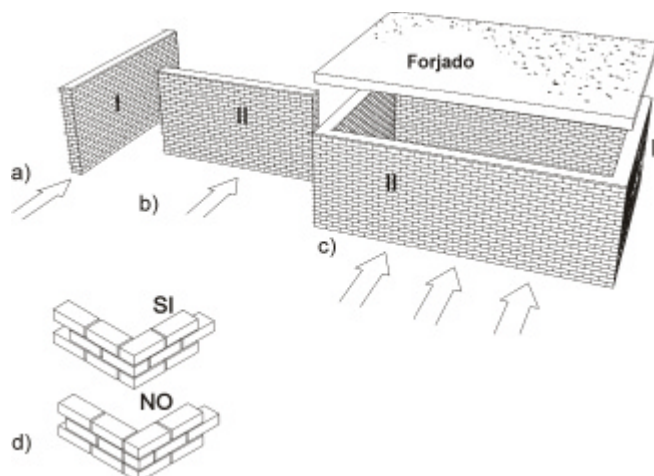
e). Sillarejo o sillería con hiladas regulares

f). Fábrica de ladrillo aparejada

g). Sección de muro de gran espesor, aparejada o sin aparejar con relleno interior

h). Sección de muro heterogénea con presencia de cavidades que carecen de relleno

i). Sección de muro heterogénea con huecos en el relleno interior



El comportamiento de una pared sometida a una fuerza horizontal es muy diferente según que la fuerza actúe en el plano de la pared (**caso a**, pared de tipo I), o bien perpendicularmente a esta (**caso b**, pared de tipo II). Si se considera una habitación elemental construida con cuatro paredes ortogonales (**caso c**) fijas en su base y bien unidas entre sí (**caso d**), se puede observar que las paredes de tipo I constituyen un vínculo (cortaviento) para las paredes de tipo II y mejoran su comportamiento. La presencia de un forjado rígido mejora posteriormente el comportamiento de la estructura en forma de caja.

Fig. 3.38.
Comportamiento de muros sometidos a fuerzas horizontales

rios contenidos en estos (**Figura 3.19**), representan los elementos resistentes a las acciones sísmicas horizontales. La resistencia de las paredes sometidas a acciones ortogonales en su plano debe de ser comprobado sólo en el caso de luces particularmente elevadas que

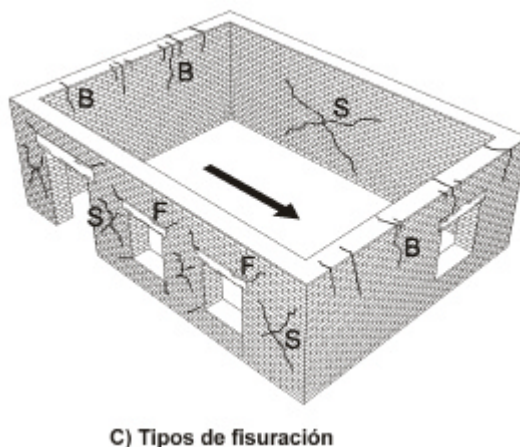
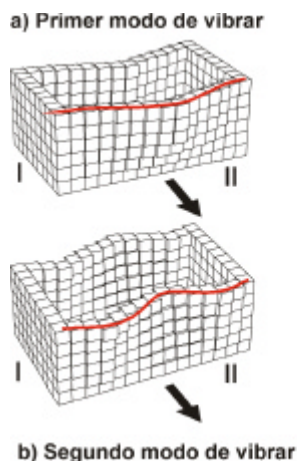
excedan los valores de la normativa.

Como consecuencia del análisis de los daños producidos por los terremotos y gracias a los resultados de numerosas pruebas experimentales, se han individualizado tres mecanismos típicos de rotura para las paredes de cortante cargadas en su plano en zona sísmica, **Figura 3.40.**

- **Rotura por corrimiento.** Este tipo de mecanismo puede ponerse en marcha si la carga vertical es muy pequeña y el mortero es de pésima calidad. En este caso la acción sísmica horizontal puede provocar el desplazamiento de los mampuestos en las juntas. Puede tener lugar por ejemplo un deslizamiento de la parte superior del muro sobre la parte inferior, coincidiendo con una junta horizontal de mortero, tal y como se muestra en la **Figura 3.40.a.**

- **Rotura por fisuración diagonal.** La fisuración diagonal debida al cortante es una modalidad típica de rotura de las paredes de fábrica no armada sometida a cargas sísmicas. Tiene lugar por superación de la resistencia a tracción de la fábrica y se manifiesta con la formación de típicas grietas diagonales en el centro del paño murario, que pueden seguir

Fig. 3.39.
Deformada de los dos primeros modos de vibración de un muro de carga sometido a fuerzas horizontales. Cuadro de fisuración típico de la abstracción elemental



a) y b) Deformada de los primeros dos modos principales de vibración de la habitación elemental de la figura 3.38.c (por Benedetti, en *Construcción en zona sísmica*, 1983). **c)** Típicas fisuraciones de un edificio de fábrica sometido a seismo: (B) Fisuración por alabeo del muro fuera del plano, (S) Fisuración por tracciones diagonales del paño, (F) Fisuración por tracción a flexión.

las juntas de mortero o romper los elementos del muro, **Figura 3.40.b**.

• **Rotura por compresión.** Para valores elevados del momento flector (paredes esbeltas) y, en los casos en los que el muro tiene buena resistencia a cortante, puede suceder una rotura por cesión de las zonas comprimidas en la extremidad del muro, **Figura 3.40.c**.

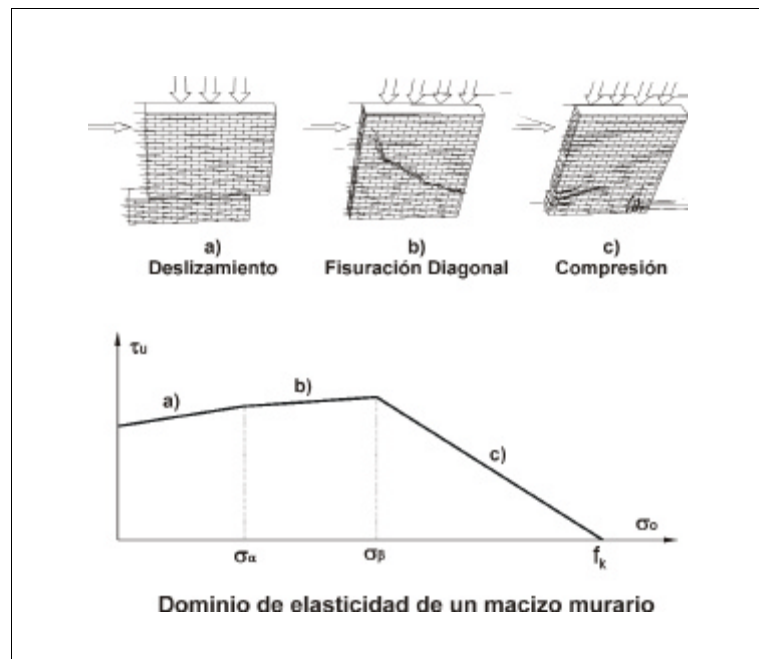
El que se produzca un mecanismo de rotura u otro, depende de la geometría del muro (relación entre la altura y la anchura), de la calidad de los materiales, de las condiciones de los vínculos y de las fuerzas aplicadas. En la **Figura 3.40** se ha representado cualitativamente el dominio de elasticidad (lineal) de una pared de fábrica, en el que se distinguen los tres trazados que se corresponden con los tres mecanismos de rotura mencionados anteriormente. En el diagrama se ha indicado con τ_u la tensión tangencial de rotura en la dirección de las juntas, y con σ_o la tensión normal de compresión. Los valores de la tensión normal σ_α y σ_β que delimitan las primeras dos zonas, dependen del tipo de fábrica considerada. Las pruebas experimentales nos muestran que el valor σ_α resulta en general más bien pequeño, casi próximo a 0. Por tanto en la mayor parte de los casos se produce una rotura por fisuración diagonal del paño, caso (b). Puesto que la fuerza sísmica alternativamente toma sentidos opuestos, las fisuraciones diagonales de los macizos murarios son típicamente en forma de cruz, como se puede encontrar en algunos de los numerosos edificios afectados por el movimiento sísmico del 2 de febrero de 1999 con epicentro en Mula. (**Figura 3.41**)

Es interesante por último observar los mecanismos de rotura típicos de las torres campanario reproducidas en la **Figura 3.42**, deducidos de un estudio del CNR que concernía el terremoto de Friuli (Italia, 1976). Se trata sustancialmente de 6 tipos de posibles mecanismos globales de rotura, en los cuales se pueden reconocer, además de los mecanismos tridimensionales de rotura, también los meca-

nismos elementales en el plano.

3.3.6.2. Características mecánicas de las fábricas

La fábrica es un material no homogéneo, con comportamiento no simétrico y no lineal. Incluso estando constituida en general por dos materiales homogéneos: los mampuestos y el mortero, esta en su conjunto constituye un material no homogéneo. Además presenta un comportamiento no simétrico, ya que en general posee una óptima resistencia a compresión y una baja resistencia a tracción. Esta por tanto difícilmente soporta solicitaciones debidas a momentos flectores y a acciones cortantes, que son justamente las solicitaciones



Modos típicos de rotura para paredes de fábrica: a) Daño por corrimiento a lo largo de las juntas; b) Daño por fisuración diagonal; c) Daño por compresión y aplastamiento de las partes comprimidas del muro. En el plano σ_o - τ_u el dominio de elasticidad de un paño de fábrica está delimitado por tres trazos que se corresponden con los tres tipos de daños estudiados. (de Motta, 1992).

Fig. 3.40. Modos de rotura en un elemento mural genérico



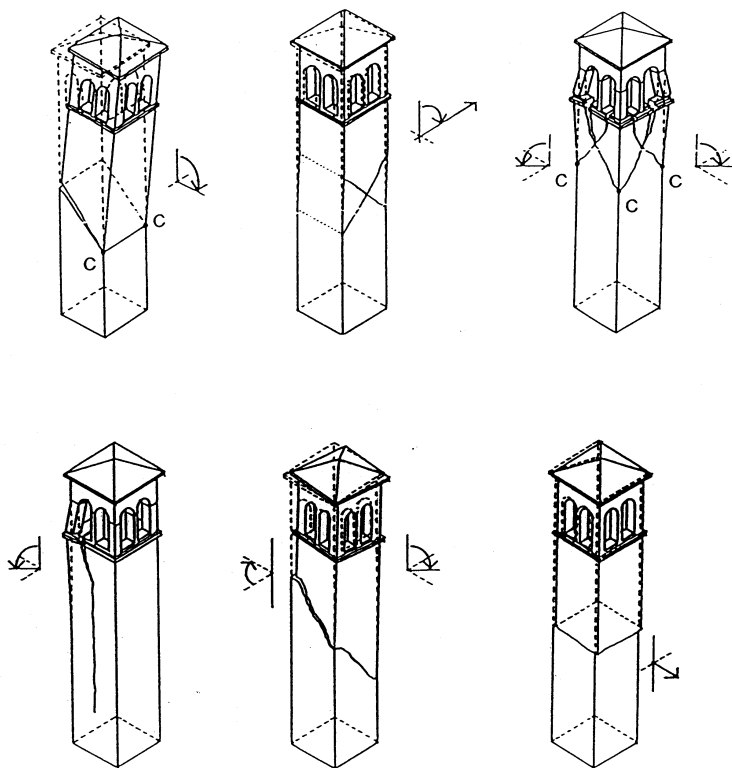
Fig. 3.41.
Ejemplo de grietas en forma de aspa en una fachada de una vivienda en el centro de Mula, 1999



típicas provocadas por las acciones sísmicas horizontales. Por último, la fábrica sometida a cargas horizontales cíclicas, manifiesta un comportamiento isterético con progresiva degradación de las características elásticas y de resistencia. En la **Figura 3.43** se ha dibujado la típica curva experimental T-d, que muestra el comportamiento no lineal de un macizo murario bajo cargas horizontales T en su plano. A efectos de cálculo, dicha curva es a menudo idealizada con dos o tres trazos lineales. En la figura se muestra la idealización bilineal del modelo constitutivo del macizo murario.

Para construir el modelo constitutivo bilineal de un lienzo genérico murario, es necesario conocer la fuerza horizontal de cortante última T_u , el desplazamiento último d_u y la rigidez elástica k , que proporciona la pendiente del primer trazado del bilátero.

Fig. 3.42.
Mecanismos típicos de rotura de las torres campanario. (de Petrini-Dogliani, 1994)



Fuerza horizontal última T_u . La fuerza horizontal T_u se puede obtener directamente de la curva experimental, si esta es conocida, a través de parámetros en clave de energía (Ver Tomazevic, 1999, pag 117) O bien se puede deducir aplicando una fórmula teórica. Por ejemplo, si se considera el lienzo murario de fábrica como un elemento idealmente elástico, homogéneo e isótropo, y si se supone que la rotura del lienzo sucede por fisuración diagonal (tipo b en la **Figura 3.40**), se puede aplicar el criterio de rotura de Turnsek-Cacovic, que proporciona la siguiente expresión de T_u :

$$T_u = A\tau_k \sqrt{\frac{\sigma_o}{\tau_k} + 1} \quad (3.33)$$

donde A es el área de la sección horizontal del paño murario, τ_k es la resistencia a cortante de la fábrica, mientras que σ_o es la sollicitación media de compresión del muro, que se puede calcular como la relación entre la carga vertical P y el área A .

Para aplicar la (3.33) hace falta naturalmente conocer la resistencia a cortante τ_k del tipo de fábrica considerada, lo que puede requerir pruebas experimentales. La normativas facilitan los valores de resistencia a cortante para algunos tipos de fábricas, aun si a menudo se refieren sólo a sistemas modernos de ladrillo.

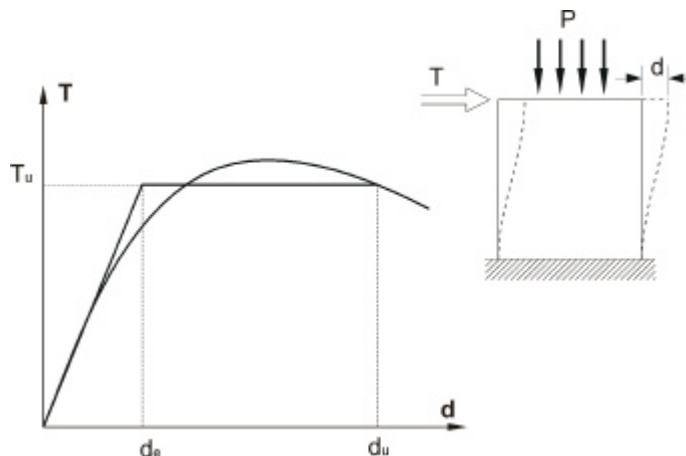
Desplazamiento último d_u . Si se dispone de la curva experimental se puede tomar convencionalmente como desplazamiento último el correspondiente al punto en el que la curva idealizada intersecta el trazado descendente

de la curva experimental. En la práctica, a menudo se introduce la ductilidad μ del lienzo murario, dada por la relación entre el desplazamiento último y el desplazamiento elástico, $\mu = d_u / d_e$. Se puede entonces calcular d_u multiplicando el desplazamiento en el límite elástico d_e que es conocido, por la ductilidad μ . La ductilidad para las fábricas ordinarias puede tomar valores $\mu = 2 \div 3$ aun si habitualmente se toma un valor cautelaramente más bajo, por ejemplo $\mu = 1.6$. Para la fábrica armada la ductilidad toma, en cambio, valores superiores: $\mu = 4 \div 5$.

Rigidez Elástica k . La rigidez elástica de un lienzo murario depende de sus características geométricas y elásticas y se puede calcular a través de la fórmula (3.10), una vez conocidos los módulos elásticos E y G del material. El diagrama experimental de la **Figura 3.43** muestra que la rigidez del elemento (definida por la pendiente de la curva) se mantiene constante sólo en un primer trecho en el que el comportamiento de la fábrica se puede suponer elástico-lineal, mientras que para valores más elevados de la carga, esta disminuye progresivamente (degradación de la rigidez). En el diagrama idealizado bilineal se supone en cambio, que el valor elástico inicial de la rigidez se mantenga constante hasta el límite elástico.

Fig. 3.43.
Curva experimental
T-u de un lienzo mura-
rio sometido a accio-
nes horizontales T en
su plano

*Idealización de la curva
por medio de un bilátero.
(Modelo constitutivo
del machón murario)*



Módulos elásticos para los edificios de fábrica

En el estudio dinámico de los edificios de fábrica es muy importante la valoración de las características mecánicas y, en particular, la valoración de los módulos elásticos E y G , indispensables para el cálculo de la rigidez de los macizos murarios. Estos parámetros pueden asumir valores muy diferentes, según las características del material que constituyen los mampuestos (ladrillos, piedras, etc.) y del tipo de mortero (mortero de cal, mortero de cemento, etc.) interpuesto entre estos.

A menudo para edificios antiguos es necesario recurrir a la determinación experimental de los módulos elásticos. En la literatura técnica específica se encuentran fórmulas que permiten determinar los valores E y G una vez conocida la resistencia a compresión σ_k , o la resistencia a cortante τ_k de la fábrica. Moric (1999) propone por ejemplo las siguientes expresiones:

Fábricas con composición no homogénea:

$$E = 650 \sigma_k \quad G = E/6 \quad (3.34)_1$$

Fábricas con composición homogénea:

$$E = 900 \sigma_k \quad G = E/4 \quad (3.34)_2$$

mientras que Tomazevic (1999) ha encontrado que los valores de los módulos elásticos E y G varían en general entre los siguientes valores:

$$\begin{aligned} 200\sigma_k < E < 2000\sigma_k \\ 0.06E < G < 0.25E \end{aligned} \quad (3.35)$$

La Normativa Italiana (Circ. LL. N° 21745/81) propone calcular E y G en función de la resistencia a cortante τ_k a través de las fórmulas:

$$\begin{aligned} G &= 1100 \tau_k \\ E &= 6G \end{aligned} \quad (3.36)$$

En la **Tabla 3.11** se reproducen los valores de E y G obtenidos a través de la (3.36) utilizan-



do los valores de la resistencia característica a cortante τ_k facilitados por la misma Normativa italiana para algunos tipos de mampostería. Como puede verse los valores de los módulos elásticos E y G propuestos por la Normativa Italiana reflejados en la **Tabla 3.11**, resultan más bien bajos, sobre todo comparándolos con los valores tradicionalmente propuestos por la literatura técnica que se pueden consultar en las **Tablas 3.12, 3.13 y 3.14**.

Los valores reproducidos anteriormente en estas tablas muestran una gran variabilidad del módulo elástico E y del módulo de rigidez a cortante G. La elección del valor apropiado de tales parámetros debe der hecha con cuidado porque, naturalmente, variaciones tan relevantes comportan enormes diferencias en la valoración de la rigidez de los macizos murarios y, por consiguiente, en la determinación del periodo propio de la estructura y en la distribución de las fuerzas sísmicas en los macizos murarios.

3.3.6.3. Análisis sísmico no-lineal de los edificios de fábrica

Si se comprueban las estructuras de fábrica sólo en el campo elástico, se subestima la capacidad efectiva de la resistencia debida a la posibilidad de deformarse plásticamente, **Figura 3.43**. Es de hecho, gracias a su ductilidad que las paredes de fábrica son capaces de resistir los terremotos más violentos y, aunque estén dañados y deformados, continúan soportando las cargas verticales durante el terremoto. La ductilidad además hace posible la redistribución de las fuerzas sísmicas de los macizos murarios más dañados hacia aquellos más íntegros y provoca que una gran cantidad de energía cinética sea disipada durante el movimiento sísmico. Solamente cuando son agotadas las reservas de ductilidad de algunos elementos o de la estructura completa, se producen roturas parciales o globales. Para tener en cuenta la ductilidad de los lienzos murarios en el cálculo de la resistencia máxima horizontal de los edificios de fábrica,

Tabla 3.11
Valores de las resistencias características y de los módulos E y G para edificios de mampostería prpuestos por la Normativa italiana (Circ. LL. PP. Nº 21745/81)

Se puede observar que dichos valores resultan más bien bajos respecto a los habitualmente utilizados y documentados

TIPO DE FÁBRICA		s_k [Kg/cm2]	tk [Kg/cm2]	E [Kg/cm ²]	G [Kg/cm2]
Fábricas no consolidadas no lesionadas	Ladrillo macizo - Mortero bastardo	30	1.20	7920	1320
	Bloque de arcilla expansiva u hormigon Mortero bastardo	30	1.80	11880	1980
	Fábrica de Piedra				
	a) Mampuestos en malas condiciones	5	0.20	1320	220
	b) Mampuestos ligeramente escuadrados y bien organizados	20	0.70	4620	770
	c) Sillares o sillarejos en buenas condiciones	15	0.40	2640	440
	Adobes de buena calidad	25	1.00	6600	1100
Fábricas nuevas	Ladrillo perforado Mortero de cemento Rm > 145 Kg/cm ²	50	2.00	13200	2200
	Ladrillo hueco doble. Mortero de cemento Rm > 145 Kg/cm ²	50	2.40	15880	2640
Fábricas consolidadas	Ladrillo macizo, cantería escuadrada, consolidadas con dos láminas de hormigón armado de 3 cm. Mín.	50	1.80	11880	1980
	Fábrica de piedra inyectada. Piedra escuadrada consolidada con dos láminas de hormigón armado de 3 cm. Mín.	50	1.10	7260	1210

es posible utilizar los métodos del cálculo simplificado entre los cuales se encuentra el método *Push-Over* (Tomazevic, 1999).

Método Push-Over

El método *Push-Over* permite calcular la máxima acción sísmica horizontal soportable por un edificio teniendo en cuenta la posibilidad de deformaciones plásticas de sus macizos murarios, así como individualizar en qué plano del edificio se verificarán los mayores daños. El método está basado en la hipótesis de que los macizos murarios en su conjunto se comporten como elementos estructurales dúctiles.

El procedimiento comienza con la valoración de la rigidez k , de la fuerza lateral en el límite elástico T_u y de la ductilidad μ de cada machón murario del edificio, y con la construcción del gráfico bilátero de la relación constitutiva T-d (**Figura 3.43**) para todos los machones murarios. Se dotan entonces al edificio de sucesivos incrementos de desplazamientos suponiendo por ejemplo un trazado triangular de los desplazamientos a lo largo de la altura (**Figura 3.44.a**). A cada incremento de los desplazamientos se valoran los desplazamientos de todas las plantas y por tanto de todos los macizos en cada nivel, en la hipótesis de que los forjados sean rígidos y de que todos los macizos de cada planta sufran el

<i>Resistencia a compresión</i>	<i>E</i> (kg/cm2)
<i>Elevada</i>	181300
<i>Media</i>	86500
<i>Baja</i>	62000

Tabla 3.12
Valores del módulo elástico E para fábricas nuevas de ladrillo. (Hendry y otros, 1997)

<i>Propiedad mecánica</i>	<i>Fábrica de piedra</i>	<i>Fábrica de ladrillo</i>
<i>Resistencia a compresión (Kg/cm²)</i>	3 , 9	15 , 100
<i>Resistencia a tracción (Kg/cm²)</i>	0.80 , 2.10	1 , 7
<i>Módulo de elasticidad E (Kg/cm²)</i>	2000 , 10000	15000 , 38000
<i>Módulo de rigidez G (Kg/cm²)</i>	700 , 900	600 , 1650

mismo desplazamiento de ese plano.

Coincidiendo con estos desplazamientos, se halla la fuerza horizontal T_i , de cada macizo murario, y por tanto, suponiendo las contribuciones de los diferentes macizos murarios, la fuerza total T del plano. Se construye así la curva T-d relativa a cada plano, **Figura 3.44.b**. Cuando al aumentar los desplazamientos, uno de los macizos ha alcanzado el límite elástico, se supone que este puede continuar deformándose con una carga horizontal constante T_{ui} , permitiendo a los otros macizos soportar cargas mayores. Se establece que se alcanza el colapso en una planta cuando al menos uno de los macizos murarios alcanza

Tabla 3.13
Propiedades mecánicas de edificios de fábrica existentes (Tomazevic, 1999)

<i>E</i> [Kg/cm²]	<i>G</i> [Kg/cm²]	<i>Material</i>	<i>Extraído de</i>
500000		<i>Bloques de mármol</i>	<i>Macchi, 1998</i>
200000		<i>Bloques de caliza</i>	<i>Macchi, 1998</i>
80000	50000	<i>Bloques escuadrados de arenisca (ashlar)</i>	<i>Roca, 1998</i>
50000	27780	<i>Bloques de piedra</i>	<i>Chiaruggi, 1998</i>
50000		<i>Sillería de arenisca (ashlar)</i>	<i>Molins, 1998</i>
40000		<i>Sillería de arenisca (ashlar)</i>	<i>Molins, 1998</i>
30000		<i>Mampostería</i>	<i>Molins, 1998</i>
25000	15625	<i>Arenisca no escuadrada (rubble)</i>	<i>Roca, 1998</i>
20000	8333	<i>Mampuestos escuadrados de arcilla</i>	<i>Anthoine y otros, 1999</i>
600		<i>Material de relleno confinado con piedra</i>	<i>Carfagni, 1991</i>

Tabla 3.14
Valores de los módulos elásticos E y G propuestos en la literatura técnica tradicional, para antiguos edificios de fábrica (en general obtenidos experimentalmente)

el valor último de desplazamiento d_{ui} (d_{u3} en la figura). El colapso completo de la estructura tiene lugar cuando una de sus plantas ha alcanzado el límite último. Esta planta es la más crítica del edificio. La resistencia última lateral del edificio completo se obtiene sumando los valores de T alcanzados en cada planta cuando la planta crítica ha alcanzado el límite último.

3.3.6.4. Valoración experimental de las características de las fábricas

El estudio del comportamiento sísmico de los edificios requiere el conocimiento de una serie de parámetros geométricos, de carga, y de las características de los materiales.

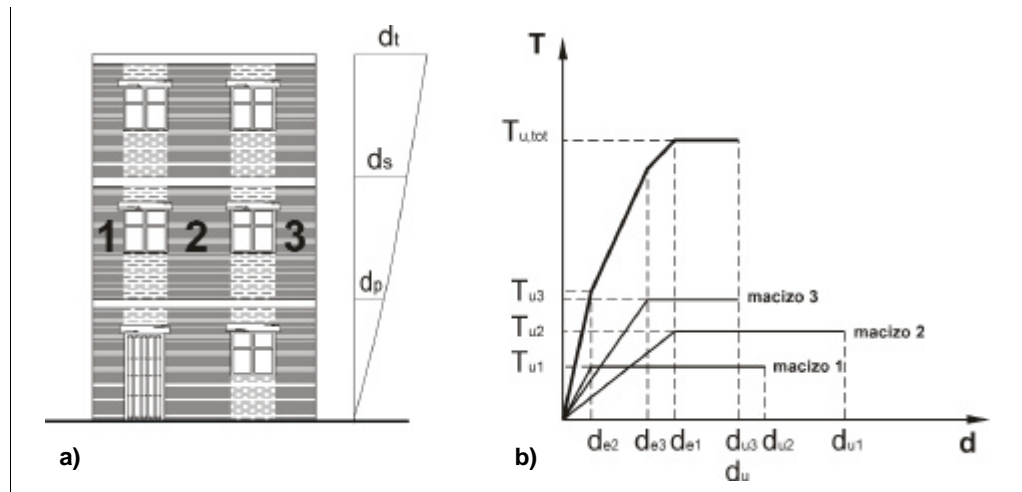
El conocimiento de éstas últimas puede resultar difícil, sobre todo en el caso de los edificios muy antiguos. Por este motivo el estudio del comportamiento sísmico de los edificios antiguos requiere habitualmente una serie de pruebas experimentales que permitan individualizar las principales características de la estructura para poder después proceder a la

valoración de su resistencia sísmica. Naturalmente la decisión de realizar una campaña de pruebas experimentales sobre un edificio y la elección de los ensayos más oportunos a efectuar requiere una serie de consideraciones de carácter económico y de tutela del edificio. (Especialmente si se trata de un edificio particularmente precioso.)

Las pruebas experimentales deberían ser lo más inocuas posibles (no destructivas) y al mismo tiempo deberían proporcionar resultados dignos de atención. Deben de evitarse, en general, los test llamados destructivos como por ejemplo la extracción de muestras de fábrica para las pruebas de laboratorio. Tanto más cuanto que, a causa de la notable falta de homogeneidad de los materiales usados, en particular en las construcciones antiguas, los resultados obtenidos con una muestra de fábrica no son siempre significativos y aplicables para la estructura completa. A pesar de ello a veces se realizan levantamientos de micro testigos (prueba semidestructiva) en diferentes puntos de la estructura para ejecutar después algunos test de laboratorio.

En general, de todas formas, se intenta recurrir a test no destructivos o parcialmente des-

Fig 3.44.
Método Push-Over



Método Push-Over. a) Trazado triangular de los desplazamientos impuestos. **b)** construcción de la curva $T-d$ para la planta genérica de un edificio de fábrica a base del binomio constitutivo bilineal de cada macizo murario. Los valores $T_{u,tot}$ y d_u representan la carga última y el desplazamiento máximo soportables por dicha planta.

tructivos, que conlleven pequeñas intervenciones en la estructura muraria. Uno de los ensayos actualmente más utilizados es el de *flat-jack test*. Dicho test consiste en la inserción de planchas metálicas en juntas horizontales de la fábrica para medir el nivel de esfuerzo del edificio y de la deformación. Por medio de dichas pruebas se puede determinar también el módulo elástico E del material. Téngase en cuenta que tales test son menos representativos cuando se estudian muros de espesor elevado como en el caso de edificios históricos monumentales, puesto que las planchas metálicas son generalmente mucho más estrechas que el espesor de las fábricas en las que se colocan. Existen además una serie de ensayos (radiografía, termografías, tomografías) que dan indicaciones cualitativas del estado de degradación de la fábrica, y sobre su estructura interna, permitiendo individualizar por ejemplo, cambio de material o vacíos en las secciones. Con estos últimos no se puede, sin embargo, obtener un valor de los parámetros.

Particularmente útiles desde el punto de vista sísmico son los test dinámicos. Estos se realizan utilizando ondas mecánicas o ultrasónicas. Las ondas mecánicas, en particular, pueden ser producidas artificialmente con instrumentos con masas rotativas que se fijan al edificio (*vibroline*) o bien pueden provenir de excitaciones naturales (viento, tráfico, campanas, microsismos). Utilizando los *vibroline* se pueden aplicar a la estructura solicitaciones de tipo armónico de diferente frecuencia e intensidad, y medir después las vibraciones en los puntos más significativos del edificio a través de los acelerómetros. Esto permite valorar las características dinámicas del edificio (frecuencias propias y factores de amorti-

guamiento). Estos test son a menudo ejecutados con apoyo de modelización numérica, porque permiten calibrar y validar el modelo numérico de la estructura. Para comprobar la validez del modelo numérico y para identificar algunos parámetros desconocidos se compara la respuesta numérica con la experimental bajo la misma fuerza armónica. Este procedimiento se denomina *identificación estructural*. Una vez confirmada la buena respuesta del modelo numérico con el comportamiento del edificio, se puede utilizar el modelo para estudiar el comportamiento del edificio también bajo solicitaciones sísmicas. La utilización de este método de estudio requiere una notable cautela porque las pruebas dinámicas son ejecutadas con bajos niveles de esfuerzo para la estructura por motivos de seguridad. A causa del comportamiento no lineal de las fábricas los parámetros mecánicos que se obtienen con dichas pruebas podrían no ser adecuadas en el caso de esfuerzos elevados, como son aquellos que se tienen por el efecto de terremotos violentos.

3.3.6.5. Modelización numérica de los edificios de fábrica

Los métodos de cálculo simplificado pueden resultar inadecuados para estructuras con una cierta complejidad e importancia. Para conocer el comportamiento de estructuras complejas se puede recurrir entonces a una modelización numérica, por ejemplo a través del *Método de Elementos Finitos (FEM)*. El objeto del estudio del comportamiento dinámico del edificio a través de una modelización estructural es el de individualizar eventuales

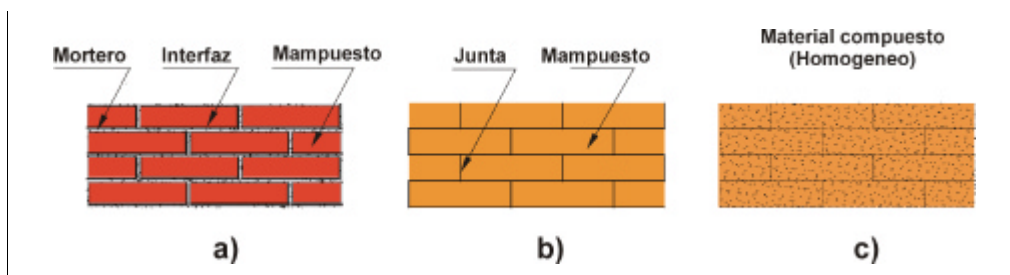


Fig. 3.45.
Modelización de una pared de mampostería:

- a) micromodelización
- b) micromodelización simplificada
- c) macromodelización (de Lourenço, 1998)



puntos débiles de la estructura que podrían provocar graves daños, o incluso, el derrumbe del edificio, bajo la acción de un seísmo. La modelización estructural requiere:

1. Un modelo geométrico, en el que vengan definidas las características geométricas y de vínculo de la estructura. La modelización geométrica de las estructuras de fábrica, sobre todo de las más antiguas y complejas, puede requerir una larga y cuidadosa fase de estudio preliminar para conocer la exacta geometría estructural. A menudo, de hecho, las estructuras han sufrido modificaciones relevantes con el curso de los siglos que han modificado incluso radicalmente, la inicial concepción estructural.

2. Un modelo mecánico del material, que describa el comportamiento de un elemento infinitesimal de material bajo un estado tensional genérico (comportamiento elástico, plástico, elasto-viscoso, etc.). La definición del modelo mecánico de comportamiento del material murario requiere una atención particular. La fábrica, de hecho, como se ha visto, es un material por su propia naturaleza poco homogéneo y anisótropo, y la esquematización de su comportamiento con modelos simples requiere en general notables aproximaciones. Si el edificio además es muy antiguo, a esto se añade el hecho de que no siempre son conocidos exactamente los materiales utilizados (tipos de mortero, composición interna de los elementos murarios, etc.), y que, aun si se conoce la naturaleza de los materiales usados, estos pueden estar muy degradados. Por ello para conocer el comportamiento efectivo puede ser necesario recurrir a una serie de pruebas experimentales.

De las pruebas experimentales se debe obtener el binomio esfuerzo-deformación que define el modelo constituyente del material. Los resultados que se deducen de las pruebas experimentales deben ser oportunamente simplificados para obtener un modelo constituyente que refleje de manera simple, pero

bastante fiel, el comportamiento del material. Introduciendo el modelo constitutivo del material en la modelización de elementos finitos de la estructura, es posible, por medio de adecuados programas de cálculo, estudiar el comportamiento de la estructura desde la fase elástica hasta la formación de fracturas que lleven la estructura al colapso.

3. Un modelo de acciones externas, en el que sean definidos los puntos de aplicación y la variación en el tiempo, de las fuerzas externas intervinientes sobre el sistema.

Sólo una modelización realista de la estructura que tenga en cuenta todos estos factores puede proporcionar elementos útiles para conocer su efectivo comportamiento dinámico e individualizar las posibles actuaciones de refuerzo.

Uno de los principales problemas que es necesario resolver en la modelización de elementos finitos de la fábrica consiste en la introducción adecuada del modelo de los elementos unidad (ladrillos, piedras, bloques, etc.), de las juntas y del mortero presente en su interior. Las diferentes soluciones propuestas en la documentación técnica tradicional se pueden agrupar a tres categorías principales:

a) Micromodelización: Se consideran aisladamente los mampuestos (brick), el mortero y todas las superficies interfaz, cada uno con sus propiedades elásticas e inelásticas, **Figura 3.45.a**. Las superficies interfaz entre dos materiales se consideran como posibles superficies de fractura. Naturalmente esta elección que permite distinguir en detalle el comportamiento de la fábrica, conlleva en cambio una elevada carga tanto en la construcción del modelo como en el cálculo. Esta puede ser útil para estudiar los problemas de detalle pero en el caso de la modelización completa de grandes estructuras, resulta impracticable.

b) Micromodelización simplificada: Se con-

sideran los mampuestos homogéneos que incluyen también el mortero, unidos a elementos discontinuos que esquematizan el comportamiento de las juntas, **Figura 3.45.b**. También en este caso las juntas representan posibles superficies de rotura. También esta elección puede conllevar notable complejidad del modelo y de cálculo.

c) Macromodelización: Se puede por último considerar toda la fábrica como si fuese un único material compuesto, con características medias uniformes, **Figura 3.45.c**. La presencia de las juntas en las dos direcciones es

tenida en cuenta considerando un comportamiento anisótropo, en general ortótropo del material. Esta solución naturalmente es la más simple desde el punto de vista de la construcción del modelo y del cálculo, pero implica una cuidada estimación de las propiedades medias atribuidas al material ficticio, que debe, de todas formas, estar en grado de reproducir, con suficiente aproximación, el comportamiento de la mampostería real. En la bibliografía específica se encuentran numerosos trabajos sobre el tema. Véase por ejemplo el artículo de Pietruszczak e Niu (1992), en el que se da una descripción matemática de la

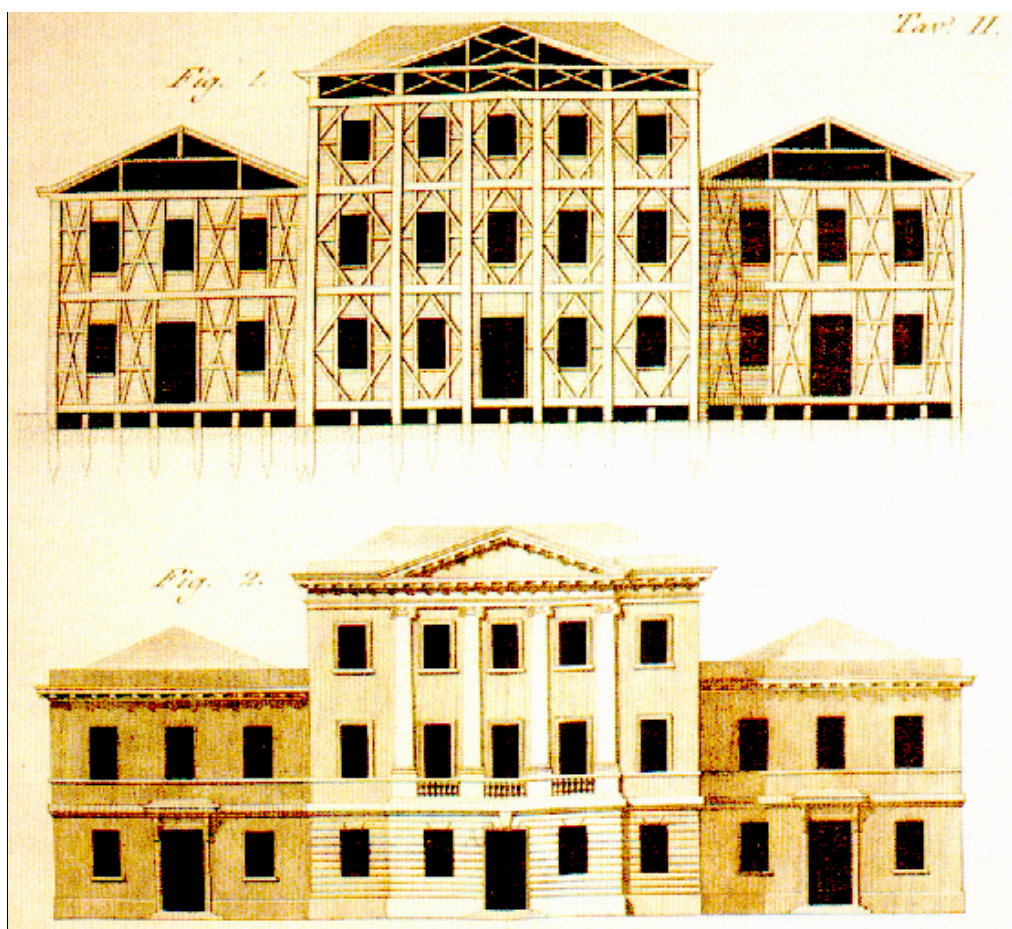


Fig. 3.46.
Proyecto de una casa antisísmica del siglo XVIII

Proyecto de una casa antisísmica llamada "casa baraccata", redactado por el físico setecentesco Vigenzio por orden del gobierno Borbónico (extraído de Di Pasquale en "Arquitectura y terremotos", 1986). Dicho sistema constructivo basado sustancialmente en la introducción de cortavientos de madera sobre la construcción completa preveía también adecuadas reglas sobre la altitud de los edificios, sobre sus cimentaciones, sobre los elementos no estructurales, etc. Las prescripciones de Vigenzio se convirtieron en ley en el Reino de Nápoles a partir de 1785 hasta 1854. Aun si muchos de los edificios del siglo XVIII Y XIX ya no existen, en Calabria todavía hoy es posible encontrar edificios históricos contruidos con dicho sistema.



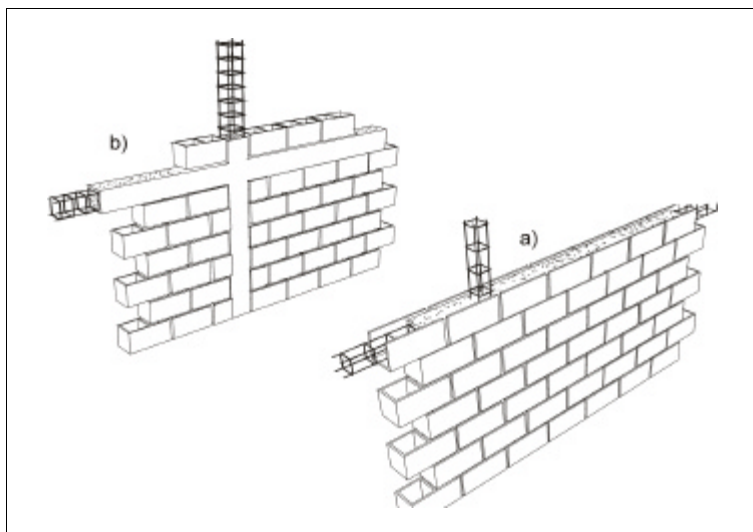


Fig. 3.47.

a) Fábrica confinada con elementos de fábrica armada.

b) Fábrica confinada con pilastras y zunchos de atado de hormigón armado.

mampostería como material homogéneo ortótropo, y se estudia la dependencia de los módulos elásticos medios, E y G , del material compuesto por los módulos elásticos de los materiales constituyentes (morteros y mampuestos) y del espesor de las juntas de mortero. Un aumento del espesor de las juntas, por ejemplo, conlleva a igualdad de otros parámetros, una reducción de los módulos elásticos medios.

3.3.6.6. Estructuras murarias resistentes a seismos

La exigencia de realizar estructuras resistentes a las acciones sísmicas horizontales parece ser muy antigua. El estudio de algunas antiguas construcciones murarias ha mostrado, de hecho, que ya en la antigüedad fueron adoptadas medidas que volvieran la estructura de fábrica, más resistente a los terremotos. Por ejemplo, en los antiquísimos muros de fábrica de la ciudad de Jericó (3000-2000 a.C.) se han encontrado elementos de madera que unían entre sí los bloques de piedra y cavidades concretas, a intervalos más o menos regulares, a lo largo de la fábrica, que han sido interpretados como posibles dispositivos antisísmicos. Estructuras de fábrica ade-

cuadamente reforzadas para resistir los terremotos han sido encontradas también en Petra (IV siglo a.C.) y en el templo dedicado a Aram a Gebel-E-Ram (31-36 a.C.)

Una de las primeras propuestas sistemáticas de refuerzo sísmico de los edificios de fábrica se remonta al final de 1700 y fue estudiada por el físico de la corte del reino borbónico (en Italia), Giovanni Vigenzio. Se trataba de un singular sistema constructivo antisísmico denominado *de la casa baraccata*, que durante casi un siglo fue aplicado en las edificaciones en Calabria (Italia). La base de este sistema era el de introducir adecuados rigidizadores sobre la fábrica, constituidos por cortavientos de madera en forma de Cruz de San Andrés, **Figura 3.46**.

Los criterios actuales estudiados para mejorar el comportamiento sísmico de la fábrica prevén la posibilidad de construir nuevos edificios con las técnicas de fábrica confinada y fábrica armada, mientras que para los edificios existentes prevén adecuadas intervenciones de refuerzo.

Fábrica Confinada

En las estructuras de fábrica confinada, témpanos de muro son confinados por cuatro lados con elementos de hormigón armado o por fábrica armada, **Figura 3.47**. La función portante es siempre asumida por la fábrica mientras que los elementos añadidos tienen la función de mejorar la conexión entre las paredes portantes del edificio, evitar posibles problemas de inestabilidad entre paredes muy esbeltas, incrementar la ductilidad y la resistencia a cortante de los macizos murarios y mantener por último compactas las paredes, incluso cuando han sido dañadas, evitando derrumbes o disgregaciones de la fábrica. El EC8 proporciona indicaciones para la aplicación de este tipo de estructura muraria.

Fábrica armada

Las estructuras de fábrica armada se realizan

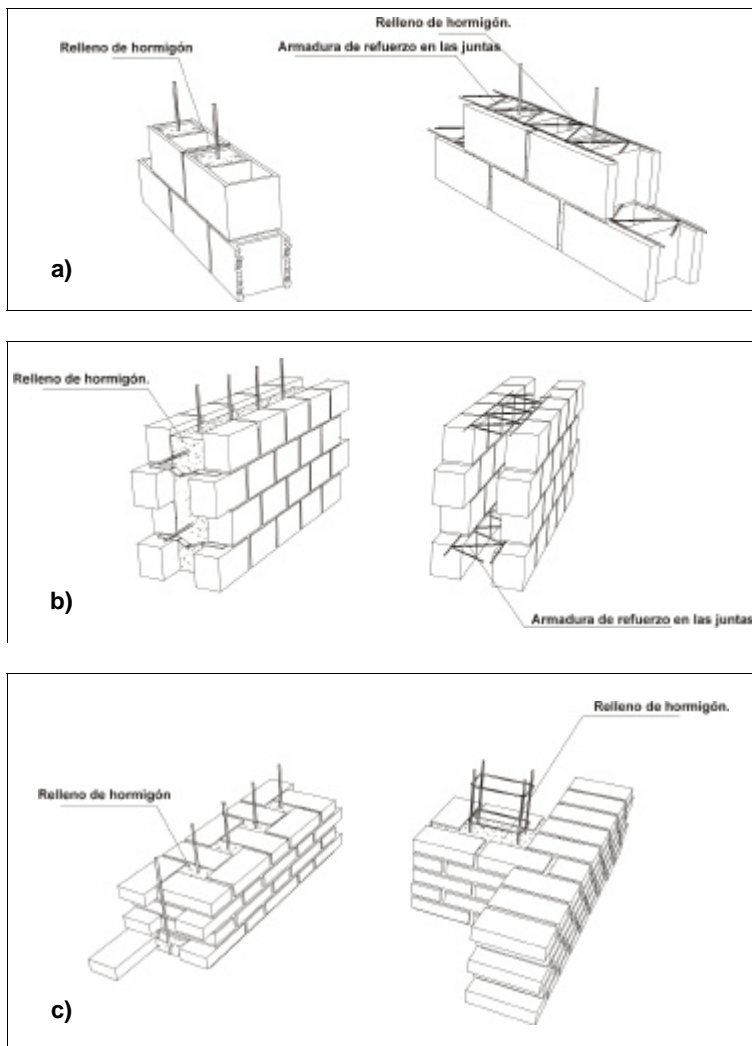


Fig. 3.48.
Tipos de mampostería
armada previstos por
el Eurocódigo nº 6

a) Reinforced hollow unit masonry

b) Reinforced grouted cavity masonry

c) Reinforced pocket type walls

insertando la adecuada armadura de acero en los huecos de los mampuestos y llenando después las cavidades con mortero de cemento o de otro tipo. El Eurocódigo 6 prevé los tres tipos de fábrica armada ilustrados en la **Figura 3.48** y el Eurocódigo 8 indica cuales pueden ser sus usos.

Refuerzo de edificios existentes

En lo que se refiere a edificios construidos en la antigüedad, se puede intervenir con cosidos de refuerzo de las estructuras murarias existentes. Para ello es necesario tener en cuenta los principales problemas que presentan los

antiguos edificios de fábrica durante los terremotos, y que son sustancialmente los siguientes:

1. Insuficiente conexión entre las diferentes partes estructurales (entre las paredes ortogonales, los forjados y los muros de carga).
2. Excesiva flexibilidad de los planos horizontales (forjados de madera).
3. Baja resistencia a cortante a causa de la posible mala calidad del mortero.
4. Esbeltez excesiva de los muros de carga (altura de las plantas muy elevadas respecto al espesor de las fábricas).
5. Cesión de las cimentaciones.

Sobre la base de estas carencias estructurales se deben realizar las intervenciones de refuerzo. Naturalmente, para decidir si un edificio necesita o no intervenciones de refuerzo, es necesario efectuar una valoración preventiva de su resistencia sísmica con los métodos vistos en los párrafos precedentes, comparando después esta resistencia con las máximas fuerzas sísmicas que se pueden esperar en la zona.

Actualmente existen una serie de prescripciones introducidas por las más recientes normativas para mejorar el comportamiento antisísmico de las estructuras de fábrica (*rehabilitation*), y para reparar y reforzar estructuras murarias dañadas por el seísmo (*retrofit*). Estas prevén la posibilidad de introducir elementos de acero como tirantes o armaduras de refuerzo, el inyectar cemento u otro ligante en los espacios vacíos de la fábrica, el insertar zunchos o pilastras de hormigón armado, etc. Tales intervenciones presuponen naturalmente una serie de valoraciones preliminares de tipo técnico, económico y, para edificios de carácter monumental, de tipo conservativo.

En el **Capítulo 4** serán mostrados diferentes

tipologías de daños sufridos por edificios de fábrica, con ejemplos reales tomados de los núcleos de población de la provincia de Murcia, afectados por el terremoto de Mula que tuvo lugar el día 2 de febrero de 1999. Así mismo se expondrán tipologías de reparación de estos daños sin perjuicio de que los métodos y las soluciones a los problemas originados por un seísmo deban de ser estudiados para cada edificio en particular.



Capítulo 4.

Daños constructivos por efecto del sismo y su reparación



4.1. Factores que Intervienen en el Comportamiento de Edificios ante el Sismo

Una vez descritos los sistemas constructivos tradicionales presentes en la comarca del río Mula, en este cuarto capítulo se pretende dar una visión global de las lesiones más frecuentes entre las encontradas en la zona afectada por el sismo del 2 de febrero. Para ello se recurrirá a cuadros generales de lesiones y a cuadros generales de reparación de los daños. Dada la extensión limitada del presente estudio, y puesto que un movimiento sísmico puede causar una gran variedad de daños sobre las edificaciones, serán expuestos con detalle aquellos procedimientos de reparación que deberán de ser manejados más frecuentemente por los técnicos encargados de realizar el proyecto de reparación o una valoración económica o de los mismos. Se pretende de una manera consciente dar una visión didáctica tanto del hecho sísmico como de sus efectos sobre la vivienda tradicional, con la consciencia de que cada uno de los puntos tratados podría ser objeto de un estudio aislado.

En el primer capítulo se ha caracterizado el movimiento sísmico y su significado en términos físicos y geológicos. En el segundo capítulo se ha caracterizado el tipo de arquitectura tradicional que se puede encontrar no sólo en la comarca del río Mula sino, con pequeñas variaciones, en grandes extensiones de la península. En el capítulo tercero se ha estudiado el comportamiento de las estructuras murarias ante cargas dinámicas, y la comprobación de su resistencia ante un movimiento sísmico. No está de más recordar algunos de los factores que influyen en el comportamiento de edificios ante el sismo, cuyas consideraciones pueden extenderse a las estructuras murarias.

Periodo Propio

Tal y como se anticipaba, una acción dinámica de origen sísmico produce efectos muy diferentes en función del valor del periodo propio de la construcción afectada. Si el edificio es sumamente rígido, con periodo propio nulo, el movimiento sigue exactamente el del suelo, reproduciendo su aceleración. Si el periodo propio aumenta aproximándose al de uno de los periodos predominantes de la acción sísmica, se produce una amplificación del movimiento sufrido por la estructura respecto al existente en el suelo.

En el hipotético caso de que ambos periodos, (el de la construcción y el de la acción) coincidieran, se produciría un fenómeno de resonancia completa, y la aceleración y desplazamientos aumentarían hasta el colapso de la estructura. En la práctica este fenómeno no se produce y el coeficiente de amplificación adopta un valor finito por dos motivos principales:

1. No existe, como se ha visto al hablar del espectro de amplitudes de Fourier, un periodo único que defina la acción sísmica, cuyo espectro de frecuencias es ruidoso debido a que el medio de transmisión (en este caso el suelo) no es un material limpio.
2. La duración del sismo no permite que la resonancia produzca todo su efecto ya que es necesario un tiempo para poner en movimiento la construcción y otro para que la amplificación lleve a la estructura al punto de rotura, tiempo en el que normalmente la excitación ha cesado.



Los edificios con muros de carga de ladrillo u otro material, por lo general poseen periodos propios siempre mayores que 0 s, y a no ser que se trate de estructuras muy esbeltas, siempre inferior a 0.4 s. Se puede recordar el ejemplo nº 2 en el § 3.3.2.4., en el que el periodo propio de un edificio de una planta con muros portantes, era de 0.112 s.

Amortiguamiento

Tal y como se ha mencionado al estudiar el amortiguamiento estructural § 3.3.2.2., si los edificios fueran osciladores sin amortiguamiento una vez que comenzaran a oscilar no se detendrían nunca. En la realidad cuando un estructura comienza a vibrar, esta vibración tiende a disminuir hasta que, con el paso del tiempo, termina por cesar. Esto es debido a la pérdida de energía que tiene lugar con cada oscilación, por efecto del rozamiento y por la viscosidad interna, que provocan fuerzas que son proporcionales a la velocidad de oscilación, disipándose energía en forma de calor.

Cada tipo de construcción sufre un amortiguamiento distinto. Las construcciones de plantas muy tabicadas, amortiguan más que las de plantas muy diáfanas. Si la estructura está formada por un material con comportamiento viscoso, como es la fábrica de ladrillo en el caso de muros de carga, el amortiguamiento será mayor que si la estructura es de hormigón o de acero. Más amortiguamiento significa menos amplificación pero no siempre daño menor. En el caso de las estructuras de muros de carga o de madera con juntas clavadas, la amortiguación es la mayor de las consideradas en las estructuras habituales, pero las deformaciones permanentes, o los daños sufridos por los elementos resistentes, a veces son irreparables.

Ductilidad

Este aspecto se tiene en cuenta en todos los cálculos estructurales, sea cual sea la rigidez

de la estructura en estudio. Si la rotura que se produce es frágil el comportamiento no es fiable. La ductilidad, tal y como se estipula en las normativas de diseño sísmico de edificios de hormigón armado, tiene en cuenta las modificaciones que sufre la rigidez de dichos edificios como consecuencia de los fenómenos no lineales que se producen durante la acción de un terremoto severo. Entre estos fenómenos pueden descartarse el de la no linealidad por grandes deformaciones o de la no linealidad en la ley constitutiva del material debido a los fenómenos de plasticidad, degradación, fractura, etc. (Barbat y Oller, 1997). Hablamos entonces de la ductilidad estructural. Esta describe la capacidad de una estructura de deformarse inelásticamente sin llegar al fallo y sin substancial pérdida de resistencia.

La ductilidad estructural está relacionada con la capacidad de disipación cuasi estática de la energía, es decir, independiente del tiempo, lo que hace que la fuerza real que actúa sobre la misma sea inferior a la que correspondería al caso elástico.

En una primera interpretación la ductilidad es beneficiosa porque permite redistribuciones de las cargas. Si una sección mantiene su capacidad resistente con más deformación, permite que el incremento de carga, deformada más la estructura, incremente la sollicitación en otras secciones críticas. Hasta que varias de ellas no produzcan un mecanismo no sucede el fallo, que acaece con más carga que la que produjo el agotamiento de la primera sección.

Las estructuras de muros de carga no poseen una ductilidad apreciable, y su resistencia al sismo está basado en su resistencia y amortiguamiento.

4.2. Las Grietas como Manifestación del Daño Sísmico

Cuando tiene lugar un terremoto los edificios se mueven por efecto de las cargas horizontales y verticales que le son transmitidas. Un edificio en reposo, si no posee daños estructurales, se halla en un equilibrio que es alterado por causa del movimiento sísmico. Los diferentes elementos que componen tanto la estructura como las divisiones se rompen, y cuando esto sucede, y cesa el movimiento, se redistribuyen las cargas hasta que el edificio alcanza un nuevo equilibrio.

Toda grieta supone una cesión de la capacidad del elemento de transmitir los esfuerzos que recibe, incluido su peso propio. Cuando las grietas aumentan de longitud el espacio que permite la transición de las cargas disminuye, y por tanto puede llegar un momento en el que superen las capacidades resistentes del elemento constructivo y se produzca la rotura. Entonces comienza una nueva redistribución de esfuerzos, o bien de forma local, o bien en una buena parte del edificio. Cuando dichos esfuerzos no pueden ser asumidos por el resto de la estructura nos encontramos en una situación de ruina inminente que obliga al desalojo o a una actuación rápida de apeo que permita afrontar el problema de la reparación.

Esto queda perfectamente reflejado en el caso de un elemento que puede ser estructural como es un arco. El arco de la **Figura 4.1** está construido con dovelas idénticas de un material que suponemos indeformable. En ambas figuras se representa el mismo arco una vez que los estribos, por razones que podrían ser de origen sísmico pero también de otro tipo, se han movido. Al producirse el desajuste geométrico respecto de la posición

inicial, si el arco no se cae, debe de ajustarse a la luz que se ha incrementado o reducido ligeramente. Esto supondrá una variación de la línea de transmisión de cargas en el interior del arco (representada a puntos) hasta su estado límite, y con ello la aparición de grietas. En los dos casos que se presentan en la figura las dovelas no se deforman, sino que rotan en los puntos de contacto entre una y otra, comportándose estos puntos de contacto como una articulación. La línea de presiones pasará inevitablemente por el punto de contacto entre las dos piezas ya que, como se ha dicho, la existencia de una grieta supone una interrupción en la transmisión de las cargas.

La existencia de grietas no supone por sí misma una señal de colapso inminente, e indican en todo caso la variación de las condiciones de transmisión de cargas y la adaptación geométrica de un conjunto, ante solicitaciones inexistentes en el momento de construcción o de proyecto. En el caso de las soli-

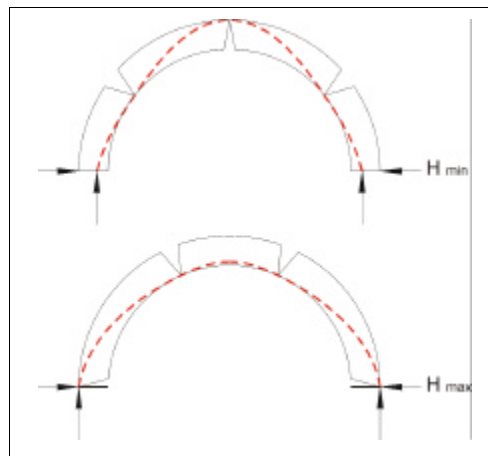


Fig. 4.1.
Arco de medio punto sometido a su peso propio. Estados límites de equilibrio

(Heyman, 1995)



Fig. 4.2.
Ejemplos de grietas con motivadas por el movimiento sísmico del 2 de febrero en edificios de la localidad de Mula

1. Colapso de estructura
2. Agrietamiento de fachada con funciones portantes
3. Agrietamiento de tabiquería



citaciones aparecidas como consecuencia de un sismo, especialmente en el caso de las estructuras murarias, es habitual la generación de las grietas. Durante la duración del movimiento sísmico tanto la estructura como el resto de elementos que forman parte de los edificios se ven sometidos a cargas horizontales y verticales que obligan a una redistribución de esfuerzos. Los elementos constructivos se agrietan sea porque han superado sus capacidades resistentes, sea porque deben de adaptar su geometría a nuevas condiciones de contorno que no existían con anterioridad. Si una vez cesadas las solicitaciones sísmicas los cambios geométricos no suponen una ruina de la edificación, y no se han superado las capacidades que los elementos resistentes poseían ante los esfuerzos habituales antes del sismo, las reparaciones deben de ir destinadas al sellado y reparación de las mismas consiguiendo no sólo el saneamiento estético sino también la restitución de los caminos de transmisión de esfuerzos que habían sido interrumpidos por su presencia.

En la **Figura 4.2** se presentan tres casos encontrados en la localidad de Mula que ejemplifican lo dicho anteriormente. En la primera viñeta se puede ver un pórtico en estado de ruina debido a que las fuerzas originadas por el movimiento sísmico han provocado daños hasta llevar la estructura al colapso. En la segunda de las imágenes se aprecia un edificio construido con métodos tradicionales de construcción que presenta grietas en sus muros de carga. En este caso los elementos constructivos no han llegado al colapso y, una vez cesada la fuerza que originó los daños son capaces de seguir soportando las cargas verticales y horizontales presentes antes del sismo. La reparación debe de ir encaminada a cerrar las grietas abiertas y consolidar el conjunto estructural ya que, en el caso de muros de mampostería, la cohesión de sus elementos constitutivos es un factor importante en términos capacidad resistente. En el último de los casos se aprecia una tabiquería interior construida con una rasilla de 3 cm de espesor que se ha agrietado en forma de aspa. Las mismas consideraciones que se

hacían para la imagen de los muros de carga sirven para este caso. Sin embargo en posiblemente la reparación que consistiría en retirar las piezas cerámicas afectadas restituyendo el mortero que se ha perdido en las juntas, supondrá un coste económico muy cercano, sino superior, al coste de demolición y nueva construcción del tabique teniendo en cuenta que su reducido espesor dificultará la ejecución de los trabajos.

4.2.1. Roturas producidas en elementos de fábrica genéricos

4.2.1.1. Clasificación y conceptos generales

En el párrafo § 3.3.6.1. se hacía referencia al comportamiento de un edificio de muros de carga sometido a acciones dinámicas como las producidas por los movimientos sísmicos, cuyo cuadro de fisuración típico se reproduce nuevamente en la **Figura 4.3**. En el mismo párrafo se citaban los mecanismos típicos de rotura para las paredes de cortante: por corrimiento, por fisuración diagonal y por aplastamiento. Recuérdese que el que se produjera un mecanismo de rotura u otro dependía de la geometría del muro, de la calidad de los materiales, de las condiciones de los vínculos (por ejemplo el buen encuentro de los muros de carga y su atado en las esquinas), y de las fuerzas aplicadas.

Pero además de los daños provocados por la acción directa de las fuerzas que inciden sobre los elementos constructivos, son otros dos los procesos que pueden producir daños en las edificaciones:

1. Asentamiento local o general del terreno de cimentación la edificación como consecuencia de la acción sísmica.
2. Confinamiento de una fábrica entre elementos constructivos verticales transversales (muros de carga, o elementos de tabiquería transversales) o elementos horizontales (forjados) de forma que estos pueden ceder bajo ella dejándola suspendida, o someterla a tensiones hasta que llega a la fractura, **Figura 4.4**.

Puesto que las reglas conocidas para solucio-

Fig. 4.3.
Cuadro de fisuración típico de un edificio de muros de carga sometido a cargas dinámicas

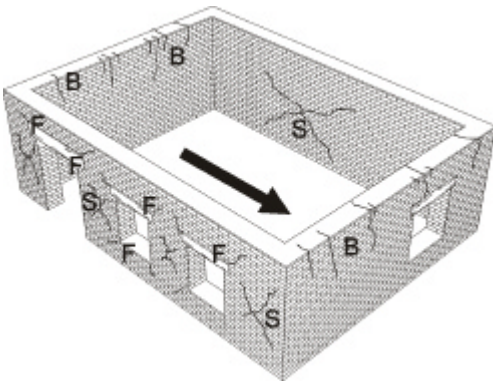


Fig. 4.4.
Ejemplo de daños inferidos a una fábrica confinada entre dos forjados que pueden flectar como consecuencia de las solicitaciones sísmicas

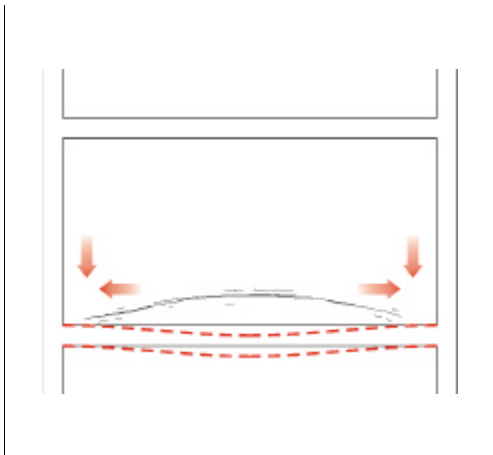
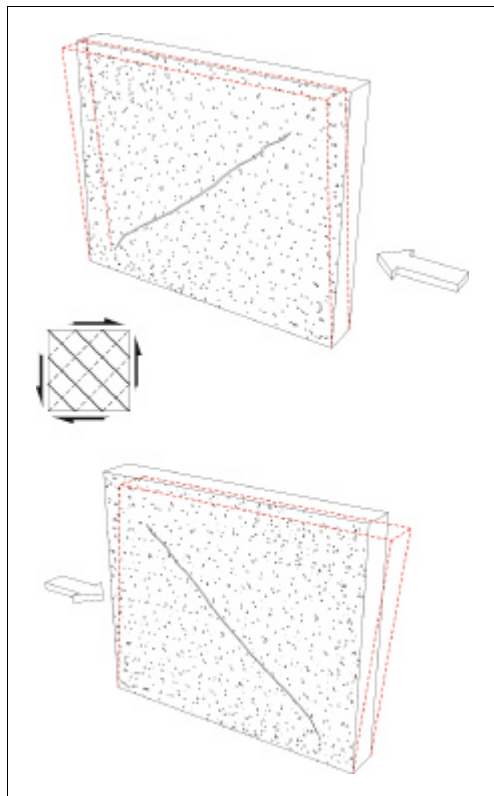


Fig. 4.5.
Fisuración de elemento murario ante esfuerzos horizontales en su plano



nes estáticas por la teoría de cizallamiento pueden utilizarse para soluciones dinámicas^{4.1}, se concluye que en definitiva en los elementos constructivos verticales, sean portantes o no, se pueden dar todo tipo de fisuraciones o agrietamientos que presentaría un elemento mural genérico sometido a diferentes solicitaciones en su plano o perpendicularmente a él.

Daños inferidos en un elemento murario por esfuerzos en su plano

En la **Figura 4.5.** se ha representado el modo de rotura de un elemento murario sometido a una carga horizontal en su plano. Al aparecer

^{4.1} Ver los trabajos de los profesores Konig de la ETS de Darmstad y de D. Walter Man, que han efectuado ensayos de diferentes muros sobre una mesa vibratoria que simulaba solicitaciones sísmicas

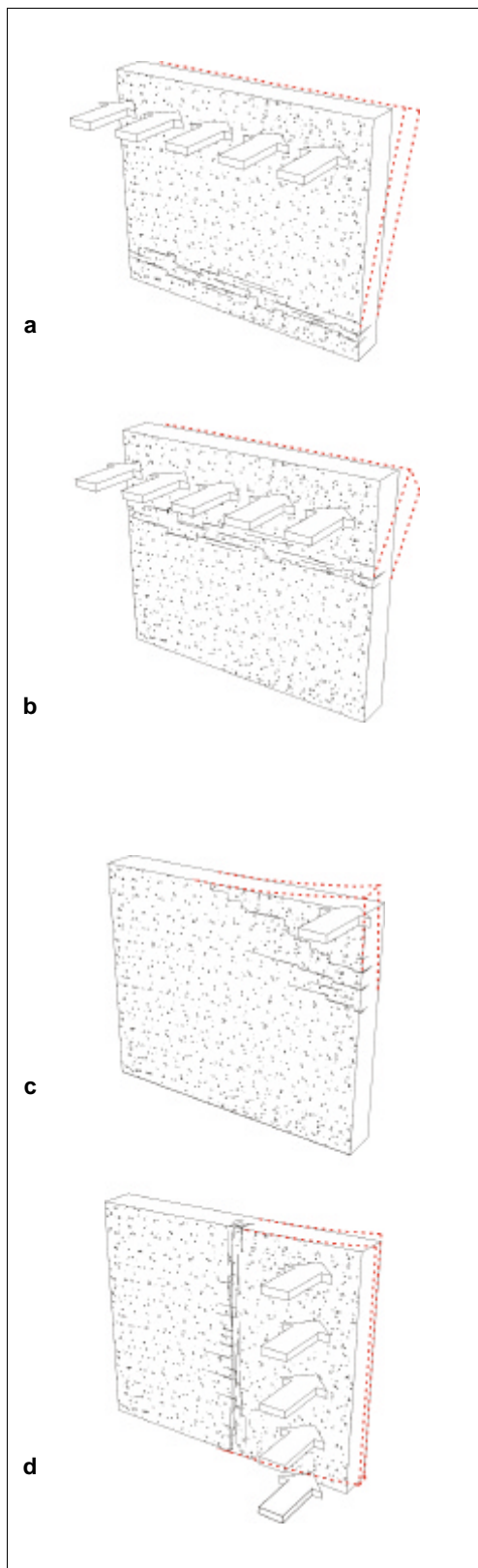
la fuerza horizontal se produce una variación de las condiciones de equilibrio, y esfuerzos de tracción ante los que las fábricas de mampostería o de ladrillo son poco resistentes. En aquellos puntos en los que la tracción alcanza el límite de rotura aparecen las fisuras siguiendo las isostáticas de compresión. Puesto que el movimiento sísmico generará fuerzas en el mismo sentido con direcciones opuestas, se presentan en la figura los dos casos de fisuración del elemento constructivo ante esfuerzos en su plano.

Daños inferidos en un elemento murario por esfuerzos perpendiculares a su plano

En la **Figura 4.6.** quedan representados los daños producidos en un elemento murario por efecto de esfuerzos horizontales perpendiculares al plano murario. Estos esfuerzos pueden originarse como consecuencia de las aceleraciones transmitidas al elemento mural desde el terreno (proceso inercial) o por el encuentro de elementos constructivos horizontales o verticales que incidan directamente sobre la fábrica.

En definitiva los efectos que provocarán las fuerzas horizontales serán los siguientes:

- **Vuelco desde la base.** Este tipo de daños se pueden encontrar en muros esbeltos aislados como pueden ser las tapias, o en muros de carga que no están suficientemente arriostados transversalmente (sea por encadenados en la coronación o por elementos murarios perpendiculares), **Figura 4.6.a.**
- **Vuelco a una altura determinada.** Los casos en los que se presentan este tipo de daños son los mismos que los expuestos anteriormente. El hecho de que se produzca el vuelco no en la base (en la que el par originado habitualmente es mayor) sino a una altura determinada puede ser debido a una variación en la sección de la fábrica, de sus materiales, o a una debilidad local de sus elementos constitutivos, **Figura 4.6.b.**



• **Alabeo.** Los alabeos en con una directriz diagonal se pueden producir en muros aislados de gran esbeltez no arriostrados en sus extremos, o en muros arriostrados que reciben elementos estructurales puntuales que les transmitan un gran esfuerzo horizontal, **Figura 4.6.c.**

• **Giro con eje vertical.** Este tipo de daños se puede producir en muros con una discontinuidad vertical que reciben empujes en sus extremos (por ejemplo un muro exterior en la esquina de una edificación), o en el caso de un muro al que llegan otros dos transversales por distintas caras en modo que se generan dos líneas de fuerzas opuestas con directrices verticales, **Figura 4.6.d.**

• **Abombamiento.** En muchos casos antes de sobrevenir el vuelco o la rotura se produce el abombamiento de los lienzos murarios sea con directriz vertical que con directriz horizontal. En la **Figura 4.7** se muestran dos de los

Fig. 4.6.
Fisuración de elemento murario ante esfuerzos horizontales perpendiculares a su plano

a. Vuelco desde la base por efecto de fuerzas horizontales

b. Vuelco a una cierta altura del muro por efecto de fuerzas horizontales

c. Alabeo de una de las esquinas por efecto de fuerza horizontal con carácter puntual

d. Giro con eje vertical por efecto de la acción de fuerzas horizontales con dos directrices verticales en puntos diferentes del muro

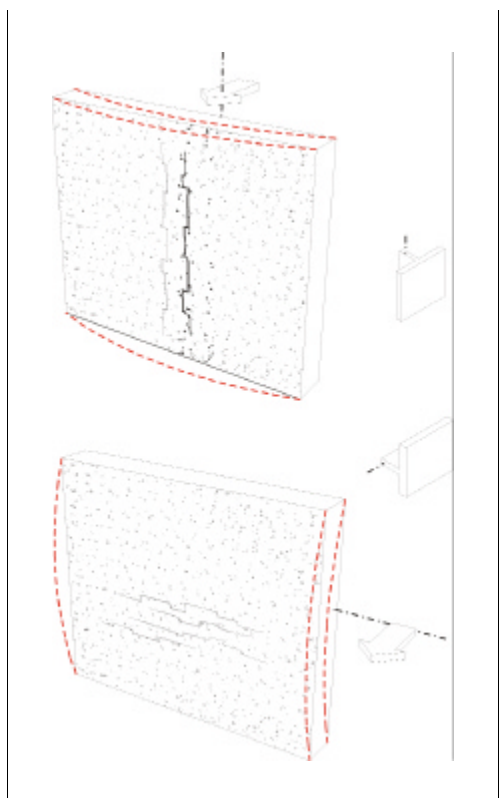
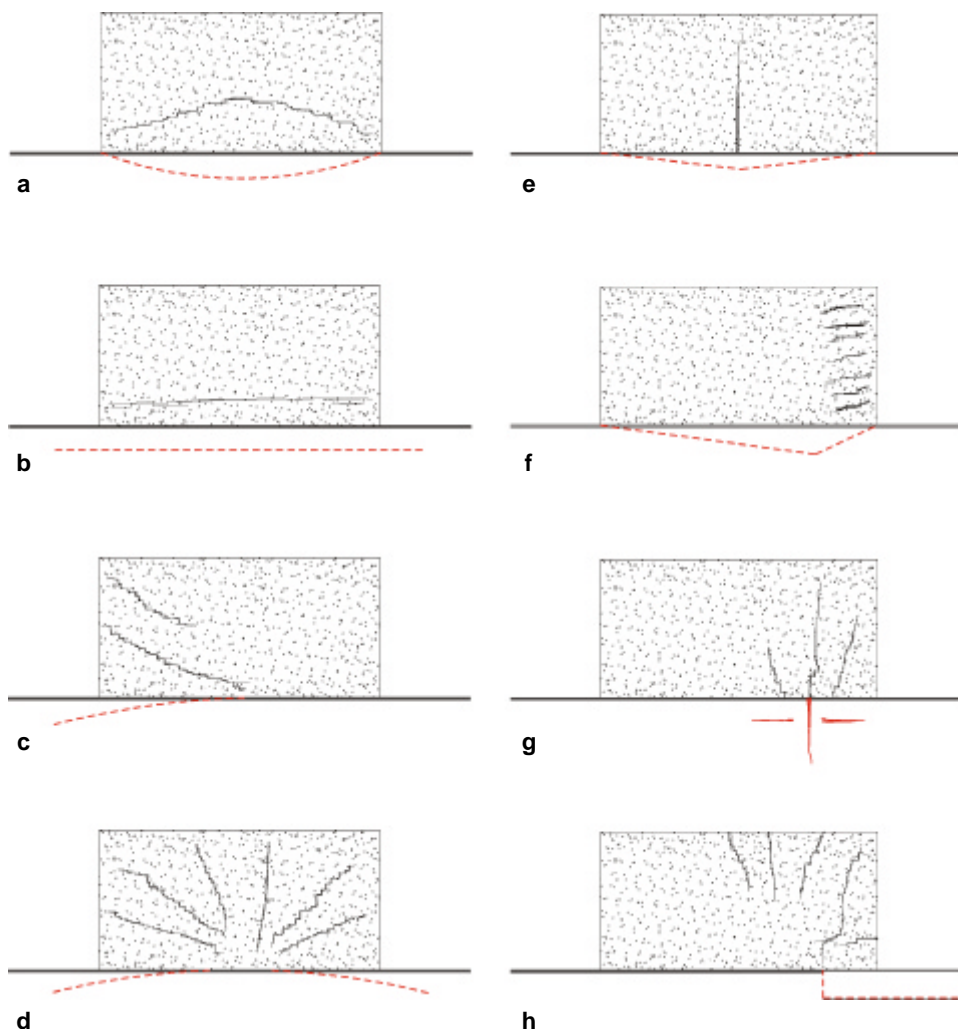


Fig. 4.7.
Fisuración por abombamiento de un elemento murario

Fig. 4.8.
Esquemas de fisura-
ción o rotura de un ele-
mento murario genéri-
co por fallo en su
apoyo



casos posibles que en este caso se han esquematizado como encuentros de dos elementos estructurales diferentes. Es este un caso típico de paredes esbeltas como son las tabiquerías realizadas con rasillas, o también el caso del comportamiento global que podría seguir una fachada de varias plantas de altura deformándose según uno de los modos de vibración posibles.

• **Flexiones perpendiculares al plano del elemento murario.** Éstas se generan con

motivo de la cesión del apoyo bajo un muro de fábrica o una tabiquería. En la **Figura 4.8.** se reproducen los esquemas de rotura de un elemento murario genérico (sea portante o no) por una cesión puntual o continua de su apoyo. En el caso del movimiento sísmico se puede pensar por ejemplo en un edificio de muros de carga situado en una ladera en la que se producen asentamientos diferenciales, deslizamientos o desprendimientos en la cimentación de los muros que se enfrentan a la pendiente. O también, en un tabique situa-

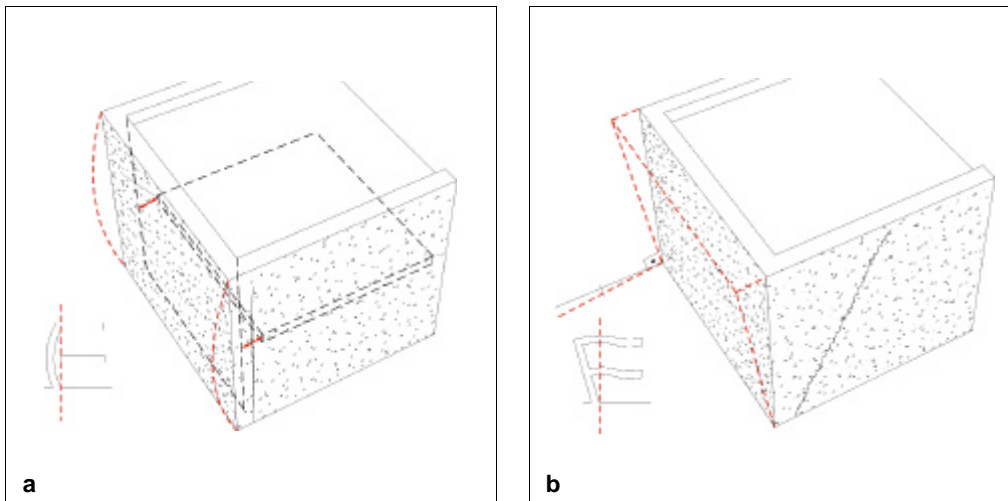


Fig. 4.9.
Esquemas de vuelco y pandeo para un edificio de muros de carga de una planta

a. Abombamiento

b. Vuelco

do en una planta primera de un edificio construido con forjados tradicionales en los que se han verificado con motivo del movimiento sísmico flexiones de las viguetas y por tanto ha desaparecido, temporal o permanentemente, el apoyo bajo la fábrica. En estos casos es muy útil recordar que cuando las cargas verticales no pueden ser transmitidas hasta el suelo por un fallo del apoyo se origina en el elemento murario un arco de descarga que se manifiesta en forma de una grieta con traza hiperbólica cuyo centro coincide con el punto de mayores cesiones.

Es importante tomar consciencia de que un muro no solo es un elemento individual aislado, sino que en este tipo de construcción forma parte de un conjunto resistente y por tanto no sólo es necesario advertir los daños que manifiesta individualmente sino también aquellos que ha sufrido al haber trabajado de forma conjunta con otras partes de la estructura. Incluso en el caso de la tabiquería cuya misión principal es la de organizar espacios, en muchos casos ante un movimiento de la estructura, y en especial frente a los movimientos ocasionado por un seísmo, colabora junto a ésta en la absorción de la energía que le ha sido transmitida al edificio y los daños que presenten podrán ser reflejo de su comportamiento individual o señales de movimientos globales del edificio.

El vuelco o el pandeo de un muro de fachada en un edificio de muros de carga de varias plantas de altura sigue las mismas pautas que se han mostrado para un elemento genérico, tal y como explican las **Figuras 4.9.a y 4.9.b**.

En el primer caso se ha esquematizado el abombamiento de la fachada que es posible en casos en los que los forjados intermedios no realizan eficientemente su función de encadenado que se refería en el § 2.2.3.1, y cuando la trabazón con los muros perpendiculares a ella es deficiente o inexistente. El resultado de este movimiento puede ser el colapso de la fachada, su variación geométrica irrecuperable y/o la presencia de grietas en la fábrica. En el segundo caso se aprecia un vuelco que puede producir una flexión y un arrastre de los forjados si están suficientemente unidos a ella, así como grietas en las medianeras si no se produce un fallo en el atado de las esquinas.

Estos dos ejemplos teóricos de comportamiento global de una estructura muraria, tienen su transposición a la realidad en las **Figuras 40.10 y 40.11** en las que, por medio de un edificio de dos plantas de altura, se ha resumido un cuadro patológico posible ante el pandeo o el vuelco de la fachada que implican en ambos casos un giro del apoyo en la base de cimentación.

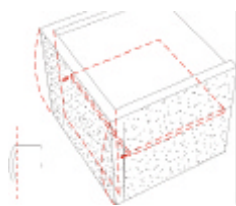


Fig. 4.10.
Cuadro patológico tipo
de un edificio de mu-
ros de carga cuando
se produce un pandeo
de su fachada

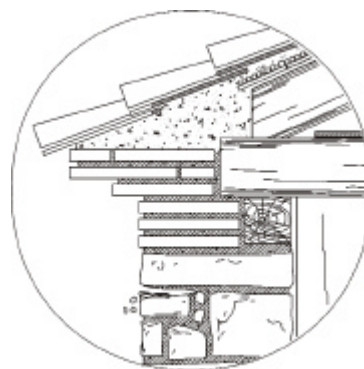
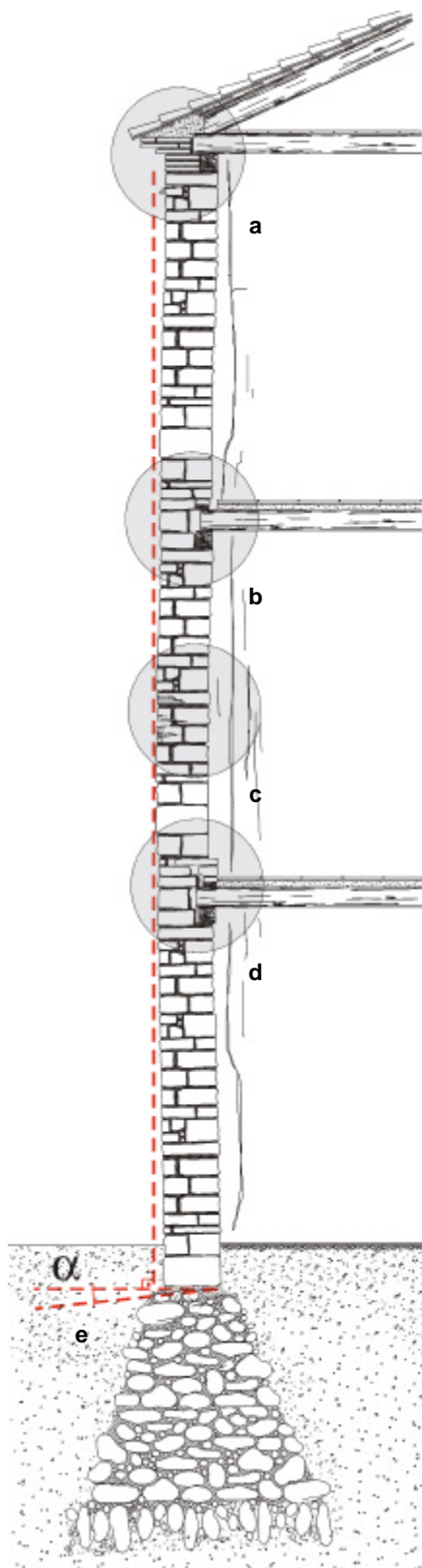
a. Desprendimiento del
mortero en las juntas

b. Movimientos y giros
de las viguetas sobre la
solera en la que se
apoyan

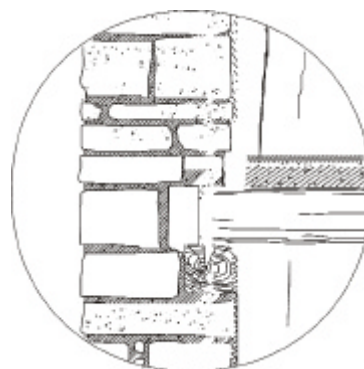
c. Agrietamiento y des-
prendimiento de morte-
ro en las juntas, así
como de parte de la
mampostería si esta se
encuentra muy disgre-
gada

d. Deshojamiento de la
fábrica o rotura en el
encuentro con las
viguetas

e. Giro en el apoyo de
cimentación



a



b



c



d

Durante una inspección de reconocimiento de daños las grietas en la tabiquería, el descabezado de pares o las grietas en los revoltones del forjado podrían entenderse como fenómenos patológicos locales. En este caso las estrategias de reparación serían muy diferentes a las que supondrían encuadrar los daños locales en el marco de un desplome o un vuelco de fachada. Si el proceso de vuelco o de desplome iniciado como consecuencia de un seísmo continuara, llevaría al edificio a su ruina técnica. Si el edificio hubiera alcanzado un nuevo equilibrio una vez cesadas las acciones sísmicas, los daños podrían ser irreversibles y la reparación del inmueble podría estar encaminada a evitar su agravamiento. En cualquiera de los dos casos el considerar las patologías aisladas formando parte de la patología global supone acciones y costes económicos muy diferentes.

Si bien la labor pericial requiere realizar en todos los casos un levantamiento gráfico de los daños apreciados, cuando se trata de analizar el comportamiento global de la estructura resulta indispensable realizar una toma de datos tridimensional que permita entender los problemas estructurales y patológicos en su conjunto.

4.2.1.2. Instrumentación de fisuras y grietas en los edificios

Aunque en el caso de los daños motivados por un seísmo una vez cesadas las fuerzas sísmicas las estructuras afectadas pueden alcanzar un nuevo equilibrio, también puede suceder que den origen a un proceso patológico que se agrave con el tiempo, como los ejemplificados en las figuras anteriores. Si tras un primer reconocimiento visual de los daños, o tras el análisis de los datos tomados en el campo de trabajo, se intuye que se ha producido un desequilibrio estructural irreversible, dos son las actuaciones que deberían de seguirse:

Parámetro a medir	Instrumentación	Precisión
Tamaño de fisuras	Regla de fisuras	0.05 mm
	Microscopio Graduado	0.01 mm
	Lupa Graduada	0.1 mm
Movimiento de fisuras	Testigos de Yeso (Poco fiables)	--
	Testigos de vidrio	--
	Testigos de vidrio de sección variable	--
	Instrumentación de medición	--
Magnitud del movimiento de grietas y fisuras	Tarjetas regladas superpuestas	0.3 mm
	Calibres	0.5 mm
	Comparadores	0.001 mm
	Extensómetros	0.001 mm
	Bandas Extensométricas (Strain gauges)	0.001 mm
Inclinación de paramentos	Plomada convencional	--
	Clinómetros	1"
	Niveles de precisión	1"
	Estaciones totales	1"

- Advertir al propietario del inmueble de la situación de riesgo, disponiendo las medidas adecuadas para la protección de las personas y de los bienes.
- Monitorizar de forma adecuada la manifestación del daño para evidenciar los movimientos de la estructura (o la ausencia de ellos) y evaluar su importancia.

A tal efecto se recogen en la **Tabla 4.1** los procedimientos más usuales para medir la presencia y magnitud del movimiento de las grietas en los edificios estudiados. Aunque la instrumentación de monitorización es muy amplia, se ha omitido aquella referida a procesos patológicos que no sean los motivados por un seísmo que afecte a edificación de tipo tradicional como la encontrada en la región de Murcia. Es este un criterio que será seguido en todo el capítulo, en el que se pretende recoger el fruto de la experiencia obtenida en dos años de trabajo en la región Murciana, ya que el documentar todas las patologías posi-

Tabla 4.1
Equipos para la instrumentación de fisuras y grietas

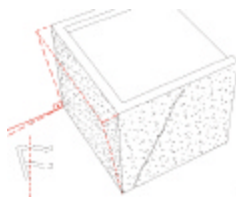


Fig. 4.11.

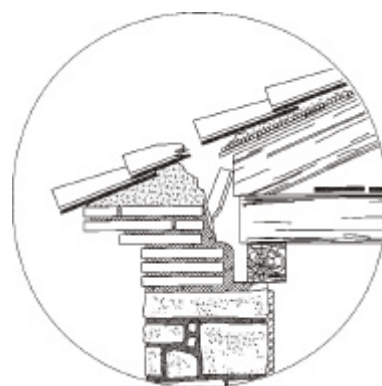
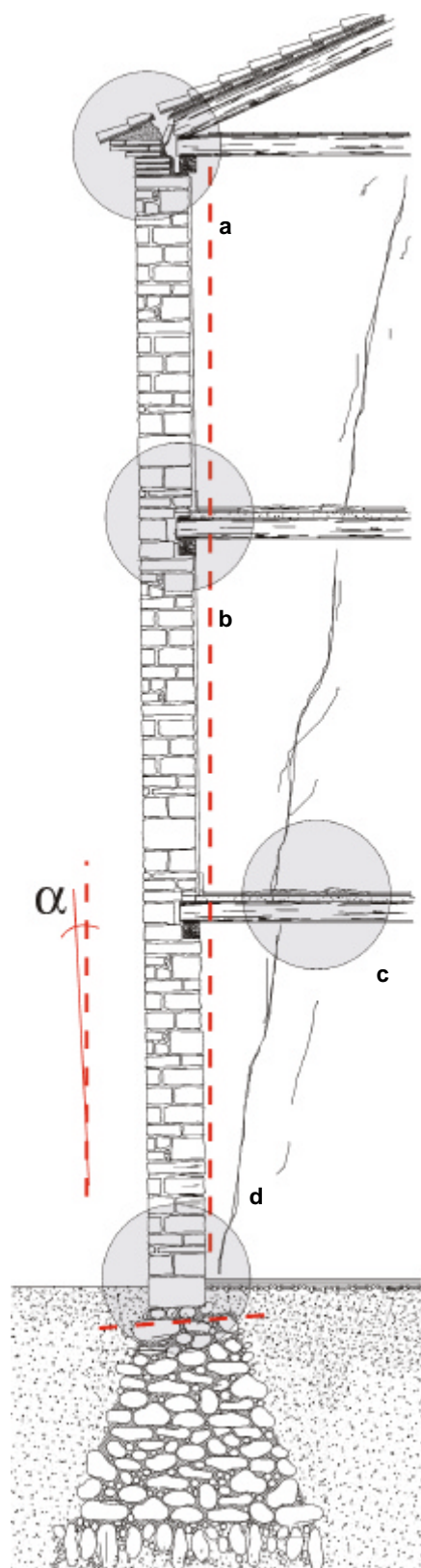
Cuadro patológico tipo de un edificio de muros de carga cuando se produce un desplome de su fachada

a. Descabezado de viguetas y pares. Rotura de cornisas

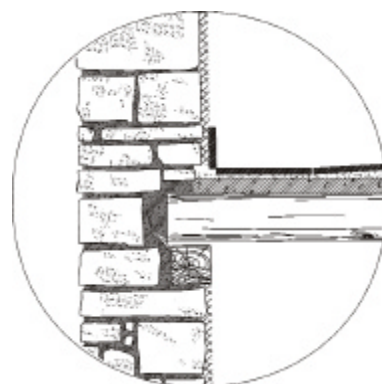
b. Giro de viguetas y soleras sobre las que se apoyan. Roturas de revoltones

c. Daños en revoltones por flexión de las viguetas. Desprendimiento y rotura de pavimentos

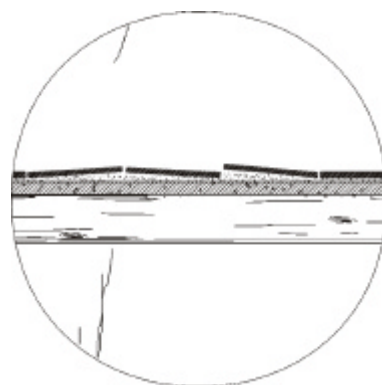
d. Giro del apoyo de la cimentación



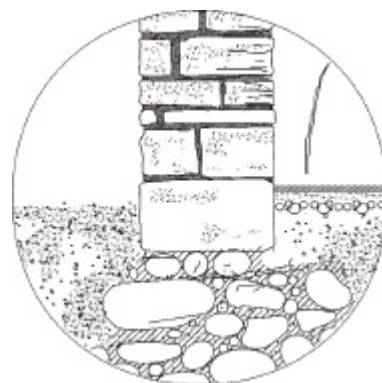
a



b



c



d

4.3. Daños Manifestados en la Cimentación

Dado que la intensidad del movimiento sísmico del 2 de febrero en Mula no superó los 5.2 grados en la escala Richter en su epicentro, que la máxima aceleración registrada no fue muy alta (0.012 g) y que la duración de las sacudidas más fuertes no superó los 10 segundos, no son numerosos los casos conocidos en los que el fallo de la cimentación originado por el seísmo halla sido la causa de daños en los edificios. Aquellos detectados estaban ligados en su mayor parte a problemas de ladera como los verificados en la localidad de Campos del Río cuya iglesia fue construida en la parte alta de un promontorio que cae desde sus dos fachadas, **Figura 4.12**.

El terreno de la zona se distingue por una gran presencia de margas que caracterizan estos suelos blandos del periodo Tortonense con un riesgo de peligrosidad por movimientos de ladera de tipo medio^{4.2}. En el caso de

^{4.2} "Atlas inventariado de riesgos naturales de la comunidad autónoma de Murcia" editado por el Instituto Tecnológico Geominero de España, referido en la bibliografía.

la Iglesia de San Juan Bautista el deslizamiento del plano de cimentación de las capillas laterales en la fachada norte, ha provocado graves daños en las tres bóvedas cerámicas que las cubrían, al separarse de la nave central, **Figuras 4.13 y 4.14**.

Aunque en la edificación popular de la región murciana no se ha tenido conocimiento de daños en las cimentaciones, conviene repasar brevemente cuales pueden ser las causas de la patología en esta parte de la estructura que podrían darse en esta zona.

El daño tiene su origen de una forma genérica en un fallo de la cimentación o del suelo sobre el que se asienta. El tipo de cimentación de la arquitectura tradicional que se describía en el parágrafo § 2.2.1, es en la mayor parte de los casos de tipo superficial por medio de zapatas corridas de cal y canto, o de fábrica de ladrillo. Sólo en edificios singulares se recurre a la utilización de cajones o pozos de cimentación y el hormigón armado está presente tan solo en edificios con menos de 50 años de antigüedad.

Fig. 4.12.
Ejemplo de cesión de la cimentación en la Iglesia de San Juan Bautista en la localidad de Campos del Río (Murcia)

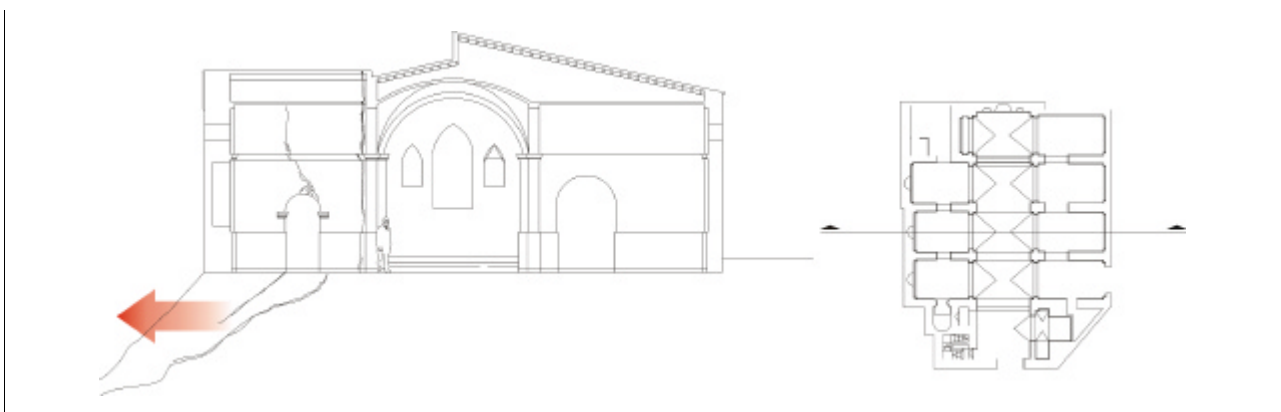


Fig. 4.13.

Ejemplo de daños provocados por la cesión de la cimentación en la iglesia de San Juan Bautista en la localidad de Campos del Río

a. Vista de una de las naves laterales cuya cimentación se ha deslizado junto con la lateral en la que se asienta

b. Detalle de daño en uno de los muros de transversales a la nave principal en la que se aprecia la rotura provocada por el fallo del terreno de cimentación



Causas del fallo de la cimentación

Los orígenes de la ruina total o parcial de este elemento estructural que se han comprobado en el campo de trabajo o que podrían ser su raíz en este tipo de edificación son los siguientes:

1. Asentamiento del material constitutivo.

Posibles en los casos de zapatas corridas de mampostería en los que se halla verificado un lavado de los morteros por la presencia de agua, o en el caso de fábrica de ladrillo por la degradación del rejuntado o con pérdida de propiedades mecánicas de las piezas cerámicas.

2. Agotamientos locales de la capacidad portante. Asociados a desplomes o vuelcos del muro de carga que soportan en casos de fachadas de gran peso y esbeltez.

Causas del fallo del terreno

Los terrenos que hallamos en la región de Murcia son muy sensibles a la presencia de

agua y gran parte de los fenómenos que pueden provocar el fallo de la cimentación están relacionadas con este elemento. Son numerosos los estudios en torno a la expansividad de los depósitos del área de Zarcilla de Ramos-Mula-Archena-Fortuna así como de los depósitos pliocuaternarios del campo de Cartagena. También son conocidos los problemas de subsidencia en la propia localidad de Murcia que han provocado la ruina técnica de numerosas edificaciones en estos últimos años, motivadas por la bajada del nivel de los acuíferos subterráneos esquilados por la extracción de agua para riego. Asimismo no se puede olvidar la existencia de arenas aeólicas y de las arenas y gravas originadas como consecuencia de la dinámica fluvial, presentes en las inmediaciones de la costa, que podrían dar lugar, bajo estados determinados de cargas sísmicas en terremotos severos, a fenómenos de licuefacción.

1. Presencia o Ausencia de agua. Los movimientos del terreno bajo el plano de apoyo de la edificación que pueden originar lesiones en la cimentación, relacionados con la presencia o ausencia de agua son los siguientes:

- Asentamientos o hinchamientos de terrenos

expansivos provocados por cambios del nivel freático

- Asentamientos o hinchamientos de terrenos expansivos motivada por la presencia de agua debida a roturas en las infraestructuras.
- Asentamientos de suelos colapsables al saturarse el suelo por cualquiera de los motivos anteriormente expuestos.
- Asentamientos con origen en la licuefacción del terreno

2. Propiedades mecánicas y estructura del terreno. Otras causas están vinculadas a las propiedades mecánicas y estructura del terreno. De entre ellas deben citarse:

- Asentamiento del terreno motivado por la acción sísmica
- Rotura de galerías o cavidades por efecto de la acción sísmica
- Deslizamiento de unas capas de terreno sobre otras en el subsuelo
- Deslizamiento de laderas.

Procedimientos de reparación de las cimentaciones

En la **Tabla 4.2** se ofrece una visión general de los procedimientos de reparación de las cimentaciones.

Aunque no se explicarán con detenimiento cada uno de los diferentes métodos de reparación dado el escaso número de casos registrados, una vez que se ha verificado el daño y se ha encontrado el origen del mismo en un fallo de la cimentación, o del terreno bajo ella, la elección del tipo de actuación es importante no sólo desde el punto de vista económico



Fig. 4.14.
Cesión del terreno debida a la rotura de la red de saneamiento provocada por el movimiento sísmico

(Periódico La Verdad)

sino también desde el punto de vista de los efectos sobre el edificio. En este sentido conviene recordar que además de la actuación directa sobre la cimentación por uno de los procedimientos elegidos, se pueden paliar o resolver totalmente los procesos patológicos originados en el terreno o en la cimentación arriostrando o rigidizando la estructura sobre ella en modo de repartir más eficazmente los esfuerzos que llegan al terreno, o también mejorando las propiedades del terreno bajo el plano de cimentación.



Tabla 4.2
Cuadro general de
sistemas de reclace
en cimentaciones su-
perficiales de tipo tra-
dicional

Tipo de recalce		Soluciones posibles		Comentarios
Actuación superficial	Refuerzo	Inyección en el material de cimentación	Inyección	- De impregnación
			Inyección Confinada	- Tablestacas - Muretes
		Introducción armado.		- Barras de acero
	Aumento de la dimensión de las zapatas	Ensanche		- Anillo perimetral - Carreras paralelas
		Punteo y ensanche		- Puente metálico - Puente hormigón
	Profundización del plano de apoyo	Recalce por bataches	Zapata corrida	
			Zapata aislada	
		Mejora del terreno bajo la zapata	Inyección a baja o media presión	- De impregnación - De fracturación - De compactación - De compensación
			Inyección a alta presión: Jet grouting	- De fracturación
	Sustitución de la cimentación	Por bataches	Zapatas corridas	
			Zapatas aisladas	
		Punteado		
Formación de losas				
Actuación profunda	Por Pozos			
	Pilotaje	Micropilotes Ø < 300 mm	Atravesando el ci-miento (Adherencia)	
			Adosados con elemento de conexión	
			Bajo Cimentación	
		Pilotes Ø > 300 mm	Adosados con elemento de conexión	
			Bajo Cimentación	
	Jet Grouting	Mejorando la resistencia del terreno		
		Apoyando la cimentación		

4.4. Daños Sísmicos sobre la Estructura Portante Vertical

4.4.1. Tipología de daños en fábricas de tipo tradicional



Ante un movimiento sísmico los elementos murarios resisten las solicitaciones hasta que estas superan las capacidades mecánicas de los materiales. En este momento aparece el daño. El agotamiento de la resistencia a compresión o tracción de los materiales constitutivos se manifiesta en forma de desportillamientos o de grietas. Esta rotura puede estar acompañada de movimientos que como se ha visto podrán ser la causa de daños sobre el elemento murario o sobre elementos constructivos que lleguen a él.

Cuando los movimientos de las estructuras murarias son tales que la resultante de las cargas verticales salen fuera de la geometría del muro, debido a la poca resistencia a tracción de tales estructuras sobreviene el vuelco que puede conllevar la ruina técnica del edificio. Tal es el caso del edificio de la **Figura 4.15** cuya estructura no ha sido capaz de soportar los esfuerzos de origen sísmico, y el desequilibrio originado por éstos ha llevado al inmueble al estado de ruina.

Una vez cesada la acción sísmica las estruc-

turas pueden alcanzar un nuevo equilibrio incluso en el caso de que se haya producido un daño. Por lo general las deformaciones que existan en los muros portantes provocadas por el seísmo serán irreversibles, pero si éstas no suponen un desequilibrio estático, la estructura seguirá cumpliendo las funciones para las que fue construida: transmitir las cargas verticales hasta la cimentación y colaborar en la resistencia ante las acciones horizontales. En aquellos puntos en los que no se haya alcanzado el equilibrio podrán producirse colapsos parciales de los elementos interesados. Véanse por ejemplo los ejemplos de las **Figuras 4.16 a y 4.16.b**, en los que puede verse un colapso parcial de una fachada en un inmueble de dos plantas que ha provocado el derrumbe de la cubierta, o la caída de una parte de la tapia de mampostería que cierra una propiedad en la localidad de Mula.

El lector más avezado deberá disculpar la insistencia del presente estudio sobre los mecanismos por los que se produce el daño sobre las estructuras murarias, y sobre las causas que llevan a estas a la ruina, ya que sólo conociendo esta lógica será posible elegir los sistemas adecuados de reparación, o descartarlos en favor de la demolición y

Fig. 4.15.
Colapso total de una estructura en la localidad de Campos del Río

Tabla 4.3
Daños sísmicos en estructura muraria

Daños sísmicos en estructura muraria	Colapso total de la estructura muraria	
	Colapso parcial de estructura muraria	
	Desprendimientos parciales de material constitutivo	
	Rotura generalizada (Agrietamiento)	- Con pérdida de estabilidad
		- Sin Pérdida de estabilidad
	Rotura local (Agrietamiento)	- Del paño murario
		- De dintel
		- De esquina

Fig. 4.16.
Colapso parcial de
estructuras murarias

a. Muro de carga de mampostería en la fachada de un inmueble. (Campo de Ricote)

b. Muro exento (Mula)



reconstrucción de una parte o del total edificado. Así, ante las solicitaciones sísmicas sufridas por el muro de la **Figura 4.16.b**, se produce un movimiento que ha provocado seguramente roturas del mortero de unión entre los mampuestos. Si el movimiento sísmico hubiera cesado en ese momento, y la estructura mural hubiera recobrado un nuevo equilibrio, los daños que habrían podido verificarse hubieran sido de grietas en los acabados y en las juntas que hubieran permitido una reparación.

El colapso de la estructura se ha producido por una cualquiera de las siguientes causas:

1. Porque al cesar la solicitación sísmica se han producido deformaciones que han variado el estado de cargas provocando, un desequilibrio estático, una deformación siempre mayor y el derrumbe total.
2. Porque durante la duración del seísmo se han generado fuerzas que no han podido ser resistidas por los materiales constitutivos provocando una ruptura local que a su vez ha llevado a la estructura al colapso total.
3. Porque durante la duración del sismo se

han producido deformaciones mayores de las que podían asumir las geometrías de los elementos estructurales murarios.

En las **Figuras 4.17.a** y **4.17.b** se pueden ver dos ejemplos de edificios que han sufrido daños en cuenca Muleña. En ambos casos las solicitaciones sísmicas han motivado las grietas que se pueden apreciar en las imágenes. Los daños apreciados no conllevan que el muro haya perdido las capacidades para las que fue diseñado. De hecho, en ambos casos las fachadas apreciadas no han sufrido desplomes y las cargas verticales se transmiten al suelo, ya que las fuerzas verticales han encontrado un camino para hacerlo. Es entonces cuando el técnico encargado de la reconstrucción debe de considerar el tipo de materiales y elementos constructivos en los que debe de intervenir. Una fábrica de ladrillo o un muro de mampostería con sección suficiente podrían presentar daños como los que se aprecian en la **Figura 4.17.b**. sin que la estabilidad estuviera amenazada. Pero de no ser así, en el caso de que la fábrica de mampostería hubiera sido construida con procedimientos o materiales modestos, o que sus materiales constitutivos hubieran perdido su



Fig. 4.17.
Rotura de elementos murarios

a. Muro portante que presenta roturas locales

b. Muro portante que presenta una rotura generalizada

cohesión, el equilibrio del conjunto podría ser altamente inestable con lo que el tipo de medidas a adoptar sería en este segundo caso mucho más complejo. Es misión del técnico valorar todos los datos de los que dispone en cuanto al origen del daño, sistemas constructivos utilizados, patologías, vicios o defectos constructivos anteriores al movimiento sísmico, así como el estado de conservación del inmueble a reparar, para poder elegir convenientemente las estrategias con las que se debe actuar.

4.4.2. Sistemas de reparación

Derribo y Reconstrucción

A continuación se expondrán los procedimientos de reparación más frecuentes en el caso de estructuras de muros portantes. Son muchos los sistemas de reparación de daños que se pueden encontrar en la bibliografía específica sobre patologías en edificaciones antiguas, y de ellos se han elegido aquellos que serán más útiles a un técnico que deba de intervenir en un área sísmica caracterizada por un gran número de edificaciones de vivienda construida con sistemas tradicionales.

En la **Tabla 4.4** se han ordenado los sistemas posibles de intervención elegidos por orden de importancia en cuanto a la gravedad de los daños y el coste de las medidas a tomar, que son explicados con detalle a continuación.

Tabla 4.4
Tabla general de procedimientos para la reparación de estructuras murarias dañadas por acciones sísmicas

Intervenciones posibles en la reparación de estructuras murarias	Derribo y reconstrucción	
	Reconstrucción Parcial	- Con mampostería
		- Con fábrica de ladrillo
	Refuerzo y consolidación	- Trasdoso de mortero armado
		- Gunitado armado
		- Trasdoso de mortero y tela de gallinero de acero galvanizado (Adobe)
	Agregación de estructura	- Estructura metálica
		- Estructura de Hormigón armado
	Consolidación	- Inyección
		- Cosido
	Cierre y sellado de grietas	- Sellado superficial
		- Relleno en profundidad
		- Grapado
		- Taqueado
		- Microcosido

Poco cabe decir de este tipo de actuación extrema a la que se recurre cuando los muros portantes de una edificación han resultado gravemente dañados y se establece que el coste de reparación de éstos, o de las patologías originadas como consecuencia de su ruina, supera notablemente el coste de reconstrucción.

Sólo cuando el edificio afectado forme parte de un patrimonio arquitectónico catalogado, o que aun no estando catalogado sea de especial interés, debe de evitarse este tipo de medida.

En determinadas ocasiones tan sólo será necesario el derribo, o la sustitución de parte de la estructura vertical de un edificio. En este caso se debe de darse gran atención tanto a los medios auxiliares como a las medidas de seguridad, sea desde el punto de vista cualitativo como desde el punto de vista cuantitativo. Ejecutar una demolición parcial con seguridad puede conllevar una gran cantidad de medios auxiliares motivados por el apeo de la estructura a conservar, así como por el mantenimiento de la seguridad de los trabajadores y de la vía pública durante la ejecución de las obras de reparación.

Reconstrucción Parcial

Se recurre a la reconstrucción parcial cuando en un muro de mampostería se han producido desprendimientos de piezas con una disminución alarmante de la sección como es el caso representado en la **Figura 4.18.1.** o cuando el movimiento sísmico ha afectado especialmente a alguna parte de una fábrica provocando daños en el mortero que recibe los mampuestos. También los ladrillos o mampuestos pueden estar rotos, si los materiales que los constituyen poseen una baja resistencia ante esfuerzos cortantes.

Los pasos que se deben seguir para la

reconstrucción de una fábrica son los siguientes.

- a. Picado de revestimientos y limpieza de la fábrica que permita observar los daños y evaluar el alcance de la sustitución o reparación.
- b. Retirada de los mampuestos desprendidos y de los morteros disgregados.
- c. Reconstrucción de la fábrica a ser posible con morteros y mampuestos con propiedades y resistencia similares a los preexistentes.
- d. Reposición de los acabados exteriores y/o interiores.

En muros de gran espesor debe de asegurarse el atado transversal de la fábrica mediante la disposición de perpiaños con las recomendaciones constructivas que se indicaban en el parágrafo § 2.2.2.3.

En el caso de daños puntuales en mamposterías, si las grietas que presenta la fábrica tienen una anchura mayor de 10 mm (lo que no permitiría su cierre) o si se pretende conservar la imagen del edificio por razones estéticas o históricas, se puede recurrir a la sustitución de la fábrica de mampostería como se ha reflejado en la **Figura 4.18.2**.

La intervención sobre una parte del muro de reducidas dimensiones no requerirá la utilización de medios auxiliares (apeos) para llevar a cabo la reparación. Si al muro llegan cargas verticales procedentes de la estructura horizontal hay que proceder al apeo de dicha estructura, así como de los huecos cercanos que existan en niveles superiores. Estas medidas, junto con la protección de la vía pública ante la caída de materiales procedentes de la obra deberán ser tomadas con carácter general en este tipo de actuaciones. En el caso de grandes sustituciones deberá de procederse por bataches (con dimensiones inferiores a 1m x 2m), es decir, dividiendo el muro en partes que puedan ser sustituidas sin que se amenace la estabilidad general del conjunto, ejecutando su reposición evitando que se realicen dos bataches contiguos de forma sucesiva.

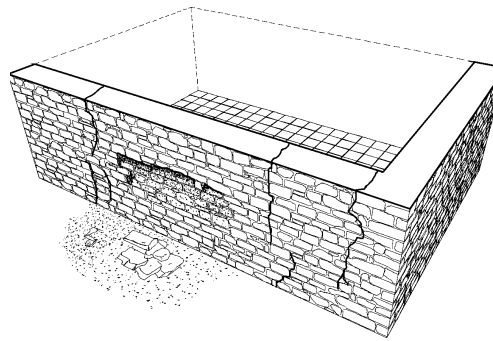
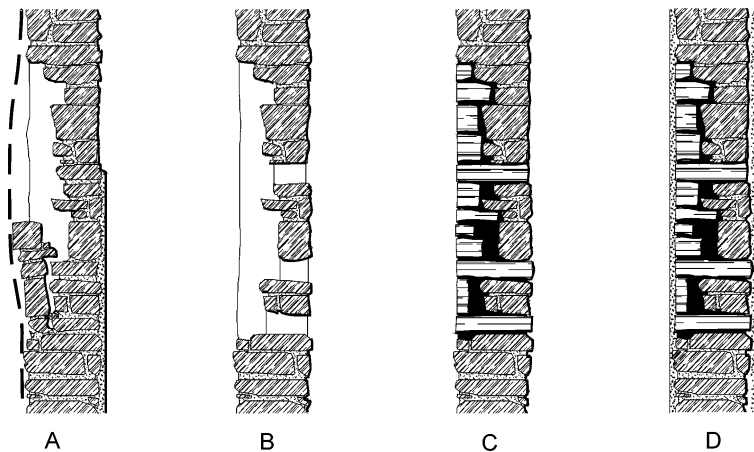
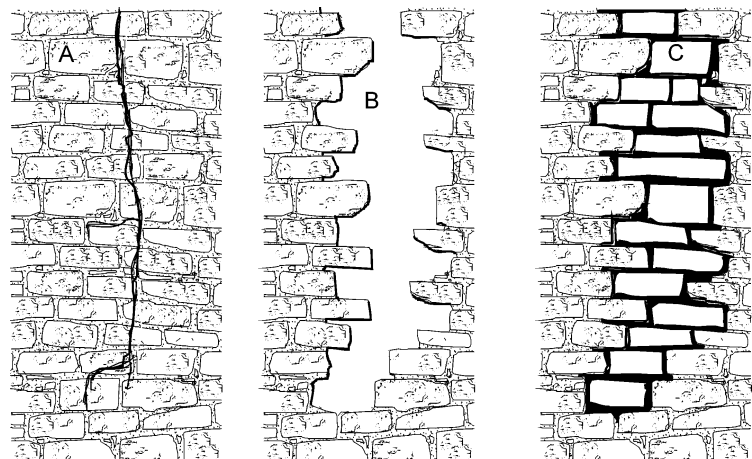


Fig. 4.18.
Reconstrucción parcial de una fábrica de mampostería



1. Reconstrucción de la parte derrumbada



2. Sustitución de una sección de fábrica dañada



Fig. 4.19.
Ejemplo de desplome parcial de un muro de tapial a consecuencia del seísmo



Fig. 4.20.
Reconstrucción parcial de fachada de mampostería con funciones portantes



La ejecución de los trabajos se realizará en los siguientes pasos:

- a. Picado de revestimientos y limpieza de la fábrica.
- b. Desmontaje por medios manuales de los mampuestos interesados por la grieta o de aquellos que comprenden la fábrica dañada, teniendo cuidado de disponer *enjarjes* que posteriormente favorezcan la trabazón del conjunto.
- c. Reconstrucción del paño desmontado con materiales con características mecánicas similares a los que forman parte del resto del elemento murario.

Un ejemplo de desplome parcial de una mampostería puede apreciarse en la **Figura 4.19**. El movimiento sísmico ha provocado una flexión de las viguetas y su giro en el apoyo, que a su vez ha sido responsable de la ruina parcial del muro en el que se apoyan. La reparación de este tipo de daño requeriría de un

apeo previo de las viguetas que cargan sobre la zona dañada, unos trabajos de cajeadado y preparación del apoyo del nuevo material y la reconstrucción de la parte afectada utilizando en lo posible un mortero (de cal, o de cemento bastardo) con una resistencia lo más parecida a la del tapial existente. La unión de la nueva fábrica con el muro preexistente, en el sentido perpendicular a su plano, debe de garantizarse con la utilización de perpiñones.

Casi en todos los casos en los que se realice una sustitución parcial de una fábrica es recomendable utilizar el mismo material que el que ha resultado afectado. Si esto no fuera posible, debe de asegurarse el apoyo del nuevo material sobre el antiguo y la trabazón de la intervención con la fábrica cómo se explicaba en el párrafo anterior. En el caso de la **Figura 4.19**, la reposición de la parte desplomada se realizó con ladrillo, una vez realizados los trabajos de preparación del apoyo de la nueva fábrica.

La fachada de mampostería de la **Figura 4.20** que también sufrió un desplome a consecuencia del seísmo, ha sido reconstruida con ladrillo, y repuesto el alero de rasillas y teja que habían resultado igualmente dañados.

Trabajos de refuerzo y consolidación. **Trasdosado con mortero armado, gunitado y hormigón armado**

Si las fábricas de mampostería o de ladrillo han resultado seriamente dañadas y su estabilidad está amenazada por la abundancia de grietas que presentan, o porque se ha producido una fuerte disgregación de sus materiales constitutivos (en el caso de mamposterías), se puede reparar la fábrica reforzándola mediante un trasdosado de mortero de cemento armado, (o de hormigón con un árido de granulometría fina) por una o dos de sus caras. Este sistema de gran eficiencia sólo será económicamente viable si el elemento murario es de cierta entidad ya que el coste de este tipo de intervención es relativamente

alto.

Con este método de reparación se trata de aumentar la resistencia transversal y la capacidad de disipación de energía del sistema, al mismo tiempo que se consolida la fábrica dañada confinándola. Si se utiliza este sistema son varias las opciones con las que se puede intervenir. Los trasdosados de mortero pueden ser recibidos manualmente lo que significará un espesor de la nueva lámina menor a 5 cm con armados de acero galvanizado de 4 o 6 mm de diámetro. También pueden utilizarse las técnicas de gunitado con reducidos espesores (6 cm), o utilizar un encofrado que aumentaría el grosor del nuevo elemento a 8 ó 10 cm (en este último caso se hace imprescindible el uso de hormigón). También el material de armado puede variar, pudiendo utilizar el acero convencional o bien fibras de carbono y de poliéster con los que se ha experimentado con resultados satisfactorios.

Los materiales y las variantes técnicas a utilizar dependerán en gran medida del grado de consolidación y de refuerzo que sea necesario alcanzar en cada caso así como de la disponibilidad de mano de obra especializada y/o de materiales adecuados en el área de trabajo.

En las series de **Figuras 4.19 y 4.20** se ha ilustrado el caso de una fábrica de ladrillo y de una fábrica de mampostería respectivamente, sobre los que se ha intervenido con un doble trasdosado de mortero armado aplicado de forma manual que sirve para explicar suficientemente este tipo de intervención.

Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Retirada de revestimientos en la cara en la que se intervenga, limpieza general de la fábrica y en particular de las grietas observa-

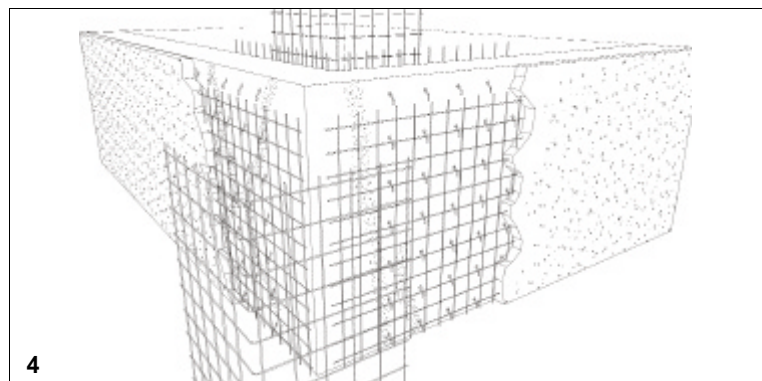
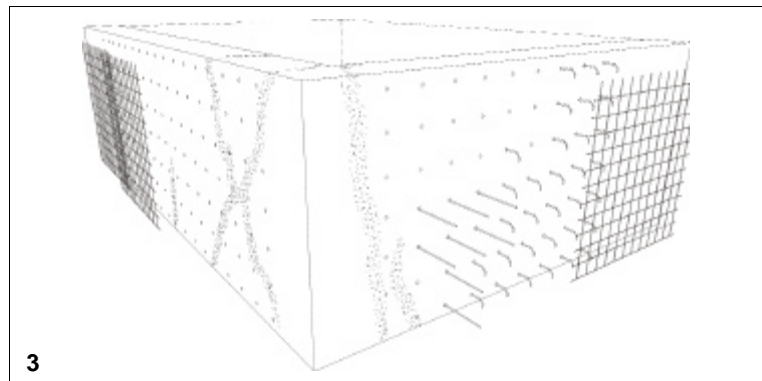
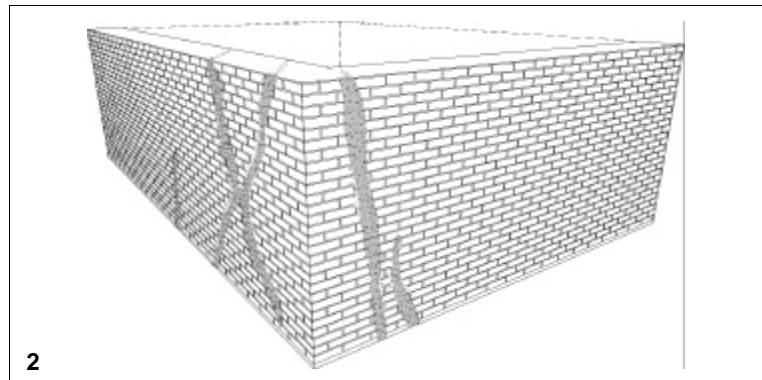
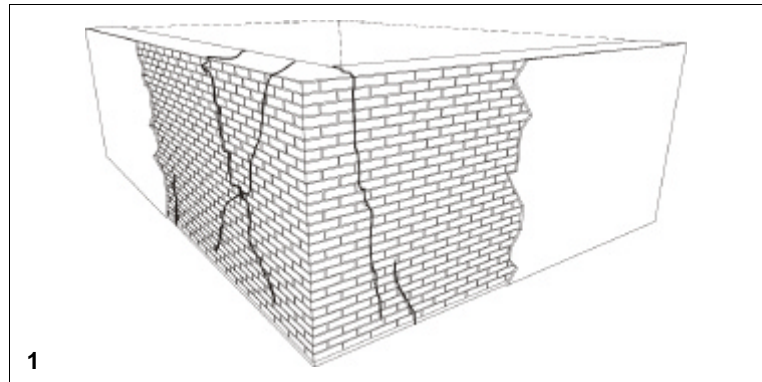
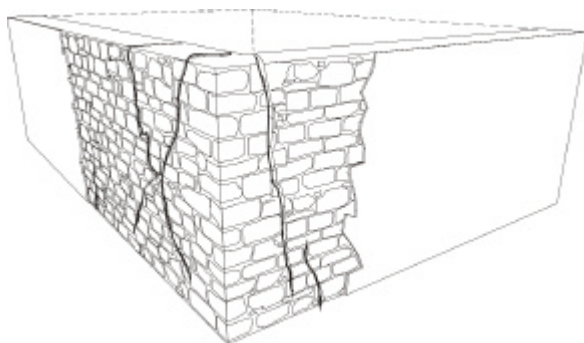


Fig. 4.21.

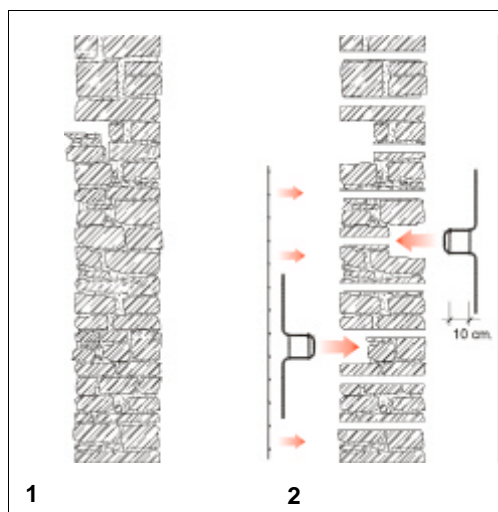
Doble trasdosado de mortero armado en una fábrica de ladrillo dañada

Fig. 4.21.
Doble trasdosado de mortero armado en una fábrica de mampostería

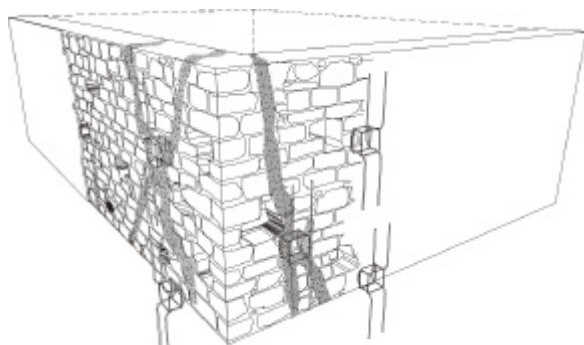


1

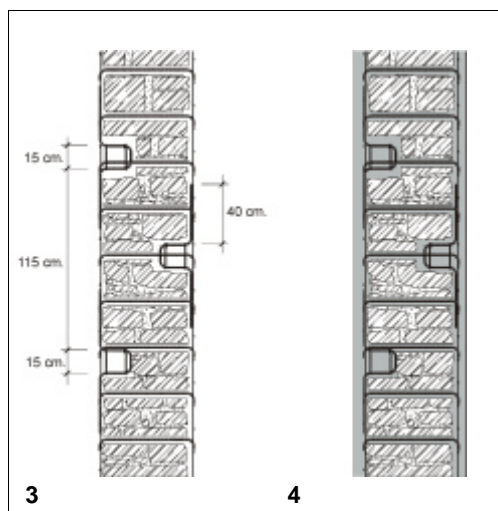
Fig. 4.23.
Secuencia de la reparación sobre una sección vertical del muro



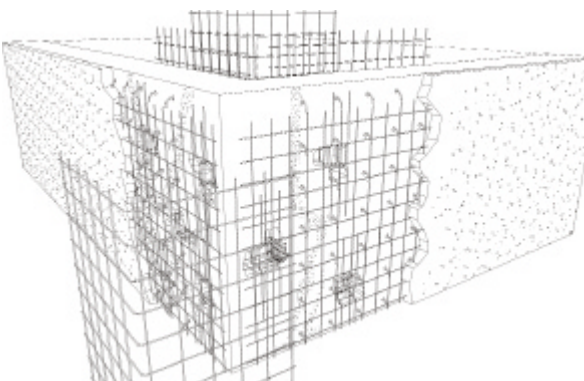
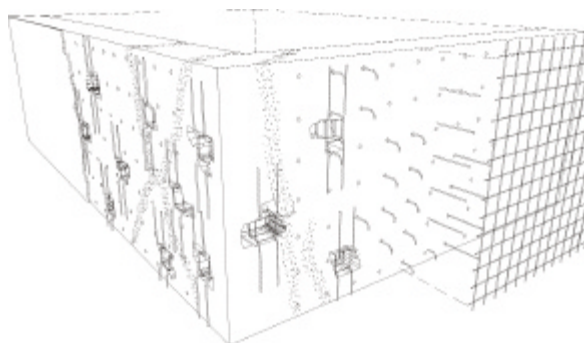
2

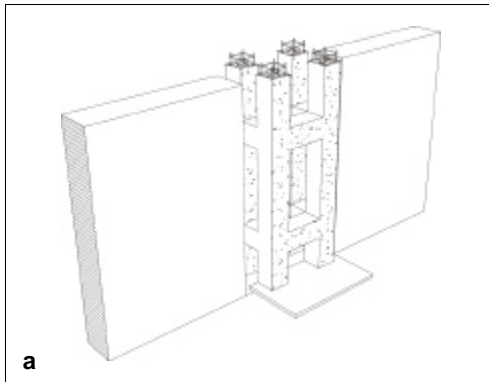


3

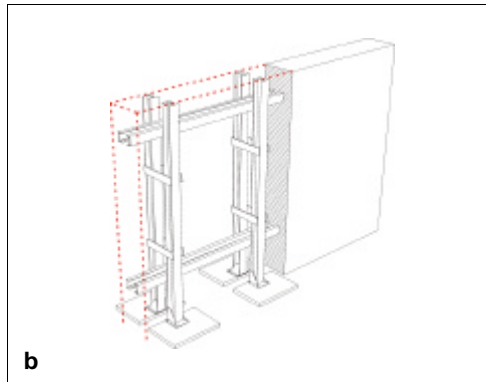


4

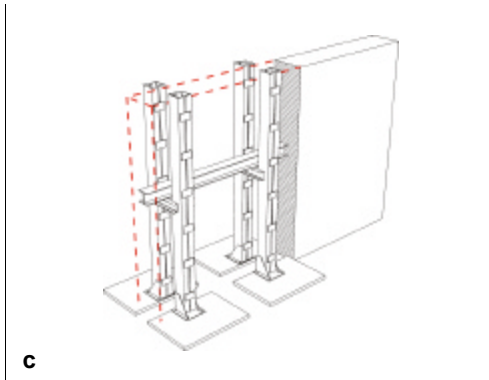




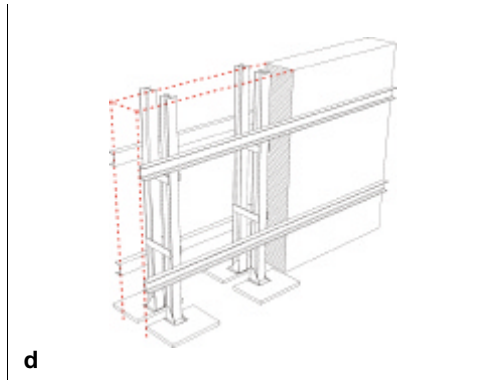
a



b



c



d

Fig. 4.24.
Diferentes tipos de agregaciones estructurales posibles

a. Pórticos de hormigón armado

b. Pilares empresillados metálicos, y correas, embebidos

c. Pilares empresillados exteriores y correas embebidas

d. Pilares empresillados embebidos y correas exteriores

das.

2. Saneado general de las grietas que se manifiesten en la fábrica y retacado de las mismas con mortero de cemento. Esta labor comprende la apertura de los bordes de la fractura eliminando el acabado y mortero o mampuestos disgregados. Tras ella se procede a una limpieza de la abertura, su humedecido y por fin al cerrado con mortero de cemento que se recibe por medios manuales presionando en la medida de lo posible para que penetre en la fábrica.

3. Ejecución de taladros en la fábrica para el paso de conectores. Aplicación del mortero de cemento sobre las caras tratadas, recibiendo el armado y asegurando el atado a las barras que atraviesan transversalmente la fábrica.

4. Aplicación del resto del mortero hasta conseguir el espesor de proyecto.

Los solapes del armado en la esquina son

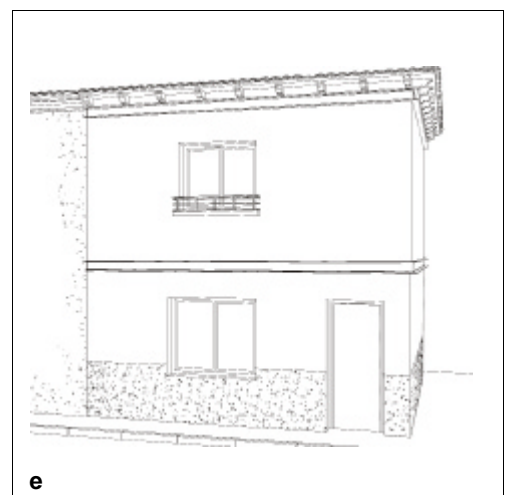
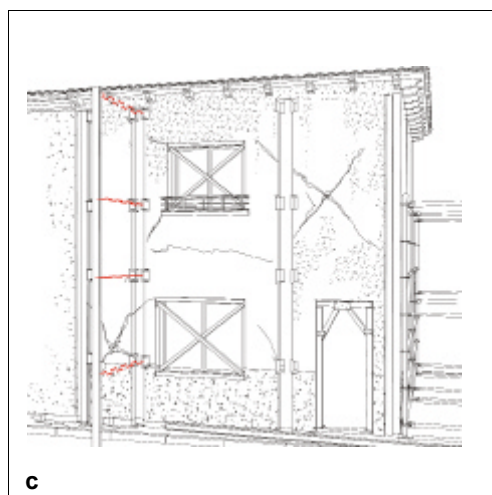
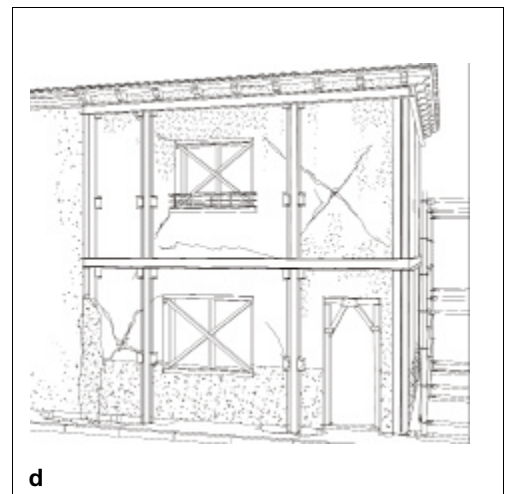
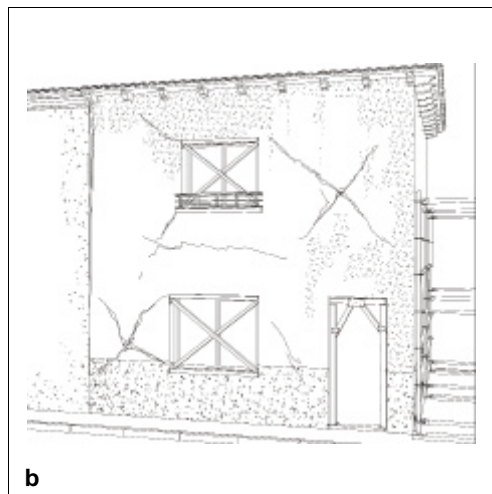
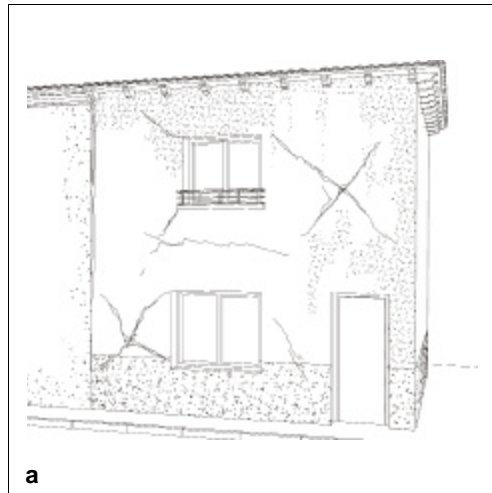
importantes cuando ésta está dañada. La disposición correcta de las armaduras puede verse en la **Figura 4.21**. En el interior del ángulo formado por los dos lienzos murarios la armadura de esquina será la más próxima al paramento, mientras que en el exterior serán las que llegan de los paños las más cercanas a la fábrica.

En el caso de refuerzo de un muro de mampostería la limpieza y preparación de las superficies incluye el desmontaje de los mampuestos sueltos o dañados así como la inyección con lechada de cemento de las grietas que no puedan ser saneadas. Con objeto de aumentar la unión del refuerzo con la fábrica existente se pueden preparar cajeados en los que se alojen anclajes formados con jaulas de acero. Para dejar espacio a dichas jaulas se deben de ejecutar unos mechinales que no tiene por qué atravesar la sección total del muro, retirando algunas piezas, distribuyéndolas en el alzado del muro al tresbolillo, **Figura 4.23**. Si no es posible taladrar la mam-

Fig. 4.25.

Ejemplo de estructura agregada formada por pilares embutidos en el muro de mampostería y correas exteriores del mismo material

Ejemplo realizado sobre el modelo de un edificio sobre el que se intervino, en la localidad de Campos del Río



postería estos conectores asegurarán la trabazón de la lámina de refuerzo con la antigua estructura y la transmisión de esfuerzos entre ambas.

Las distancias indicadas tienen un carácter orientativo ya que pueden variar en función de la magnitud del daño, del tipo de intervención y de los materiales utilizados en cada caso.

Agregación de estructuras

Cuando una estructura muraria ha resultado suficientemente afectada como para que resulte comprometida su estabilidad ante esfuerzos horizontales, pero es capaz de resistir su peso propio, una solución posible de intervención consiste en la agregación de una estructura auxiliar de acero laminado o de hormigón armado.

La misión de esta estructura no será la de sustituir la capacidad portante del, o de los, muros afectados sino la de coartar los movimientos que éstas pudieran realizar fuera de su plomo. Esto se consigue mediante la disposición de elementos verticales u horizontales en contacto con las fábricas (o embebidas en ellas), soportados en último término por pilares aislados o pareados que se anclan al terreno gracias a una nueva cimentación.

Aunque sería en todos los casos deseable desde los puntos de vista estético y legal, ocultar las estructuras agregadas, no siempre es posible ya que a veces los muros sobre los que se debe intervenir son lo suficientemente esbeltos como para que sea posible la ejecución de la roza que permita encofrar la nueva estructura (si es de hormigón armado) o albergarla (si es metálica), resulte peligrosa.

Si es necesario que la estructura vertical agregada sea exterior, se deben disponer de los permisos municipales para invadir el espacio público con una intervención de carácter permanente lo que significará, en ocasiones, que deba de optarse por otro tipo de actuación.

En la **Figura 4.24** se han dibujado algunas de las soluciones posibles en este tipo de intervención, y en la **Figura 4.25** se muestran los pasos que deben seguirse en la ejecución de una estructura de pilares metálicos embebidos en la fábrica y correas exteriores.

El edificio que se observa en el ejemplo es una vivienda unifamiliar de planta baja y una planta de altura que resultó muy afectada por el movimiento sísmico, en la localidad de Campos del Río. A este edificio le fue agregada una estructura de pilares metálicos introducidos en una fábrica muy heterogénea y de gran esbeltez. Los pasos que han sido ejemplificados en la serie de viñetas reproducen el mismo tipo de estructura utilizada que se ha ampliado en altura hasta el alero. En el caso real la estructura superpuesta llegaba tan solo al nivel de forjado sin conectarse a él. En la solución propuesta sería posible tratar de rigidizar la estructura añadida en los dos planos de fachada mediante la disposición de perfiles metálicos a modo de jabalones en el nivel de bajo cubierta.

Las labores que deben de llevarse a cabo para la ejecución del refuerzo son las siguientes:

1. Apeo de puertas y ventanas mediante cruces de san andrés o pequeños jabalones, en modo que se absorban los esfuerzos que puedan originarse durante la intervención, susceptibles de agrietar los dinteles de los huecos.

Construcción de la cimentación sobre la que se fijará el refuerzo estructural. Téngase en cuenta que en este caso la cimentación debe de ejecutarse tanto interior como exteriormente, con los consiguientes trabajos complementarios de desmontaje de solados y/o soleras según sea el caso.

Montaje de andamios y medios auxiliares necesarios para llevar a cabo los trabajos.

2. Realización de rozas en el muro que permi-



Tabla 4.5
Tipos de lechadas e
inyecciones en función
del material utilizado
(Ripollés Díaz, 1998)

Lechadas e Inyecciones	Lechadas y morteros	Cementicias bicomponentes	- Cal y agua
			- Cemento y agua
		Cementicias tricomponentes	- Cemento, bentonita y agua
			- Cemento, árido y agua
	Inyecciones químicas o de solidificación	Monocomponentes	- Base de asfalto, dispersa en agua
			- Base de poliéster, suspendida en agua
			- Base de caucho
			- Resinas y geles de base epoxídica
			- Resinas y geles de poliuretano
		Bicomponentes	- De silicatación

tan alojar los perfiles metálicos, apertura de mechinales para el paso de los perfiles conectores entre los dos pilares empresillados y recibido de éstos sobre las placas de anclaje previstas en las zapatas.

3. Una vez atada convenientemente la estructura vertical, sobre ella se reciben las correas horizontales que están en contacto con la totalidad del paño murario. Si este no es perfectamente plano y obliga a la separación de las correas, debe de asegurarse el contacto de la fábrica con la correa por medio de algún tipo de anclaje: cuñas, morteros expansivos, etc.

4. Los últimos trabajos a realizar están destinados a recuperar los acabados exteriores que hayan resultado afectados por la intervención, así como a ocultar en la medida de lo posible la estructura agregada, protegiéndola en todos los casos contra la agresión de los agentes atmosféricos.

Trabajos de consolidación interna: lechadas e inyecciones

Este procedimiento de intervención que consiste en la introducción de un agente ligante en el interior de la sección de un muro, se utiliza para resolver la deficiencia en la trabazón que debe de existir entre el aglomerante y los mampuestos en una fábrica.

El objetivo de la lechada o de la inyección es

el de conseguir que la mezcla utilizada penetre lentamente y a baja presión desde las grietas manifestadas exteriormente (o a través de perforaciones expresamente realizadas), en todas las fisuras interiores del muro de forma que una vez endurecido el compuesto inyectado pueda sustituir o colaborar con los antiguos morteros degradados, restableciendo sus capacidades funcionales y mecánicas, o mejorándolas según los casos.

Tal y como se cita en toda la bibliografía consultada, las principales ventajas de este sistema son las siguientes:

- a. No se altera el equilibrio estático de las estructuras a reparar.
- b. No se altera estéticamente el aspecto original del elemento murario.
- c. Evita trabajos complementarios inherentes en otros procedimientos de reparación como pueden ser los desmontados de solados o de falsos techos.

Las mayores desventajas viene dadas por la gran incertidumbre en cuanto al grado de penetración del nuevo aglomerante en el interior de la fábrica, por la necesidad de mano de obra especializada, y por la necesidad de combinarla con otros sistemas de actuación cuando se necesita un aumento de las capacidades portantes de la fábrica.

La inyección puede realizarse de forma gene-

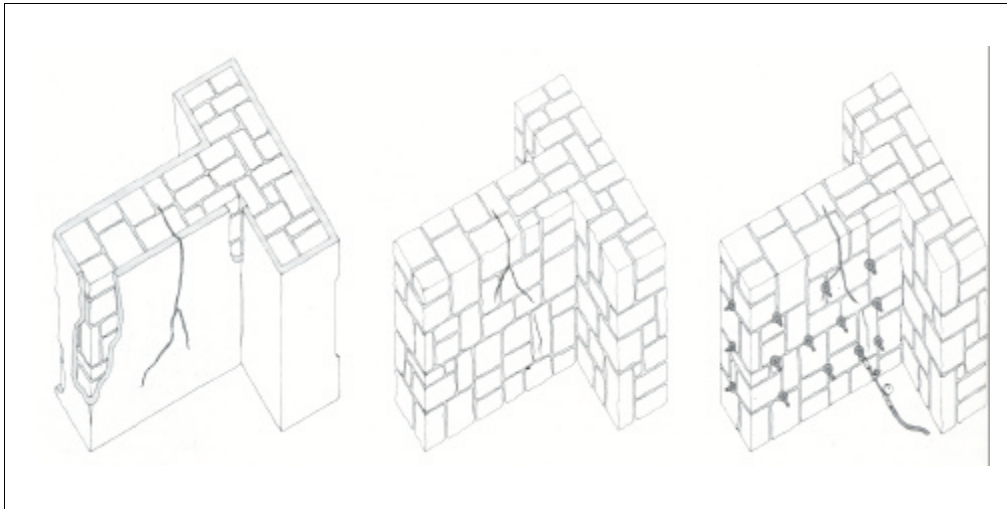


Fig. 4.26.
Ejemplo de inyección en una fábrica de piedra

(Sergio Tiné, 1995)

realizada o de forma local.

En el caso de daños sísmicos la utilización de inyecciones de forma generalizada tiene su aplicación en casos de mamposterías de gran espesor en las que se haya producido una disgregación de los morteros, o un asentamiento de éstos en el interior del muro. También son útiles en fábricas de ladrillo de varias hojas con un relleno interior en el que se hayan producido el mismo tipo de daños. Por medio de perforaciones y catéteres convenientemente dispuestos se inyecta a presión o se cuela por gravedad, una lechada cementicia o química cuya misión será la de colmar los poros existentes en el relleno. Ésta inyección puede estar precedida de un lavado de los finos de los componentes disgregados mediante el uso de agua. Si se hubieran detectado grandes vacíos se puede introducir un relleno inerte (filler), por ejemplo un árido de granulometría suficientemente fina como para poder penetrar por las cavidades internas.

En la **Tabla 4.5** se señalan los tipos más habituales de inyecciones y lechadas.

Puesto que a menudo, en el caso de daños de origen sísmico, el tamaño de las grietas es de varios milímetros, los materiales utilizados para realizar trabajos de inyección en estos casos poseerán una base cementicia o una



Fig. 4.27.
Ejemplo de equipo de mezcla, y bomba de presión, para realizar inyecciones con un sistema epoxídico bi-componente

base química que sea suficientemente económica. Se reserva la utilización de resinas sintéticas (epoxídicas o también a base de poliuretano) para el caso de inyecciones de carácter local, puesto que gracias a su baja viscosidad permiten una vez inyectadas el cierre de microfisuras o de lesiones con una apertura inferior a 4mm. Su inconveniente es su gran coste por lo que serán adecuadas en los siguientes casos:

- a. Reparación de elementos arquitectónicos (cornisas, gárgolas, etc).
- b. Reparación de arcos y bóvedas.
- c. Rreparación de dinteles de piedra.
- d. Rreparación de sillares o sillarejos en fábricas con funciones portantesde piedra labrada.
- e. Inserción de elementos metálicos de refuerzo (cosidos)

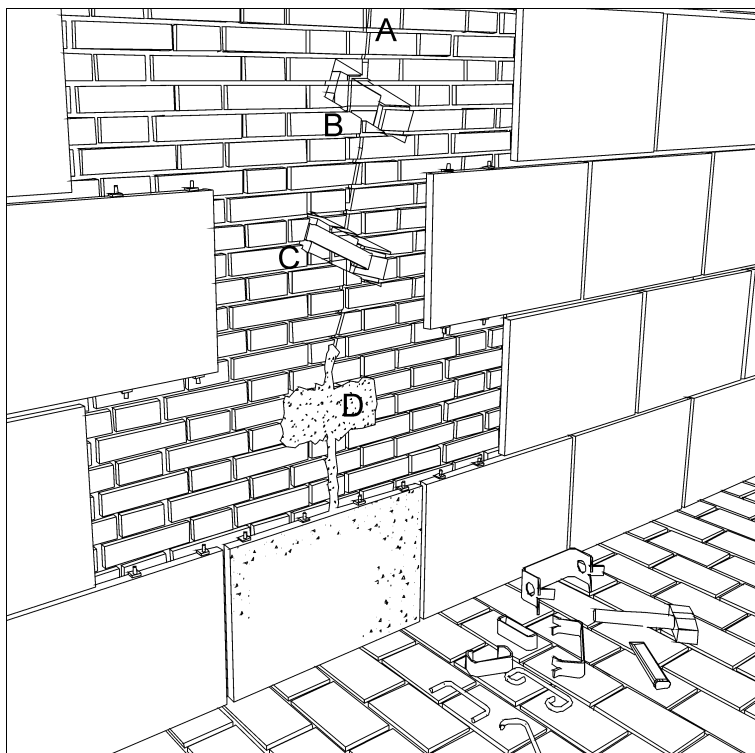


Fig. 4.28.
Grapado de una fábrica de ladrillo agrietada

a. Desmontaje o demolición de acabados

b. Apertura de cajas y ejecución de la roza

c. Recibido de las grasas

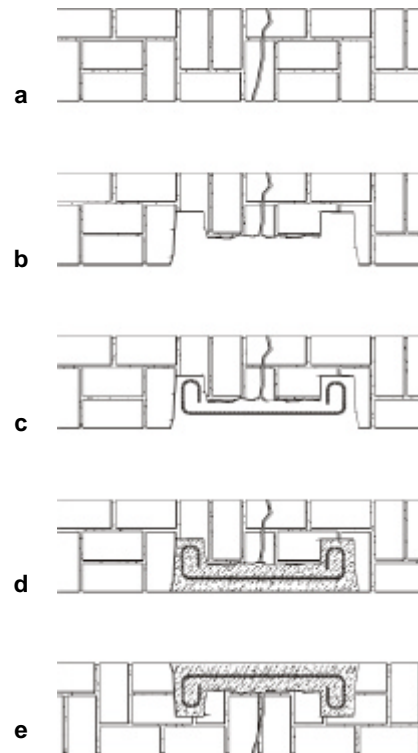
d. Cierre de las cajas y reposición de acabados

La **Figura 4.26** tomada del libro de Sergio Tiné referido en la bibliografía sirve para ilustrar brevemente las fases de trabajo básicas que se deben de seguir en este tipo de actuación.

1. Examen previo de la fábrica para determinar la magnitud del daño interno mediante la sencilla percusión de ésta con un elemento metálico sólido, o con sistemas electrónico.

2. En el caso de mamposterías ordinarias se evitará la retirada de los revestimientos ya que esto podría provocar la pérdida de la lechada a través de las juntas, mientras que las sillerías pueden dejarse al descubierto.

3. Elección de los puntos de colocación de los bebederos o de los catéteres de inyección en función del daño y del tipo de fábrica. Con carácter general se podrán considerar 2 o 3 por metro cuadrado. En el caso de mamposterías la distancia entre perforaciones variará según el grosor del muro entre 60 y 80 cm mientras que para las fábricas de ladrillo la distancia entre perforaciones no será mayor



de 50 cm. Las perforaciones deben de ser inclinadas hacia abajo con objeto de facilitar la dispersión del producto de inyección al atravesar diferentes estratos de mortero interior.

4. Una vez realizadas las perforaciones se colocan los catéteres o los bebederos en una o dos caras del muro, asegurando el sellado de las fisuras que se manifiesten exteriormente evitando con ello una excesiva exudación a través del muro de la mezcla inyectada. Se comienza la inyección desde la fila de bocas inferior, con una presión de bombeo que dependerá del tipo y espesor del elemento murario. Cuando la mezcla inyectada se advierte por uno de los catéteres adyacentes o superiores, se continua por el contiguo, y una vez terminada la fila, se prosigue por la fila superior.

5. El último de los pasos a seguir consiste en una comprobación de la difusión de la lechada y de su efectividad en la mejora de la resistencia del muro, por medio de catas elegidas convenientemente.

Grapado

El procedimiento mediante el cual se unen las dos partes de un muro fracturado con la ayuda de elementos metálicos auxiliares, alojados en cajas, y dispuestos perpendicularmente a una grieta originada por una rotura, recibe el nombre de grapado (también lañado, cosido o zurcido).

Para la inserción de las grapas se recurre a apertura manual de cajas de forma prismática, unidas por una roza, **Figura 28.b**. Se debe proceder a la limpieza de la caja en la que se recibirán los elementos metálicos de unión. Éstos pueden ser sencillos redondos de acero corrugado doblados en forma de U, o una pletina de acero (laminado o inoxidable) plegada en la que se haya previsto unas patillas que favorezcan el anclaje. Una vez recibida la grapa se sellarán los cajeados con un mortero de cemento o un preparado sintético en función del tamaño del cajeadado y del material utilizado.

Respecto de los materiales utilizados, debe procurarse que las grapas estén protegidas contra la oxidación futura ya que esta significaría un aumento de volumen del material metálico (en el acero la proporción es de 1 a 9), que provocaría un daño cierto a la fábrica. En cuanto al mortero, como criterio general no debe de poseer una resistencia mayor que el resto de los materiales que componen el muro y debe de caracterizarse por tener una cierta plasticidad que evite su rotura frágil ante los esfuerzos a los que ciertamente estará sometido. Esto se consigue disminuyendo la proporción de aglomerante (generalmente cemento) e incorporándole una cierta proporción de cal en cuyo caso se dice que el mortero es bastardo. Algunos autores incluso recomiendan la utilización de morteros exclusivamente de cal en proporción 1:4.

Condición indispensable para que pueda ser utilizado este método de unión entre las dos partes separadas de un muro, es que ambas sean lo suficientemente monolíticas como



para resistir, en la unión creada, los esfuerzos originados por el viento, por dilataciones diferenciales o por otro movimiento sísmico. Según esto, no se estima adecuado el uso de grapas en mamposterías ordinarias o tapiales, puesto que ante cualquier movimiento de una cierta entidad se produciría una rotura en los anclajes dada la poca o nula resistencia a tracción del conjunto. Sí está recomendada la utilización del grapado en el caso de muros de ladrillo, de sillares o de sillarejos, en los que esté asegurada la fijación del anclaje y la trabazón de los elementos que la componen.

En general el tamaño de las grapas no debe de superar los 60 cm, las dimensiones de las cajas no deben superar los 15 x 15 x 15 cm,

Fig. 4.29.
Ejemplo de intervención mixta de grapado de una fábrica de ladrillo de gran espesor en la iglesia de Alguazas

a. Vista general exterior del cuerpo de crucero

b. Detalle de la intervención

Fig. 4.30.

Ejemplo de técnica de intervención mixta en el grapado de muros de mampostería ordinaria. (Campos del Río)

a. Inserción de perfiles sencillos en correspondencia con la esquina

b. Agregación de estructura metálica vertical y horizontal



ni estar dispuestas a una distancia inferior a 10 cm de la grieta.

A veces las grietas pueden tener amplitudes de varios centímetros que no hagan posible respetar las medidas anteriores. Si los muros en los que se debe intervenir son de gran espesor (como los que se aprecian en la **Figura 4.29**), el grapado descrito, aun habiendo sido realizado por las dos caras, no resultaría eficaz.

Así en muchos casos se recurre a técnicas mixtas como la que se ilustra en la **Figura 4.29**. El arquitecto D. Alfredo Vera Boti, encargado de la restauración de la iglesia de San Onofre en la localidad de Alguazas, diseñó un grapado de la fábrica por medio de un perfil UPN recibido en una caja con una longitud de más de un metro a cada lado de la grieta. Para que este grapado fuera efectivo, en modo que se atara la totalidad de la sección del muro, se aseguraba su unión con la fábrica por medio de la inserción de barras de acero corrugado de gran longitud dispuestas al tresbolillo, introducidas en perforaciones a 45°. La fijación de las barras de acero que cosían la fábrica se conseguía con resina

epoxídica, y la conexión de éstas a la grapa, con una soldadura electrógena.

Otra técnica de intervención mixta que combina los fundamentos del grapado con la de agregación de estructuras metálicas, son las utilizadas en los casos de viviendas con muros de mampostería en los que resultó dañada la esquina de unión entre ellos.

Es el caso de los dos ejemplos de la **Figura 4.30**. En ambos casos se pretende con la intervención coser la intersección entre dos muros portantes, en viviendas de la localidad de Campos del Río afectadas por el movimiento sísmico. Los trabajos consistieron en la inserción de perfiles metálicos de una considerable sección en cajas abiertas para tal propósito. La unión de las grapas a la fábrica se realiza en el ejemplo de la **Figura 4.30.a**, simplemente por gravedad. La mampostería insuficientemente trabada se apoya en los perfiles angulares que serán introducidos en las cajas mejorando la unión en la esquina.

Mejor intervención desde un punto de vista cualitativo, es la destacada en la **Figura 4.30.b**. Además de los perfiles angulares reci-

bidos en cajas se ha colocado una estructura vertical que transmitirá a los refuerzos añadidos los movimientos y esfuerzos de los paños fuera de su plano. La agregación estructural no posee una cimentación propia sino que está embebida en el espesor del muro, y su misión no es la de reforzar el muro transversalmente sino el de asegurar adquiere un papel no de refuerzo del muro en sección sino de transmisión de esfuerzos a las lañas colocadas en la esquina.

Taqueado

Si se consulta un diccionario de la construcción se encuentra que taquear es *la acción de disponer o colocar tacos*. En el ámbito de la restauración, se llama taquear a la intervención consistente en eliminar uno a uno los ladrillos rotos en una fábrica y sustituirlos por otros de iguales características.

En el caso de grietas en un muro de ladrillo sea cual sea el motivo que las originó, el taqueado permite la reposición de la fábrica en condiciones de uso similares a las que poseía con anterioridad a la rotura. De la misma forma que en el caso de mamposterías ordinarias se podía recurrir a sustituir toda una parte deteriorada, en el caso de fábricas de ladrillo se pueden reponer todas las piezas dañadas. Habitualmente se recurre al taqueado cuando el espesor del muro permite realizar una sustitución en toda su sección ya que de esta forma se recupera el monolitismo que poseía la fábrica y se evita la rotura de los ladrillos repuestos ante un eventual movimiento de la grieta a reparar.

En muros de más de un pie de ladrillo puede resultar muy complejo el realizar el desmontaje de todas las piezas afectadas por lo que en ese caso existen dos opciones:

a. Reponer tan solo los ladrillos que manifiestan la grieta hacia el exterior, taqueando superficialmente con piezas enteras o previamente cortadas para que tengan el tizón



Fig. 4.31.
Taqueado de un muro de ladrillo

1. Grieta manifestada en un muro de ladrillo de un asta de espesor

2. Extracción de los ladrillos rotos

3. Vista de la fábrica intervenida en la mitad de su espesor. Junto a los ladrillos rotos se han retirado igualmente las juntas de mortero dañadas

4. Vista general de la fábrica una vez repuestos los ladrillos dañados





de mortero agrietadas, **Figura 4.31.c**. Después de realizada esta labor se ha limpiado el interior de la grieta y se ha humedecido (como en todos los casos vistos anteriormente) para evitar la succión del agua contenida en el mortero utilizado (que perdería en tal caso sus propiedades). Por último se han recibido los ladrillos macizos previamente cortados en dos ya que el taqueo realizado ha sido superficial. En este caso el taqueado resulta ser en definitiva un *chapado* con ladrillos preparados para tal efecto.

Reparación o sustitución de dintel



Cuando se observan grietas en una fábrica sobre un dintel, resulta inmediato pensar que éste pueda estar roto o haber sufrido daños, por lo que habitualmente los moradores de las viviendas y los técnicos se alertan ante un posible colapso. Este riesgo que si puede considerarse cierto cuando los cargaderos sean de hormigón armado o pretensado, no siempre es cierto en el caso de fábricas de construcciones antiguas. Una vez más resulta esencial conocer la naturaleza material de los componentes estructurales dañados, de forma que se pueda evaluar adecuadamente el alcance de los daños originados por un sismo, manifestados habitualmente como grietas.

Figs. 4.32 y 4.33
Ejemplos de dinteles
afectados por el movi-
miento sísmico en
viviendas del núcleo
urbano de Mula

requerido. Este tipo de intervención no restaurará el monolitismo que poseía anteriormente el muro si bien se habrá producido un saneamiento estético

b. Sustituir la totalidad de la fábrica afectada restituyendo las piezas interesadas, procurando buscar la formación de enjarjes en los bordes de la zona desmontada para que exista una trabazón entre la antigua y la nueva fábrica.

En la **Figura 4.31** se ilustra una reparación de un muro de ladrillo de un pie de espesor por el procedimiento de taqueo. El albañil ha eliminado tanto los ladrillos rotos como las juntas

En las fábricas de mampostería o de ladrillo tradicionales el dintel muchas veces se resuelve con una o varias viguetas de madera simplemente apoyadas sobre las jambas del hueco. Para evitar el desprendimiento de los revestimientos de yeso (que se adhiere con dificultad a la madera) se envolvían los *palos* con cuerda de esparto y posteriormente se revestían, quedando así, ocultos a la vista.

Cuando se verifica un sismo la gran masa de la fábrica sobre el dintel y su menor rigidez en los planos transversales, pueden provocar su flexión y, a veces, su rotura. Son muchos los casos en los que el movimiento del dintel provoca la aparición de alarmantes fisuras y grie-

tas en los acabados interiores o exteriores (**Figura 4.33**), por incompatibilidad geométrica del revestimiento frente a la flexión del dintel y de la fábrica sobre él. En el ejemplo de la **Figura 4.32**, se muestran dos viguetas interiores en la formación de dintel en una fábrica de mampostería de 1 m de espesor, que presentaba grietas de 1 cm de anchura tras el movimiento sísmico de Mula. Una vez retirados los acabados se pudo comprobar la integridad de las viguetas de madera y la reparación consistió tan solo en un remozado de los acabados.

En la **Figura 4.34** se señalan los pasos a seguir en la sustitución del dintel en una fábrica que presenta fisuras y grietas sobre el hueco.

Una vez que se ha evidenciado un daño, y hasta que no se conozca su verdadero alcance debe de apearse el hueco con una sencilla cruz de San Andrés de madera. Si el muro tuviera gran espesor podría ser necesaria la utilización de varios de estos apeos con una o varias sopandas horizontales.

Una vez apeado el hueco deben retirarse los revestimientos tanto exterior como interiormente para poder observar el estado del dintel y de la fábrica sobre él. Si el dintel estuviera en buen estado los trabajos de reparación se centrarán en el saneamiento y rejuntado de las grietas de la fábrica. Si el dintel estuviera roto o astillado, o si se duda de su capacidad para seguir soportando el muro sobre él, hay que proceder a su sustitución.

En casos de muros de mampostería de gran espesor en los que la fábrica se disgrega fácilmente, hay que procurar unos puntales y sopandas sobre el nivel de dintel que permita la ejecución de los trabajos con seguridad.

Una vez apeado el hueco y la fábrica, deben retirarse las carpinterías si dificultan la reparación. En ocasiones no será necesario, como en el caso que expone la **Figura 4.32**, en el que tan solo se habían visto afectados los dinteles interiores. Se extrae el dintel dañado así

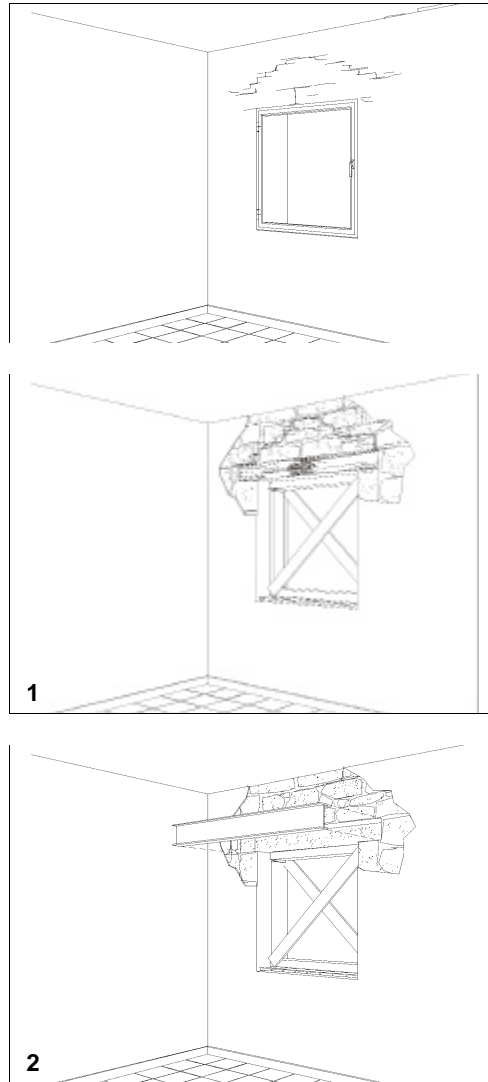


Fig. 4.34.
Sustitución de dintel de madera en fábrica de mampostería

1. Retirada de acabados, apeo de hueco y de la fábrica si fuera necesario

2. Retirada de dintel, cajeado en la fábrica y colocación del nuevo elemento estructural

como la mampostería que pueda desprenderse, se preparan las cajas y mechinales del nuevo dintel y se coloca éste con la mayor brevedad posible. La entrada en carga del nuevo elemento estructural se realiza cuando se restituye y sanea la fábrica dañada y se retiran los apeos de ésta sobre el dintel.

Por último se restituirán las carpinterías y los acabados interiores o exteriores que se hubieran visto afectados.

4.5. Daños Sísmicos sobre la Estructura Horizontal

4.5.1. Daños sobre forjados de tipo tradicional

Daños en forjados de vigueta y revoltón	Colapso total o parcial de forjado	
	Fractura de elementos estructurales	- Vigas
		- Viguetas
	Daños en entrega de viga o vigueta sobre el muro	
	Daños en revoltones	- Desplome
		- Desprendimiento
		- Agrietamiento o fisuración

Tabla 4.6

Daños con origen sísmico sobre forjados tradicionales de viguetas y revoltón



Fig. 4. 35.

Vigueta rota por efecto de las fuerzas de carácter sísmico



Fig. 4.36.

Viga principal sobre la que apoyan las viguetas, dañada por efecto del sismo en una vivienda Muleña con dos siglos de antigüedad

Cuando las fuerzas generadas por un movimiento sísmico inciden sobre un forjado tradicional de viguetas de madera y revoltones éste se comporta de muy diferente forma en función de la dirección considerada. Tal y como se explicaba en el párrafo § 2.2.3 los forjados debían de satisfacer, en lo posible, tres condiciones: la condición de rigidez en el plano perpendicular, la condición de rigidez en su propio plano y la condición de encadenado.

Los forjados unidireccionales de viguetas y revoltones poseen cierta rigidez en su propio plano que le viene conferida por los elementos estructurales (vigas y viguetas). Posee poca rigidez en la dirección perpendicular o en una dirección diagonal, y las viguetas al flexionar dañan los revoltones entre ellas, pudiendo llevarlos al colapso. Por último el encadenado en este tipo de forjado es muy deficiente y colabora poco en el atado de estructura vertical y horizontal.

Todo lo dicho para este tipo de forjados vale para las cubiertas cuya estructura haya sido resuelta por medio de pares. Las diferencia entre los forjados de planta y los forjados de cubierta, consistirá en el peso que deberán de soportar, en la falta de conexión entre el material de cobertura y la estructura, y en el diferente ángulo respecto a la horizontal. Como se verá más adelante, el material de cobertura significará en muchos casos una masa de gran inercia que contribuirá al agravamiento de los daños en la estructura.

En la **Tabla 4.6** se han agrupado los daños que puede sufrir un forjado como los estudiados, en función de su gravedad. El más des-

favorable de los efectos que puede sufrir un forjado es su colapso total o parcial. Puesto que generalmente un forjado se construye con viguetas de igual o parecida sección, y utilizando los mismos procedimientos en la formación de los revoltones, cuando se ha comprobado tan solo un colapso parcial, las vigas o viguetas interesadas se hallaban debilitadas debido a múltiples factores como son la presencia de humedad, existencia de agentes bióticos, defectos de diseño, insuficiente entrega, etc.

A veces, sin producirse el colapso, los elementos estructurales de primer orden (vigas y viguetas), se fracturan como en el ejemplo de la **Figura 4.36**.

En otros casos la viga o las viguetas soportan los esfuerzos sísmicos, pero al vibrar provocan daños en la entrega sobre el muro al que transmiten sus cargas. Si la entrega es insuficiente en cualquiera de los dos extremos, ésta puede ser la causa de un movimiento de la viga en cualquiera de los dos sentidos. Si la entrega se ha realizado sobre un durmiente, como es el caso de la **Figura 4.37**, éste puede girar provocando el desprendimiento de los acabados en el caso más favorable. Este es el motivo de la aparición de una grieta continua por debajo del apoyo de las viguetas, tan habitual en este tipo de viviendas en el caso de un movimiento sísmico, **Figura 4.53**. En el caso más desfavorable, el durmiente puede salir de su caja, provocar un descalce de las viguetas que soporta, una cesión del forjado afectado, así como la rotura de revoltones y daños en los solados superiores.

Cuando las vigas o viguetas apoyan directamente sobre la fábrica, se podrán producir desprendimiento de mampuestos y, en todos los casos, un daño en los acabados interiores y una disgregación de los morteros bajo la cabeza del componente estructural, **Figura 4.38**.

Con independencia de los daños sufridos en la vigería, los revoltones, muy efectivos en la



Fig. 4.37.
Entrega de viguetas sobre un durmiente

Daños ocasionados por el movimiento en la entrega



Fig. 4.38.
Daños en paramentos por efecto de la flexión de las viguetas



Fig. 4.39.
Daños en revoltones



Fig. 4.40.
Forjado en el que se ha restituido la forma a los revoltones, que sufrieron daños en el apoyo sobre las viguetas

Fig. 4.41.
Desprendimiento parcial de revoltón en un faldón de cubierta



Fig. 4.42.
Colapso de una sección de revoltón en un forjado



transmisión de las cargas verticales trabajando como un arco, son muy sensibles al movimiento de las viguetas sobre las que se apoyan, o ante los esfuerzos horizontales que les son transmitidos comprimiéndolos o traccionándolos.

El modo en el que se rompe un revoltón depende del modo en el que haya sido solicitado. Con carácter general se puede decir que al flectar las viguetas en el sentido vertical, se producirán fisuras o grietas perpendiculares a la directriz. Esto parece lógico si se piensa que con motivo de una flexión hacia abajo de un elemento estructural se producen tracciones en la cara inferior, que en el caso de un revoltón de un forjado tradicional no pueden ser asumidos por el yeso o el relleno que lo conforman.

Si las viguetas comprimen o traccionan el revoltón por haber flexionado en el plano del forjado, el tipo de fisura o de grieta que se origina es paralela a su directriz, pudiendo aparecer en la parte media (**Figura 4.39**) o en los apoyos con posible pérdida del entrevigado, **Figura 4.40**.

Si una vez debilitado el apoyo del revoltón sobre las viguetas, estas siguen sometidas a esfuerzos, pueden llegar a producirse desprendimientos parciales (**Figura 4.41**) o totales (**Figura 4.42**) que afectarán a los elementos situados sobre ellos.

4.5.2. Métodos de reparación de forjados tradicionales de vigueta y revoltón

4.5.2.1. Medios auxiliares y trabajos complementarios

De la misma forma que la estructura vertical para ser reparada requiere el apeo de huecos y ventanas, o el apeo de la fábrica sobre un dintel sobre el que se interviene, resulta frecuente y muchas veces necesario durante la reparación de forjados la utilización de medios auxiliares.

A la hora de disponer un apeo de forjado es necesario recordar que en beneficio de la seguridad deben de respetarse los siguientes preceptos:

- a. Disponer sopandas y durmientes en la dirección perpendicular a las viguetas.
- b. Arriostrar los puntales en la dirección de la sopanda o del durmiente mediante la disposición de riostras. Si el apeo se realiza con puntales telescópicos, el arriostramiento puede conseguirse con la colocación de los mismos puntales a modo de tornapuntas, con la ayuda de calzos en los extremos.
- c. Cuando deba apearse un forjado de planta, se tendrá en cuenta que las cargas, de ser importantes, deberán de llevarse al terreno por medio del apeo de los forjados inferiores.

En muchos casos la naturaleza de los trabajos a realizar obliga a la disposición de medios auxiliares cuyo coste supera el de las labores de reparación de los daños. Aun a riesgo de que las ilustraciones utilizadas para ejemplificar los métodos de reparación resulten confusas, se han representado en todos los casos



Fig. 4.43.
Ejemplo de forjado dañado por la rotura de una de las viguetas de madera que lo componen



Fig. 4.44.
Flexión de forjado motivada por el sismo



Fig. 4.45.
Forjado que se ha plegado en correspondencia con la primera vigueta

un ejemplo de los apeos que se han estimado necesarios para acometer los trabajos y que en cualquier caso podrán ser otros, siempre que se satisfaga la seguridad necesaria y obligatoria en una obra de edificación o de consolidación

Además de los trabajos previos de apeo, una reparación de un forjado puede conllevar una serie de trabajos complementarios sobre otras unidades constructivas como pueden ser solados, rodapiés, tabiquerías, etc. En la **Figura 4.43** se aprecia un forjado en el que se ha producido una cesión motivada por la rotura de una de sus viguetas. La reparación de

Reparación de forjados de vigueta y revoltón	Reconstrucción total o parcial del forjado	
	Sustitución de componente estructural	- Viga
		- Vigueta
	Refuerzo de componente estructural	
	Doblado de componente estructural	
	Saneamiento de las entregas sobre los muros portantes	
	Restauración del revoltón	- Reposición
		- Restitución de la geometría
		- Saneamiento de fisuras o grietas

Tabla 4.7
Procedimientos de reparación destinados a la restauración de un forjado tradicional de vigueta y revoltón afectado por un movimiento sísmico

los daños significará el desmontaje del solado al menos en el tramo afectado. En las **Figuras 4.43** y **4.44** se ilustran algunos de los casos que se pueden encontrar habitualmente. El forjado puede flectar separándose de la tabiquería que gravita sobre él, de forma que ésta trabaja a modo de viga, **Figura 4.44**. Otras veces las viguetas, sin llegar a romperse pueden, flectar de forma diferencial provocando cesiones a lo largo de una directriz en los solados superiores, **Figura 4.45**.

También la propia naturaleza de los trabajos necesarios para resolver una ruina del forjado puede obligar a la demolición de elementos divisorios o decorativos situados sobre ellos, a la ejecución de huecos para poder realizar la extracción de escombros o para permitir el aprovisionamiento de materiales. En definitiva la recuperación física y funcional de la estructura horizontal requiere una serie de actuaciones complementarias, no siempre susceptibles de ser llevadas a cabo, cuyo coste también puede ser importante y que deben de entenderse formando parte de la obra total.

4.5.2.2. Reparación versus mejora estructural o constructiva

El presente estudio ha nacido como resultado de la inquietud del Consorcio de Compensación de Seguros por facilitar a los técnicos que colaboran con dicha entidad, un soporte técnico y formativo que les ayude en

la práctica pericial.

En el ámbito asegurador, una vez que se ha producido un siniestro, sea cual sea su origen, la responsabilidad de las entidades alcanza la reposición del bien afectado en las mismas condiciones cualitativas y de uso en las que se encontraban los bienes con anterioridad a un siniestro. De no ser posible la restitución, la obligación de la entidad que ampara los bienes consiste en su restitución por otro de similares características.

En el caso de los daños sobre muros portantes en edificios, motivados por movimientos sísmicos, no cabe duda sobre el carácter de reparación de todas las actuaciones explicadas en este capítulo. Sin embargo en el caso de los forjados, la diferencia entre la reposición del bien dañado y la mejora estructural puede ser muy grande tanto desde el punto de vista procedimental como desde el punto de vista económico.

Dado que los forjados de viguetas y revoltón poseen una rigidez muy pequeña, como ya ha sido comentado, una vez que debe de intervenir en la reparación de un inmueble dañado, las decisiones técnicas deberían de encaminarse en la medida de lo posible a mejorar este aspecto resistente, así como el encadenado de todo el conjunto.

Aun siendo conscientes de ello, en los próximos párrafos se ilustrarán los métodos y procedimientos que deben de servir para reconstruir, o reparar, los elementos constructivos afectados tal y como eran, sin añadir ni mejorar cualidades a la edificación preexistente.

Por los motivos que han sido explicados anteriormente se ha evitado el desarrollo razonado de actuaciones de refuerzo y consolidación que siendo muy aconsejables supongan una mejora. Actuaciones que podrán ser objeto de un estudio y desarrollo posteriores y que preocupan e interesan enormemente tanto a los promotores de éste estudio como a los autores del mismo.

4.5.2.3. Procedimientos de reparación de forjados de viguetas

A continuación se desarrollará el cuadro de procedimientos de reparación que han sido ordenadas por la gravedad de la intervención y la importancia estructural de los elementos que interesan, **Tabla 4.7**.

Reconstrucción de forjado

Poco hay que decir en cuanto a la reconstrucción de una sección de forjado que ha sufrido un colapso.

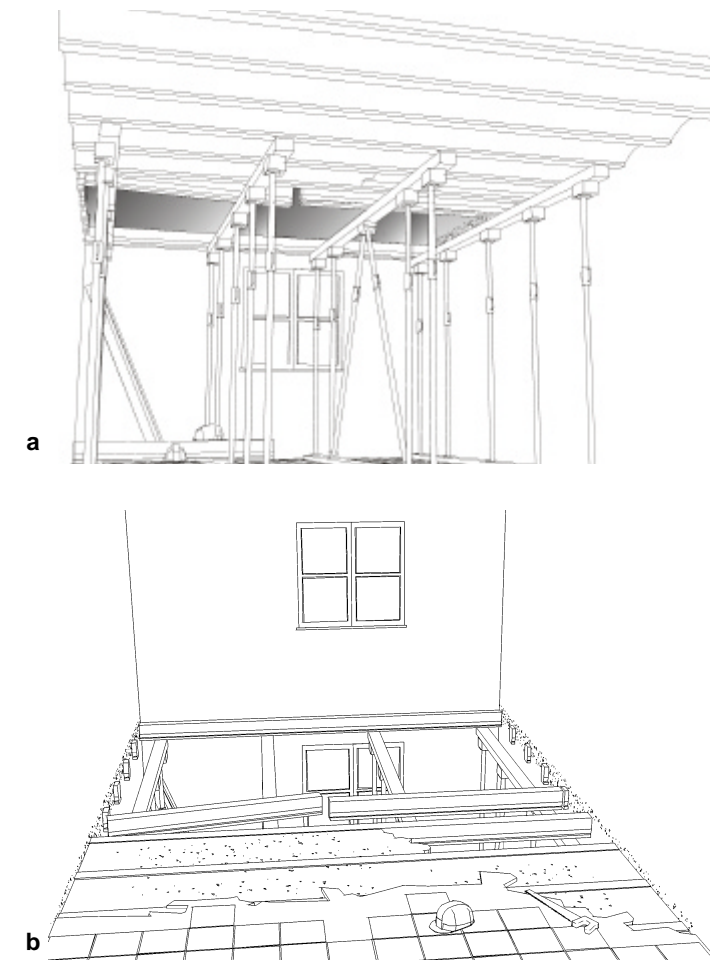
Si se debe de reconstruir en su totalidad y no se ha producido una ruina total de la edificación, podrá optarse por alguna de las tipologías que se mostraban en el **Capítulo 2**, o por sistemas industrializados. Si por el contrario se ha producido un colapso parcial de la estructura horizontal resulta habitual el reponer la parte dañada con el mismo procedimiento constructivo existente. Convendrá entonces eliminar aquellas viguetas fracturadas y los revoltones que hayan perdido su funcionalidad, sustituyéndolos por viguetas y revoltones nuevos.

Una vez más se debe de insistir en la seguridad de los trabajos de demolición. Conseguida la seguridad de los operarios, debe de evitarse la caída súbita de objetos desde un nivel superior que podrían dañar los forjados inferiores. La colocación de cuatro líneas de apeo como las que se observan en la **Figura 4.46**, permite el corte de las viguetas en partes que pueden ser retiradas con seguridad.

Los solados, tabiquerías y resto de elementos desmontados para la reparación son evacuados por la parte superior.

Sustitución de viga fracturada

Cuando se descubra una viga o vigueta frac-



turada que por sus dimensiones (gran luz) o porque presente un grave daño, no pueda ser reforzada, ésta podrá ser sustituida.

Los pasos a seguir para realizar esta operación son los siguientes, **Figura 4.47**.

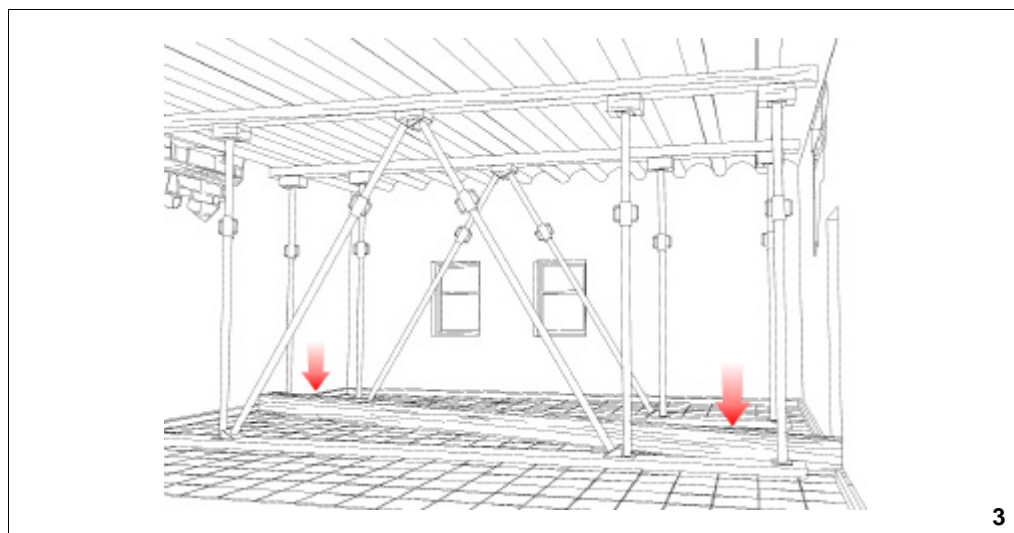
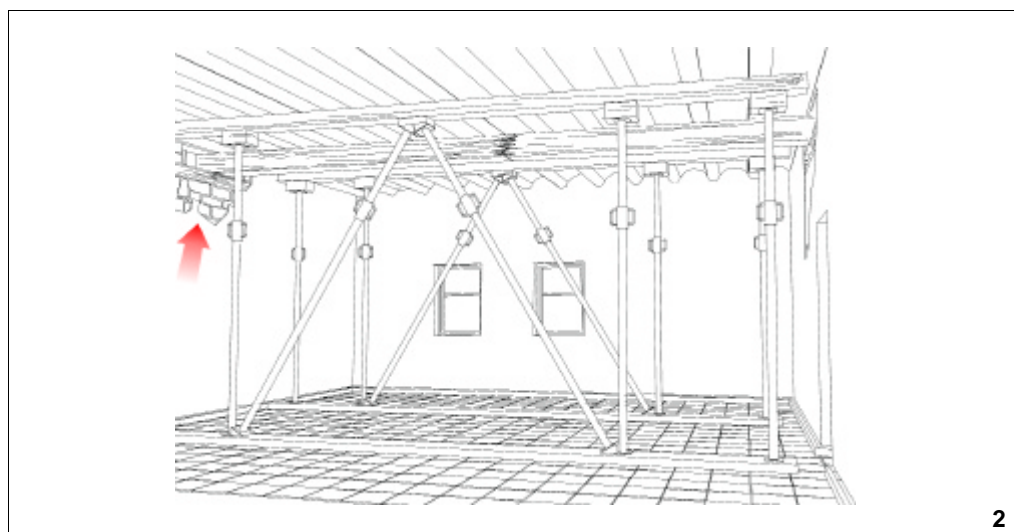
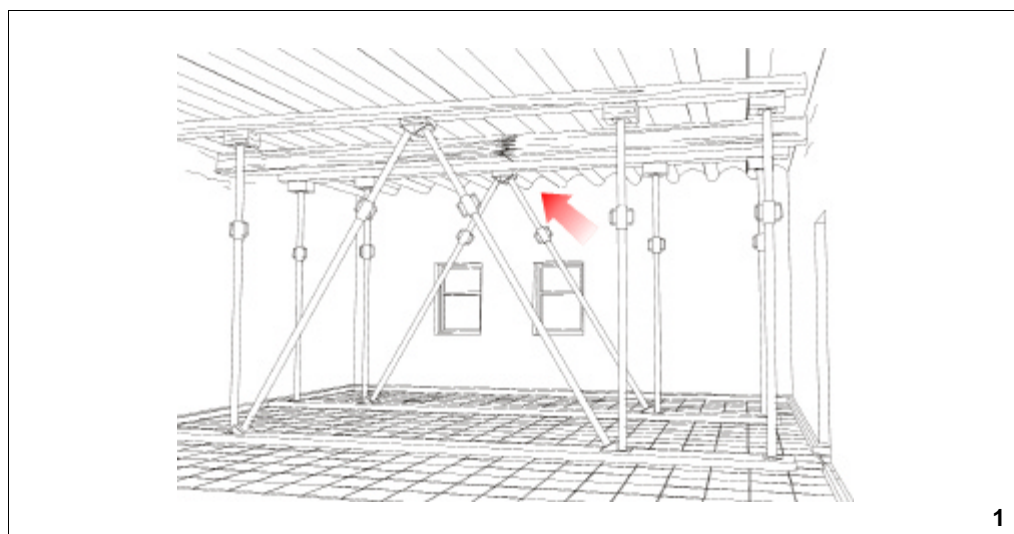
1. Apeo del forjado que se apoya en la viga deteriorada. Se tendrán en cuenta los comentarios que fueron realizados en § 4.5.2.1.
2. Picado de acabados en las entregas del elemento estructural dejando al descubierto la fábrica de forma que se pueda apreciar el apoyo sobre el muro y el daño que éste haya podido sufrir. Apertura de mechinales en los extremos de la viga que permitirán no sólo la extracción del elemento dañado sino también la colocación del nuevo.

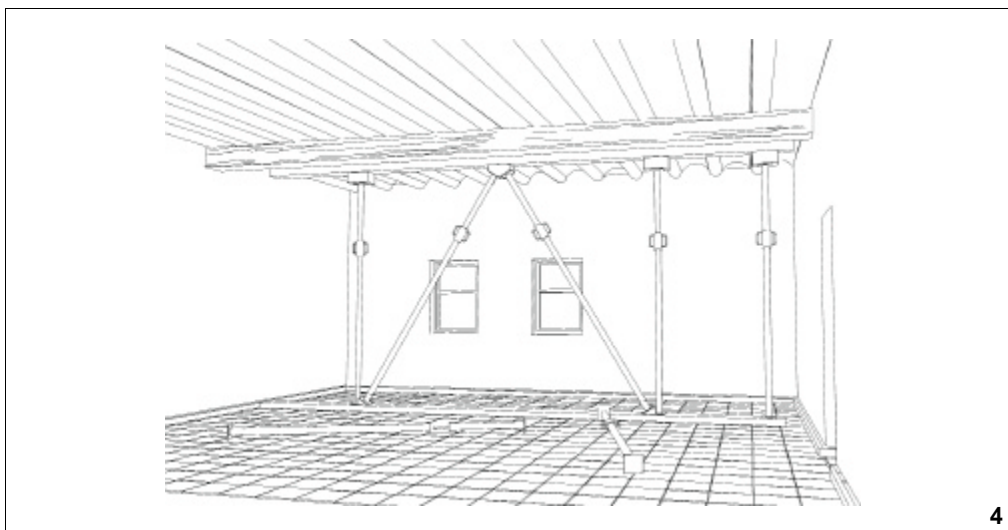
Fig. 4.46.
Elementos de seguridad en la demolición parcial de un forjado de viguetas y revoltón

a. Vista inferior

b. Vista superior

Fig. 4.47.
*Sustitución de viga en
 forjado de viguetas y
 revoltón*





3. Retirada de la viga o viguetas dañadas que en ocasiones deberá de ser cortada para proceder a su evacuación. Para ello también podrán utilizarse los huecos de fachada.

4. Acopio y recepción de la nueva viga en los mechinales abiertos, en el modo descrito en la **Figura 4.48**. Al menos uno de los mechinales debe poseer forma de cuña de modo que permita introducir uno de los extremos de la viga en el muro y recibir el otro extremo en el muro contrario. Si la fábrica o el posible durmiente de madera estuviera lesionada será necesario repararla y preparar el apoyo, que debe ser estable y capaz de evitar efectos de punzonamiento sobre el muro.

En la comarca del río Mula se ha verificado la sustitución de vigas o de viguetas de madera por otras del mismo material en los forjados de planta. Sin embargo, por razones que se entienden de orden económica, se han podido comprobar sustituciones de elementos resistentes en faldones de cubierta con viguetas autoportantes de hormigón armado o pretensado, o también con viguetas metálicas, en estos espacios en los que se concedía poca importancia al saneamiento estético.

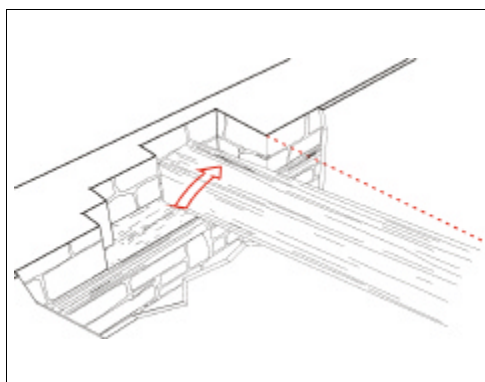


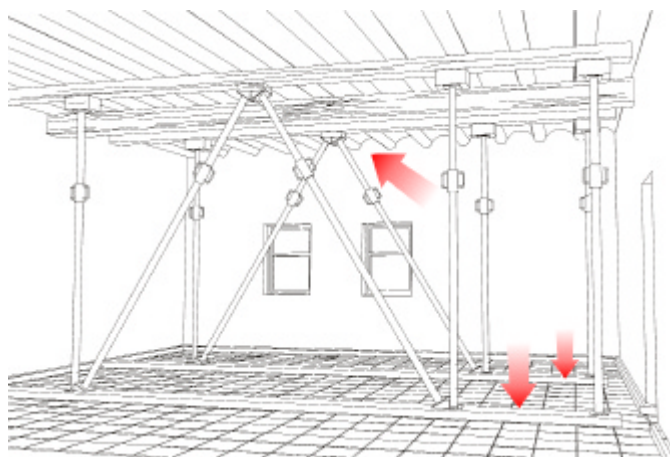
Fig. 4.48.
Detalle de mechinal que permite el recibido de una viga o vigueta en el muro que lo soporta

Refuerzo de vigas o viguetas

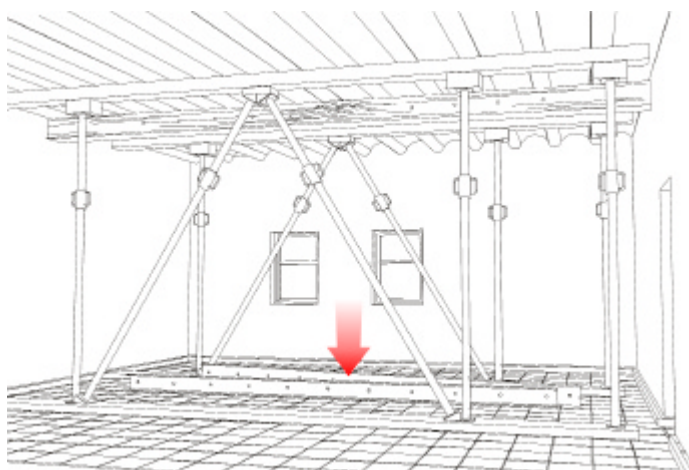
Cuando un elemento estructura en un forjado se hubiera hastillado por efecto de un sismo, sin llegar al colapso en el caso en que la madera de vigas o viguetas no tuviera un vicio o defecto previo que la inutilizaran para su uso, y si las dimensiones de la viga o de la vigueta fracturada lo permitieran, se podría proceder a la ejecución de un refuerzo.

La naturaleza de este tipo de actuación consiste en adosar lateral o inferiormente al elemento afectado uno o varios perfiles metálicos (o de madera) conectando todos los componentes entre sí mediante tornillería, pasadores y/o soldadura, en modo que la sección útil resultante posea un momento de inercia igual o mayor al del elemento estructural original.

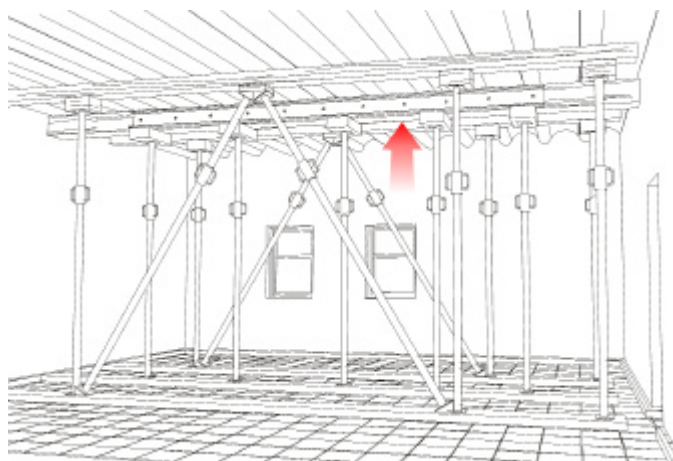
Fig. 4.49.
Refuerzo de viga principal en forjado de viguetas y revoltón



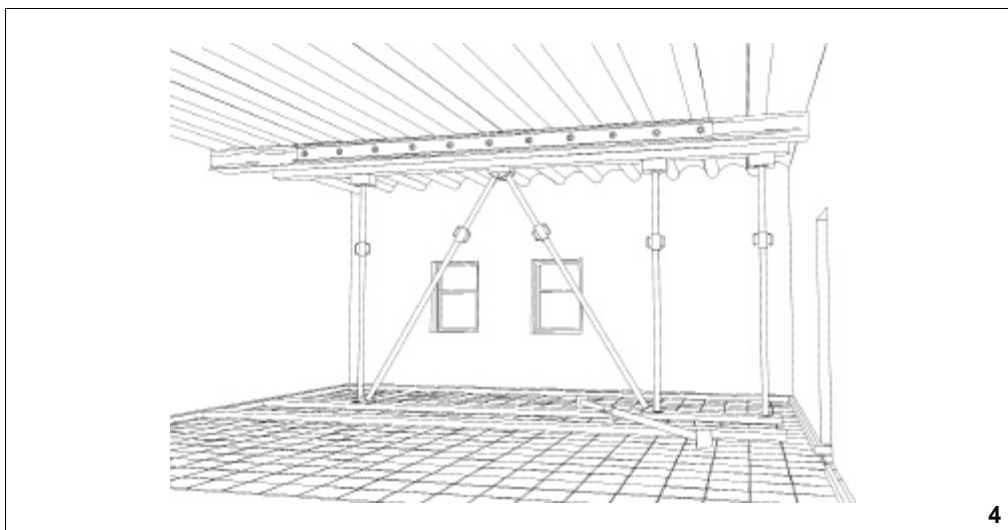
1



2



3



4

Se evita con ello la intervención sobre las fábricas, con todos los trabajos complementarios que ello conlleva.

Sea cual sea la solución elegida, el refuerzo de una viga seguirá los pasos siguientes ilustrados en la **Figura 4.49**.

1. Apeo de las cargas que llegan al elemento que debe de ser reforzado. Si se hubiera producido una flexión se podría intentar recuperar la forma original por medio de gatos o de puntales telescópicos apoyados sobre un durmiente, con todas las prevenciones que ya han sido comentadas anteriormente en cuanto a la transmisión hasta el terreno de las cargas verticales ejercidas sobre los forjados.

2. Acopio de perfiles metálicos o de madera que servirán de refuerzo.

3. Replanteo y recibido de los perfiles sobre el elemento estructural, ejecución de taladros y fijación de los pasadores.

4. Puesta en carga del refuerzo mediante la retirada del apeo bajo la viga. Puesta en carga del conjunto mediante la cuidadosa retirada del apeo del forjado. Como en todos los casos, si en ese momento se percibiera un comportamiento anómalo del refuerzo o de la viga reforzada, deberá de restituirse el apun-

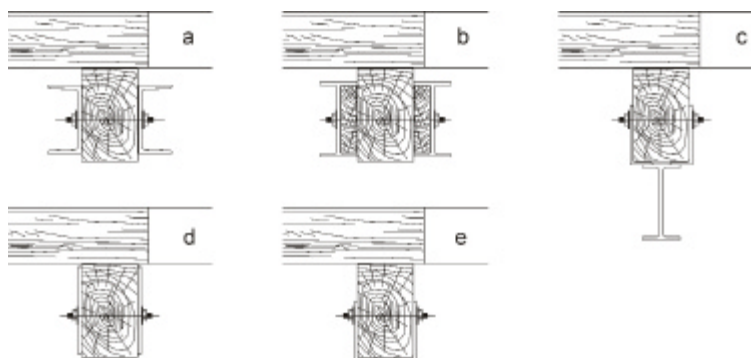


Fig. 4.50.
Refuerzos metálicos para vigas de madera de sección rectangular

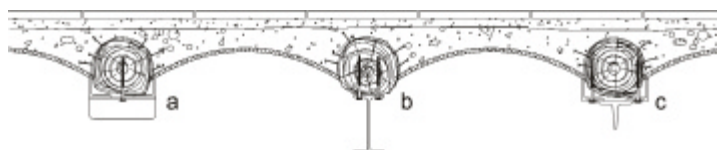
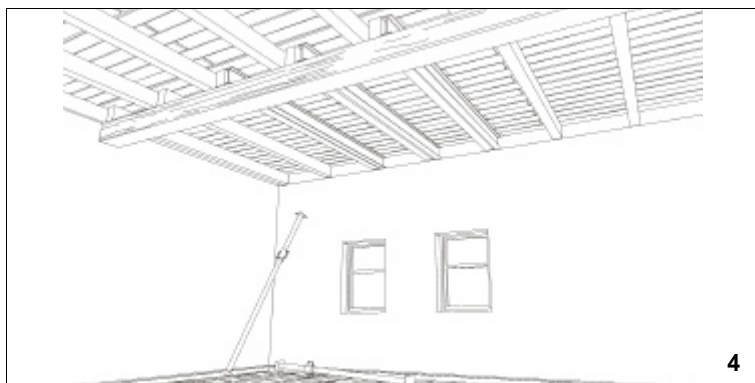
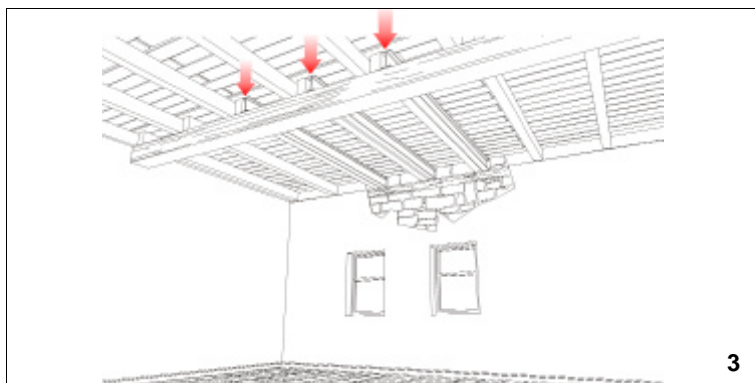
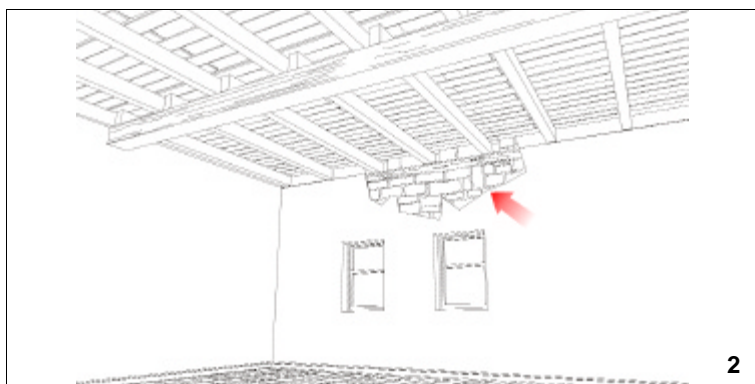
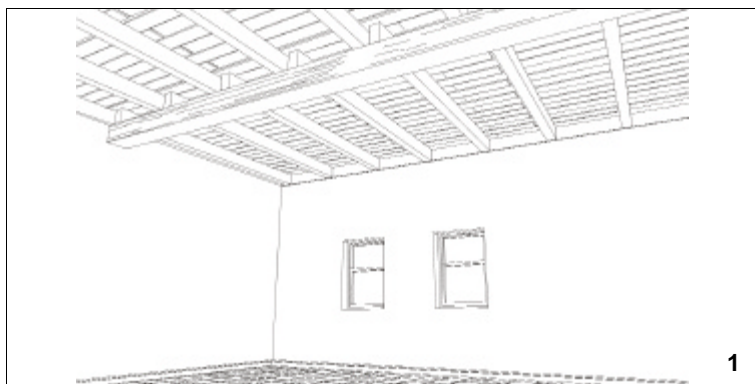


Fig. 4.51.
Refuerzos metálicos para viguetas de sección circular



talamiento y reconsiderar la idoneidad de la actuación llevada a cabo.

En la **Figura 4.50** se muestran algunos ejemplos de disposiciones constructivas que se pueden adoptar en un refuerzo de vigas de sección cuadrada.

- a. Doble UPN y unión con pasadores.
- b. Doble IPN y unión con pasadores con la colaboración de listones o tacos de madera.
- c. IPN bajo la carrera y conectores formados por pletinas mecanizadas.
- d. Llantas metálicas unidas con pasadores.
- e. Perfiles angulares laminados o plegados.

Cuando se pretende reforzar una vigueta con sección circular debe de asegurarse convenientemente el apoyo de la vigueta sobre el refuerzo estructural. En la **Figura 4.51** se ofrecen algunas soluciones entre todas las que pueden ser diseñadas.

- a. Angulares paralelos empresillados inferiormente por secciones del mismo angular al que le ha sido esmerilada el ala en sus extremos.
- b. IPN bajo la vigueta conectado mediante tornillería adecuada.
- c. Angulares paralelos soldados a una T invertida.

Doblado de Vigueta

En ocasiones, cuando se han producido flexiones diferenciales de viguetas, que en cualquier caso no se han fracturado, una forma de reforzar el forjado y asegurar su estabilidad consiste en duplicar la vigueta disponiendo

Fig. 4.52.
Doblado de viguetas con perfiles metálicos

otra junto a ella que colabore en el soporte y transmisión de las cargas. Esta operación que entraña algunas complicaciones constructivas, no es tan habitual en forjados de planta pero si se ha comprobado su frecuente utilización en la estructura de faldones de cubierta construida con viguetas y revoltón o con viguetas y un tablero (cualquiera que fuera su naturaleza).

En el faldón de cubiertas inclinadas de pares, la introducción de nuevas viguetas puede evitar el cambio del material de formación del plano de apoyo de la cobertura, al disminuir la luz a salvar entre dos viguetas sucesivas.

El proceso constructivo ilustrado en la **Figura 4.52** sigue los pasos siguientes:

1. Replanteo de los nuevos componenetes estructurales evaluando si la preexistente es capaz de soportar con seguridad, sin deformarse más de lo admisible, las nuevas cargas que le serán transmitidas.
2. Apertura de los mechinales en el muro de carga, necesarios para introducir las nuevas viguetas.
3. Recibido de las viguetas disponiéndolas junto a las existentes, o en el vano entre dos viguetas contiguas. A veces no es posible colocarlas en el centro del vano si existen flecciones del entarimado superior o, en el caso de una cubierta tradicional, arqueamientos del cañizo que sirve como formación del plano de apoyo de la teja.
4. Una vez recibidas las viguetas los últimos trabajos estarán destinados a la recuperación de los acabados afectados por la apertura de mechinales.

No se ha hecho suficiente hincapié sobre un aspecto importante en toda acción que suponga el añadido o la sustitución de un elemento estructural horizontal, relativo al modo en el que se apoya la cabeza en el muro. En muchas ocasiones las vigas sustituidas, o las



viguetas, se asientan en el muro sobre una pieza continua de madera (solera) y esto permite utilizarla para realizar nuevos apoyos. En cambio otras veces el apoyo de la vigueta existente se realiza directamente sobre la fábrica. En cualquier caso debe de preverse para los nuevos elementos estructurales un buen apoyo (metálico, de madera, de piedra o cerámico) que sea capaz de repartir la carga que llega al muro, permitir la flexión de la viga o de la vigueta y evitar procesos patológicos de punzonamiento.

Figs. 4.53 y 4.54.
Movimiento de la entrega de las viguetas sobre el muro de apoyo en una vivienda del centro de Mula

4.54. Manifestación de la solera sobre la que se apoyan las cabezas de las viguetas

4.55. Detalle de par de cubierta que al flexar ha provocado daños en la entrega sobre el muro

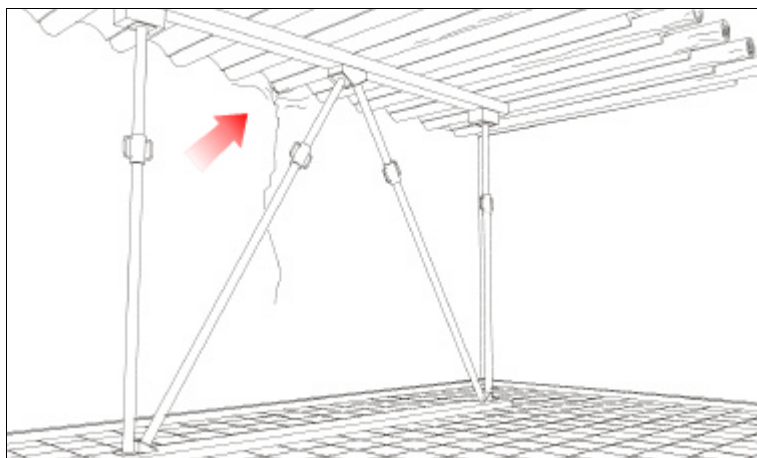
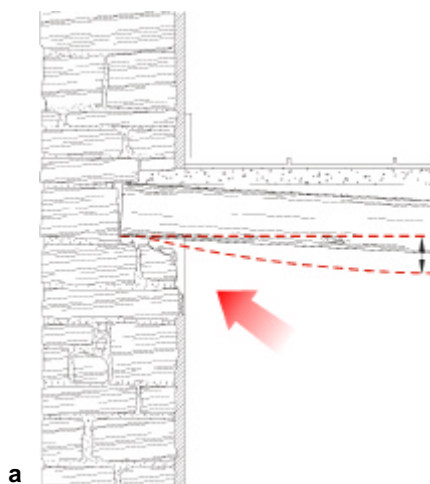


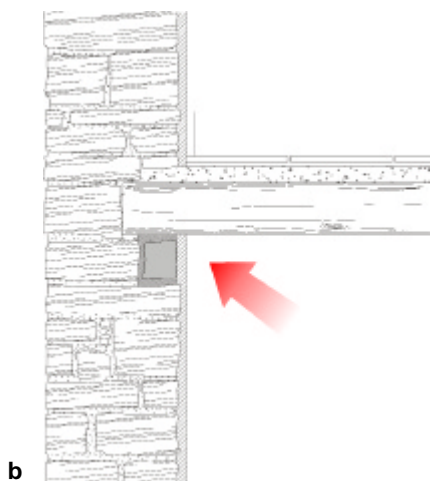
Fig. 4.55.
Saneamiento de la entrega de las vigas o viguetas sobre el muro portante

a. Estado previo

b. Entrega de vigueta una vez saneada



a



b

Saneamiento de la entrega sobre los muros portantes

Una patología típica ocasionada por el movimiento sísmico es la rotura de los acabados del mortero y de la fábrica, y el desprendimiento de mampuestos en la testa de la viga, cuando ésta flexa alternativamente hacia arriba y hacia abajo por efecto de la acción sísmica, **Figura 4.53**.

Las labores de reparación deben encaminarse a la reposición de la fábrica desprendida en modo que se restauren los caminos de transmisión de cargas, y que se garantice el apoyo de la vigueta en toda la longitud de la entrega. Para ello resulta indicado apea la vigueta o viguetas que lleguen al muro, anulando en la medida de lo posible la carga y flexión en el apoyo.

Una vez realizado el apeo, se procede al saneado de la fábrica desprendida, eliminando morteros disgregados y conservando las piezas de la fábrica o los mampuestos que no hayan sufrido roturas y fueran (por su forma y características mecánicas) susceptibles de ser colocados nuevamente.

Tras limpiar la fábrica saneada, se humedece, y se reciben los mampuestos y morteros desprendidos, restituyendo en la medida de lo posible la naturaleza del muro dañado. Una vez fraguado el mortero, se retira el apeo y se reintegran los revestimientos y acabados afectados, **Figura 4.53**.

Restauración del revoltón. Saneamiento de fisuras y grietas

En ningún caso la aparición de fisuras o grietas en un revoltón indican obligatoriamente su ruina. La rotura se produce por su poca rigidez y por su incapacidad para trabajar a tracción. Una vez cesada la sollicitación, cuando las viguetas en las que se apoya vuelven a su

posición original, las labores de reparación se dirigen a establecer la forma del revoltón, la continuidad del material que lo conforma, y con ello la continuidad en la transmisión de los esfuerzos a la vigueta.

Los procedimientos de intervención sobre un revoltón más habituales son los siguientes.

- a. Reconstrucción local o total del revoltón entre dos viguetas.
- b. Recuperación de la geometría del revoltón cuando se ha perdido parte del entrevigado.
- c. Saneado y retacado de grietas.
- d. Sellado de fisuras.

En el caso en que uno o varios revoltones hubieran colapsado, o si se hubieran visto gravemente dañados obligando a su demolición, la reparación posible es la reconstrucción del revoltón. Si se quiere ejecutar como el preexistente será necesario construir una cimbra de madera o metálica (con ayuda de una plantilla), que pueda ser manejada fácilmente por un hombre. Este molde de unos 60 cm de longitud permite, colocándolo entre las dos viguetas, verter la primera capa de yeso y relleno. Una vez fraguado funcionará como un arco permitiendo completar el resto del entrevigado con otro tipo de mortero. Posteriormente sobre el revoltón se restituirán los solados y acabados. **Figura 4.59.**

Si no es posible realizar un molde como el descrito, otra alternativa a la reconstrucción del revoltón es realizarlo por medio de rasillas, **Figura 4.60.** Para ello se reciben las piezas que forman el arco con pasta de yeso, comenzando desde el paramento (o desde la parte de revoltón que no ha sido demolida), dejando fraguar el mortero hasta que cada rasilla es estable. Una vez terminada la primera rosca se continuará con la siguiente, avanzando por las viguetas cerrando el hueco. Cuando en el **Capítulo 2** se mostraban los tipos de entrevigados posibles, se



Fig. 4.56.
Desprendimiento parcial de un revoltón



Fig. 4.57.
Grieta en revoltón paralela su directriz

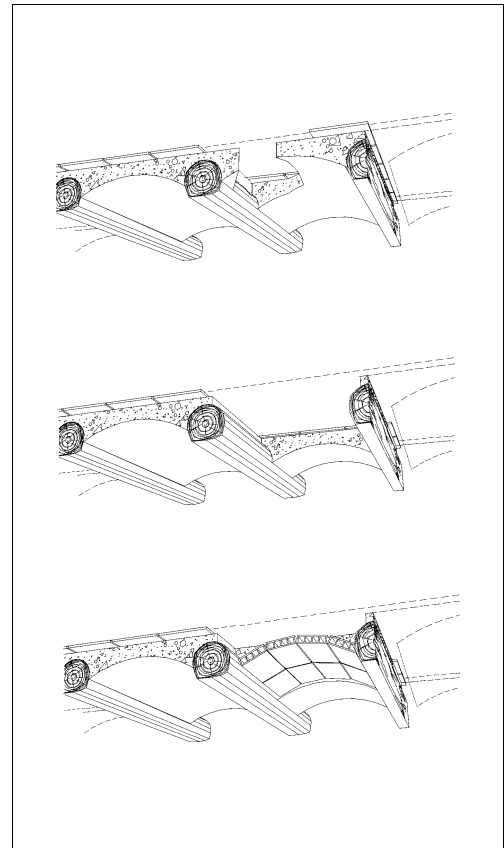
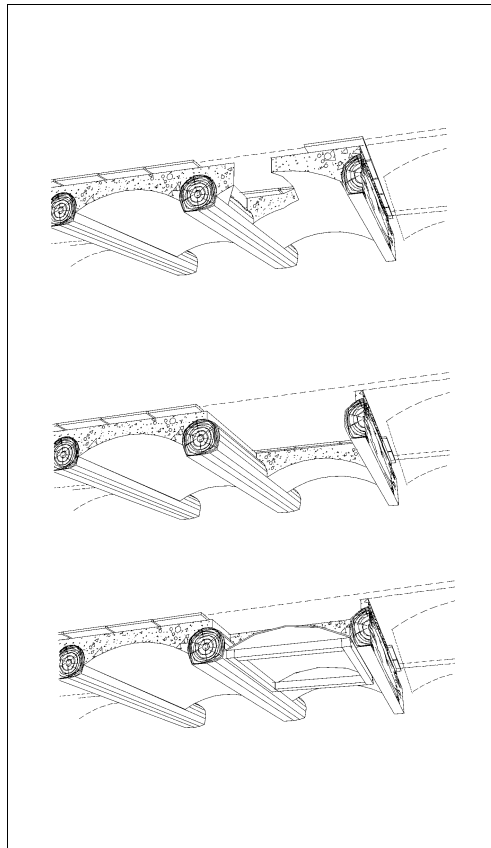


Fig. 4.58.
Fisuras y grietas en revoltón perpendiculares a la vigueta sobre las que se apoya

Figs. 4.59. y 4.60.
Procedimientos de re-
paración de un revol-
tón

4.59. Reconstrucción
con ayuda de una cim-
bra

4.60. Reconstrucción
con revoltón de rasillas



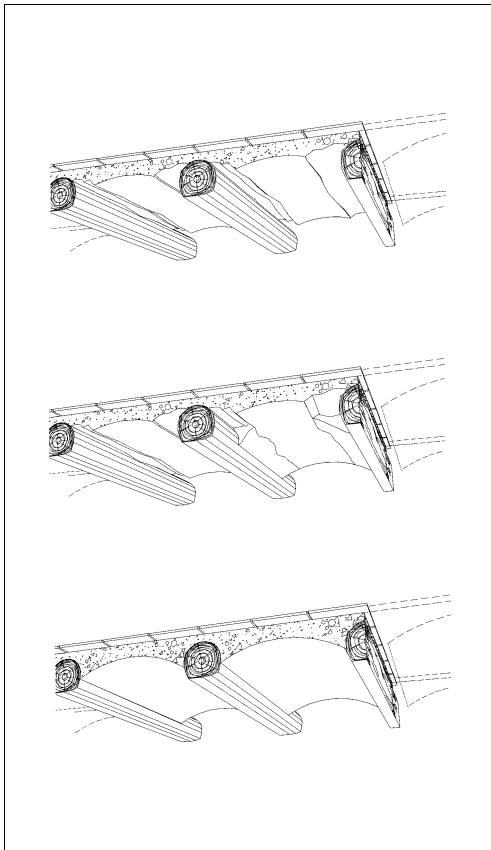
hacia referencia a la necesidad de fijar los bordes del apoyo del revoltón de rasillas con la ayuda de listones convenientemente fijados a la vigueta de madera, o con piezas metálicas, que deben procurarse también en este caso.

entes de la lesión, disponiendo si es posible una banda (textil, de papel o de fibra) en el acabado exterior con objeto de evitar que los movimientos del forjado provoquen la manifestación de la grieta con el tiempo, **Figura 4.62.**

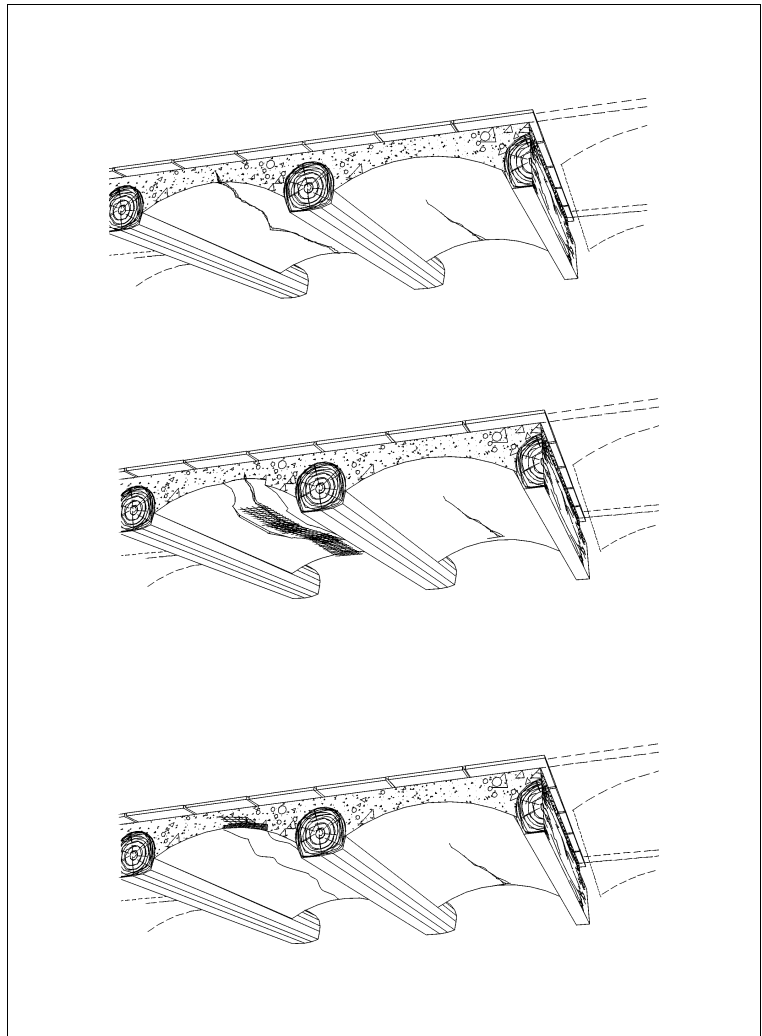
Cuando los revoltones presenten grietas o fisuras como las que se ilustran en las **Figuras 4.57 y 4.58**, la reparación de estos consistirá en un saneado de la grieta o fisura y un retacado de la misma con mortero de cal, de yeso, o de ambos. Si la grieta tiene algunos milímetros de anchura, o se han producido disgregaciones del entrevigado en la grieta, entonces se saneará mediante un picoteado de los bordes o con la ayuda de un medio mecánico, cuidando no aumentar su profundidad en el revoltón. Se retacará el entrevigado con un mortero de cal y se repondrá el acabado de yeso exterior con la geometría que tenía

En el caso de una pérdida de la geometría del revoltón en el encuentro con las viguetas, si no se ha producido un descalce, bastará con recuperar la geometría en forma de arco con mortero de cal similar al existente, disponiendo de ser necesario, clavos o grapas de acero galvanizado en la vigueta de madera, favoreciendo la sujeción del mortero repuesto, **Figura 4.61.**

La última de las reparaciones que se podrán afrontar por daños en el entrevigado de este tipo de forjados, es el sellado de pequeñas



fisuras, sean estas longitudinales o transversales respecto a la directriz. Este sellado superficial será muy similar al que será explicado con relación a los acabados en la tabiquería y consistirá en manifestar y limpiar la fisura, después de lo cual se aplicará el sellante utilizando una espátula.



Figs. 4.61. y 4.62.
Procedimientos de reparación de un revoltón

4.61. Recuperación de la geometría en los apoyos

4.62. Saneado y retacado de grietas



Fig. 4.63.
Daños en el tablero de una zanca de escalera motivada por una flexión excesiva



Fig. 4.64.
Grieta entre el tablero de la escalera y la tabiquería dispuesta sobre ella, por incompatibilidad geométrica del conjunto al vibrar

4.5.3. Daños en escaleras de tablero cerámico

4.5.3.1. Tipología de daños en escaleras tabicadas de ladrillo

Si bien no son numerosos los daños que se pueden encontrar en las escaleras tabicadas de ladrillo, una vez que ha tenido lugar un movimiento sísmico de grado inferior a VI, cuando estos se presentan requieren de una atención cuidadosa.

Son conocidas las virtudes de las bóvedas tabicadas en cuanto a su capacidad de flexión que le viene conferida por estar constituidas por varias láminas de ladrillo formadas por un gran número de piezas unidas entre sí por morteros dotados de una cierta plasticidad, lo que le permite soportar esfuerzos de tracción.

Las causas por las que se producirá un daño en una escalera tabicada son las siguientes:

- a.** Flexiones excesivas por efecto de las vibraciones.
- b.** Movimiento del apoyo de una zanca, o de varios de los apoyos cuando se produce una pérdida del encadenado de la caja de escalera.
- c.** Cambio brusco de rigidez en el encuentro de zancas.
- d.** Incompatibilidad geométrica de elementos constructivos construidos sobre la zanca cuando ésta comienza a vibrar.
- e.** Formación de rótulas por punzonamientos y apoyos inesperados motivados por la vibración.

Por una parte el movimiento sísmico puede producir aceleraciones tales que se supere la resistencia a flexión de la bóveda, provocando la generación de grietas, desprendimientos de mampuestos o de parte de éstos, e incluso el colapso.

Asimismo para que sea estable una zanca de una escalera, es imprescindible que el apoyo en sus dos extremos sea firme. Por ello en los casos en los que el apoyo cede (por ejemplo si la traba de dos muros de la caja de escalera es insuficiente), se producirán movimientos horizontales de uno de los extremos, causando la pérdida de la geometría que la hace estable, apareciendo entonces esfuerzos de tracción en la sección del tablero que podrá tener los mismos efectos de formación de grietas, pérdida de material o colapso.

También se producen grietas cuando el tablero de la escalera cambia bruscamente de rigidez en el caso de una escalera de varios tramos, o sufra un arriostramiento súbito de alguna de sus partes. Esto ocurre en el caso del encuentro perpendicular de dos tramos en una escalera a montacaballo, **Figura 4.65.a**. Esta rotura puede llegar a alcanzar todo el espesor de la bóveda tabicada provocando la ruina técnica del conjunto.

Aunque en los arcos de piedra o en los revoltones de un forjado, se podía restituir la transmisión de las cargas reponiendo los sillares o reintegrando el relleno, la reparación de una bóveda tabicada requeriría el desmontar las piezas afectadas para restituir la continuidad del tablero y el trabajo laminar que le confiere la unión de diferentes roscas, labor que no es posible desde la parte inferior porque el apeo necesario no lo permitiría. Esto obligará como se verá más adelante, a realizar otros tipos de reparación.

La incompatibilidad geométrica de la bóveda tabicada respecto de otras unidades de obra construidas sobre o bajo ella, pueden provocar grietas en los encuentros, (**Figura 4.64**) o punzonamientos inesperados cuando al vibrar el tablero de una escalera, se apoye fir-



Fig. 4.65.
Escalera de cuatro tramos dañada por el movimiento sísmico

a. Grieta en el encuentro de zancas

b. Esquina de la caja de escalera insuficientemente atada

Fig. 4.66.

Detalle del apoyo del último tramo de la escalera de la figura 4.65 sobre el muro de la caja de escalera



Fig. 4.67.

Detalle de daños en el encuentro de las zancas en el penúltimo tramo de la tercera planta



mamente sobre un elemento vertical que habitualmente tan solo compartimentaba el espacio bajo ella.

4.5.3.2. Intervenciones en escaleras de bóveda tabicada: clasificación

En función del tipo de daños que se encuentren en una escalera tabicada lesionada por un movimiento sísmico así será el alcance y magnitud de los medios a emplear en las reparaciones. Ordenados por el alcance de la intervención se pueden agrupar en:

- a.** Demolición y reconstrucción de la escalera.
- b.** Suspensión del tablero de una o varias zancas por medio de losa trasdosada de hormi-

gón armado y conectores.

c. Sellado profundo de grietas con resinas y reposición de piezas en la hoja inferior por taqueado.

d. Saneado superficial de grietas y fisuras.

La demolición y reconstrucción de la escalera se hace precisa cuando ésta ha variado tanto su geometría, o se halle tan agrietada, que no se pueda garantizar con seguridad su estabilidad. En la **Figura 4.65** se mostraba un ejemplo de una escalera tabicada de cuatro tramos que permitía el acceso a 3 plantas. La caja de escalera había perdido su trabazón en las esquinas de una forma más pronunciada en la parte superior y con ello un descalzamiento del apoyo en la última zanca, **Figura 4.66**.

En este caso u otro similares la demolición será obligatoria al menos en una parte de la escalera. Esto origina algunos problemas constructivos de difícil solución en el encuentro de las nuevas y antiguas zancas en las mesetas como se verá más adelante, pero se presenta como la única posibilidad si se quiere conservar la parte de la escalera que no ha sufrido daños.

Cuando el tablero cerámico de la escalera esté muy fisurado, incluso si este ha perdido alguna pieza en su intradós, si la geometría de la caja de escalera no se ha modificado y los apoyos de los tableros son estables, se puede proyectar la ejecución de un trasdosado por la parte superior que asegure la estabilidad de los ladrillos, la geometría del conjunto, y con ella el trabajo de la zanca como un arco.

A veces se producen grietas locales que pueden tener cierta profundidad, habitualmente en los puntos en los que cambia bruscamente el momento de inercia de la zanca o en aquellos puntos en los que está arriostrada por las zancas perpendiculares, **Figura 4.67**. En este caso la reparación puede consistir en el saneado de las grietas, el cierre de las mismas con algún sellante de gran fluidez como una resi-

na epoxi, inyectada en las grietas y fisuras más significativas restaurando la transmisión de cargas en la mayor parte del tablero posible. En el caso de rasillas rotas o desprendidas, se repondrán rejuntando el tablero en aquellos puntos en los que se hubiera perdido o agrietado el mortero entre las piezas.

Otras veces las fisuras y grietas que presenta el intradós de la caja de escalera se deben a la fragilidad del revestimiento de yeso frente a cualquier tipo de flexión, del tablero de la escalera. En este caso, al igual que en el caso en el que las grietas aparecidas lo sean por incompatibilidad geométrica de la zanca con una tabiquería superior cuando ambas vibran, la reparación consistirá en el simple saneado de las fisuras o grietas, con posterior sellado.

4.5.3.3. Procedimientos de reparación

Trasdosado de hormigón armado en escalera tabicada de ladrillo

En la **Figura 4.70** se propone este tipo de intervención en una escalera de tres tramos que presenta fuertes agrietamientos en la zanca superior. La demolición total de la escalera parece una solución demasiado agresiva y tal vez innecesaria. En un primer momento se puede pensar en cambiar tan solo la zanca superior sustituyéndola por una realizada en hormigón armado, pero esta operación encuentra dificultades importantes. El apoyo de la nueva zanca en la caja de escalera obliga a cortar el tramo de escalera que llega perpendicularmente en la meseta. Si se quisiera evitar este problema, el nuevo tramo debería pasar por encima o por debajo del que se conserva, lo que haría necesario un nuevo replanteo del peldañado de la escalera y la disposición de grandes rellenos que deben evitarse.

Se pueden obviar estos inconvenientes con la solución que se propone en la **Figura 4.70**.



Fig. 4.68.
Grieta en una zanca de escalera que alcanza ciertamente el tablero cerámico

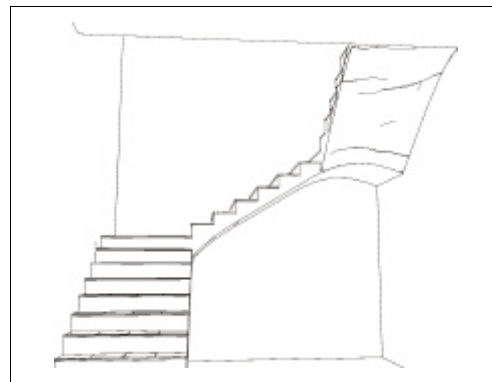
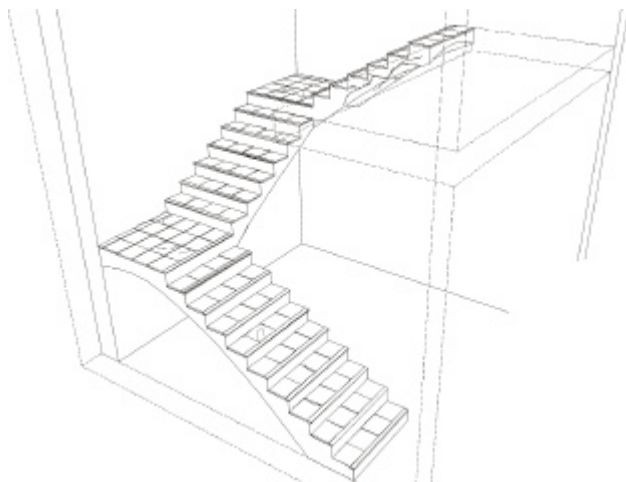


Fig. 4.69.
Incompatibilidad geométrica al vibrar, de unidades de obra construidas sobre el tablero cerámico de una escalera

a. Peto de escalera en la torre de la iglesia de Albudeite, agrietado en el encuentro con el tablero de la escalera

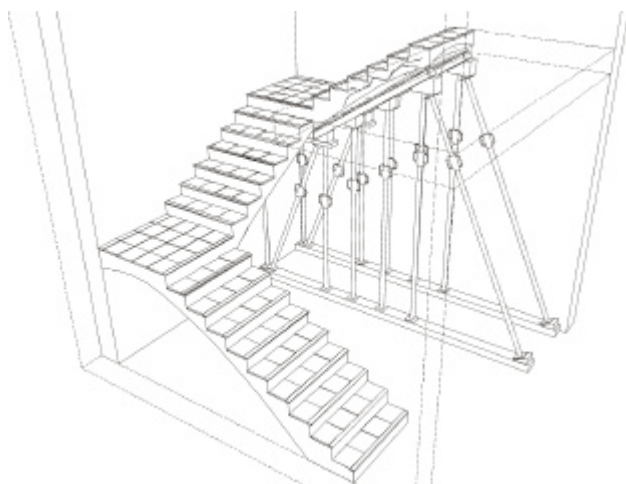
b. Grieta entre el tablero cerámico y el peldaño en la iglesia de Santo Domingo en la localidad de Mula





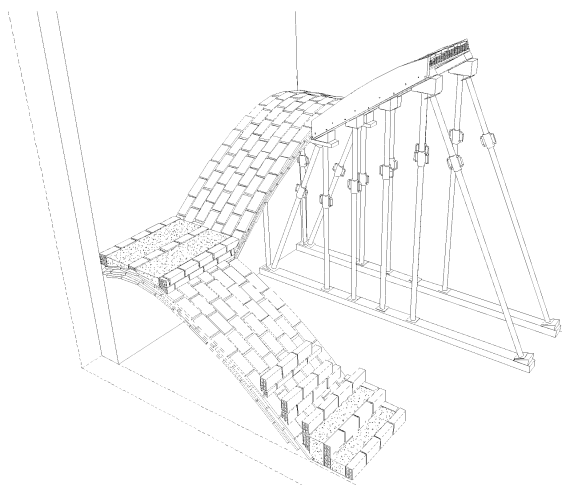
1

Tras efectuar un apeo de la zanca que amenazaba con desplomarse (**Figura 4.70.2**), se desmonta la baranda o pasamanos que pudiera existir, todo el solado y el peldañoado, descargando antes el tablero en la parte inferior que en los riñones superiores de la bóveda tabicada, **Figura 4.73.3**. Puesto que la zanca se desarrolla en un plano alabeado, si se quiere utilizar la última de las roscas como encofrado perdido, deberá disponerse un relleno de tierra (u otro material fácil de retirar una vez finalizada la obra), entre el tablero del apeo y el tablero de la escalera que garantice su estabilidad durante la ejecución de los trabajos.



2

Cuando se haya terminado de colocar el apeo se limpiará la bóveda tabicada, con aire a presión (o con brocha) del polvo y del mortero o mampuestos disgregados. Se retacarán o sellarán las grietas que pudieran manifestarse superiormente, con un mortero suficientemente plástico (mortero de cal o bastardo), o con una resina, dependiendo de si las grietas siguen las juntas de los mampuestos o los rompen. También será el momento de sustituir en lo posible las rasillas más afectadas en por otras de las mismas características, **Figura 4.70.4**.



Se instalarán entonces tacos químicos o mecánicos por medio de taladros que garanti-

Fig. 4.70.

Trasdosado del tablero cerámico de una escalera tabicada con hormigón armado unido con conectores

3

zarán la unión entre la antigua bóveda y el trasdosado de hormigón armado. Una vez colocados los conectores se recibe la malla electrosoldada y se hormigona, **Figura 4.70.5 y 4.70.6.**

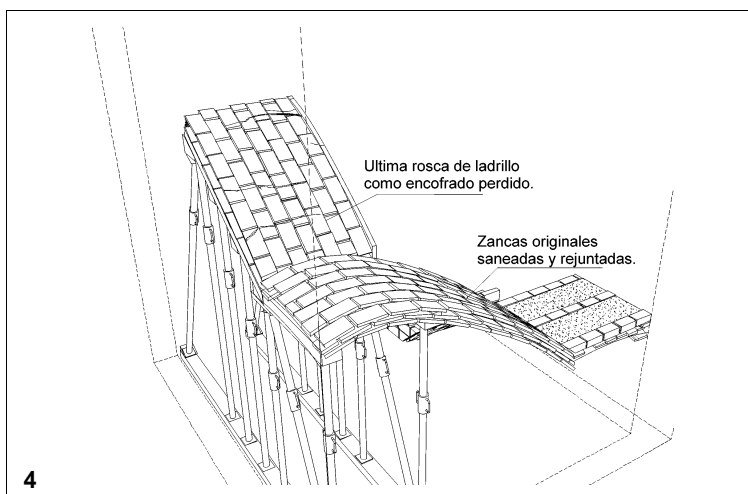
En la zanca más afectada en la que se retiraron dos roscas, la nueva losa puede tener un espesor de unos 10 cm. Al haber eliminado el relleno de la meseta, la losa podrá tener el espesor necesario como para ser lo suficientemente rígida en el apoyo, **Figura 4.70.5.** En el resto de las zancas el trasdosado puede llegar a ser de 5 cm, e incluso no existir.

Una vez completada la operación de hormigonado y fraguado el hormigón, se retira el apeo permitiendo la entrada en carga de la nueva losa y del refuerzo estructural, tras lo cual se reintegra el peldañeado, el solado y la baranda. Si éstos últimos tuvieran un valor histórico-artístico, y/o constructivo, podrían haber sido almacenados en obra para su aprovechamiento.

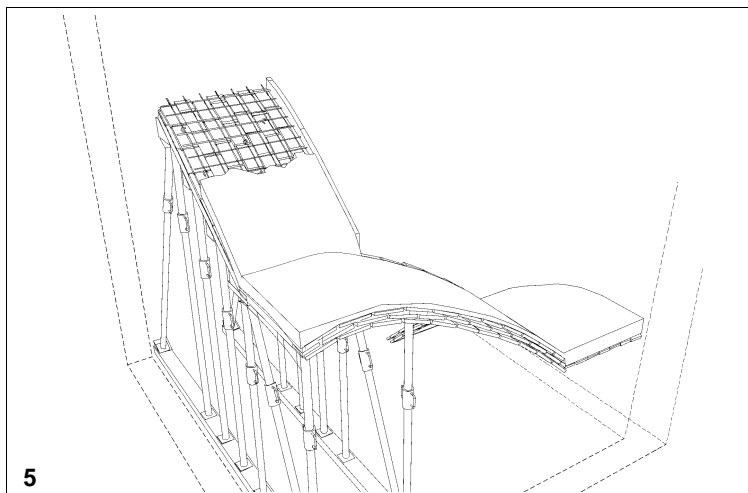
Demolición de escalera y construcción de una nueva de hormigón armado

La demolición de una escalera tabicada de un solo tramo requerirá sencillas normas de seguridad y prevención. Sin embargo el derribo de una escalera tabicada de varios tramos como la representada en la **Figura 4.71** necesita de un cuidado y atenciones especiales. La escalera tal y como está construida pierde su estabilidad apenas pierde sección o la geometría que le permite trabajar, produciéndose en ese momento un colapso que puede ser casi instantáneo. Es necesario cuando quiere demolerse una escalera de estas características el disponer de un apeo adecuado que permita el apoyo del tablero y por tanto el desmontaje y retirada de escombros con seguridad.

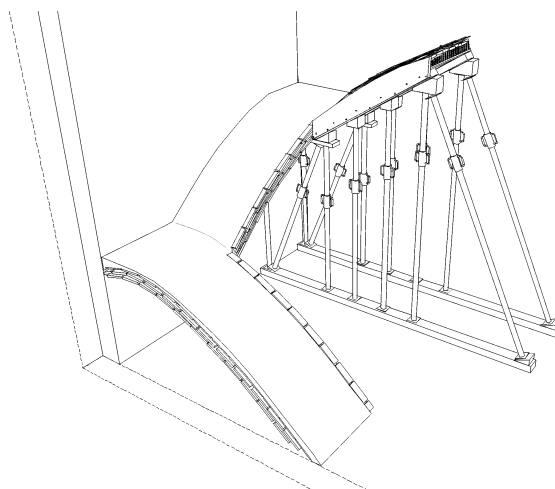
La construcción de una nueva escalera o de parte de ella con bóveda tabicada de material cerámico ya ha sido explicada en el párrafo



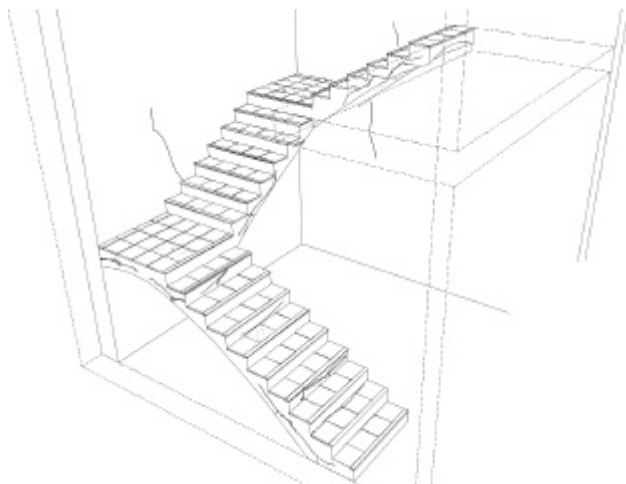
4



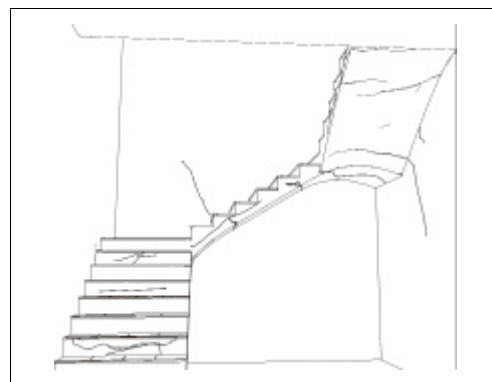
5



6



1



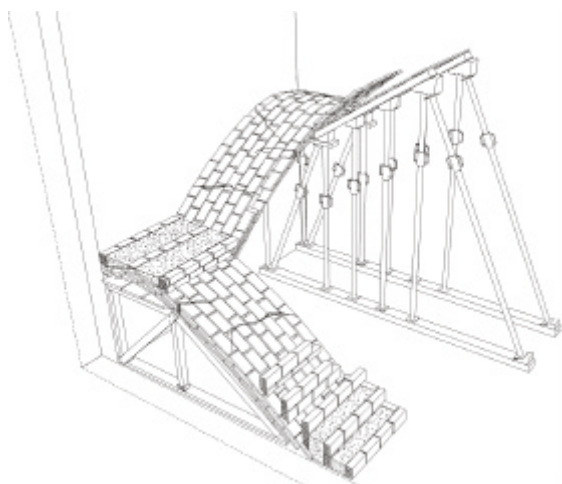
2.2.6, por lo que se en las viñetas que siguen se ha ilustrado el caso en el que la nueva escalera sea construida con hormigón armado aprovechando el apeo para sostener el necesario encofrado.

Los pasos seguidos en la reconstrucción han sido los siguientes.

Se coloca un apeo bajo las zancas de escalera a demoler. En la **Figura 4.71.2** se distinguen dos tipos diferentes de apeo, uno formado por puntales telescópicos en la parte más alta, con una tablero de madera bajo la última rosca de ladrillo. Otro en la primera de las zancas, formado por elementos de madera dadas las medidas más reducidas de la altura a salvar.

2

Este tipo de apeo permite el desmontaje de la zanca superior y de la zanca inferior con seguridad, **Figura 4.65.3**. La zanca intermedia se puede demoler con un sistema manual o mecánico sin más que romper la conexión superior con la meseta. Es en todo caso un derribo controlado en el que el operario se apoya sobre un plano que no va a caer bajo sus pies. También podrían haberse apeado los dos tableros cerámicos superiores dejando el primero libre, siempre siguiendo los criterios de seguridad y derribo controlados. Después del desmontaje es necesaria la pre-



3

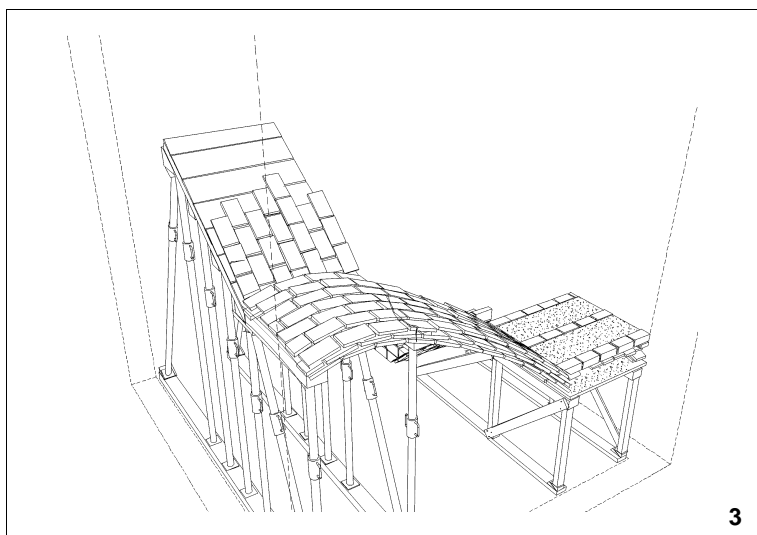


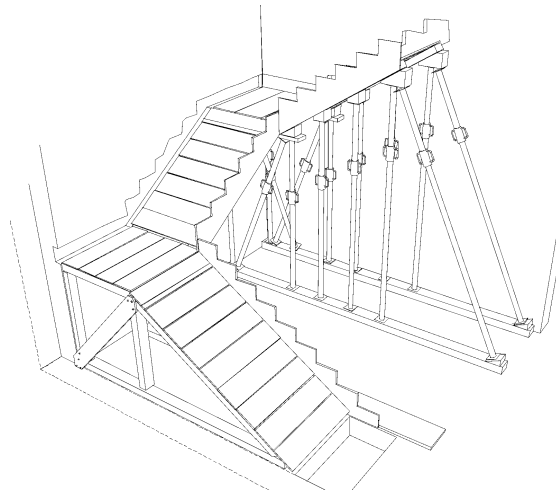
Fig. 4.71.
Demolición de escalera tabicada y construcción de una nueva de hormigón armado

paración de un cimienta en la base de la primera zanca, el cajeado de los apoyos de las zancas en los muros de la caja de escalera y el cierre de las rozas dejadas por la antigua bóveda tabicada si no pudieron ser utilizadas con la nueva traza, **Figura 4.71.4.**

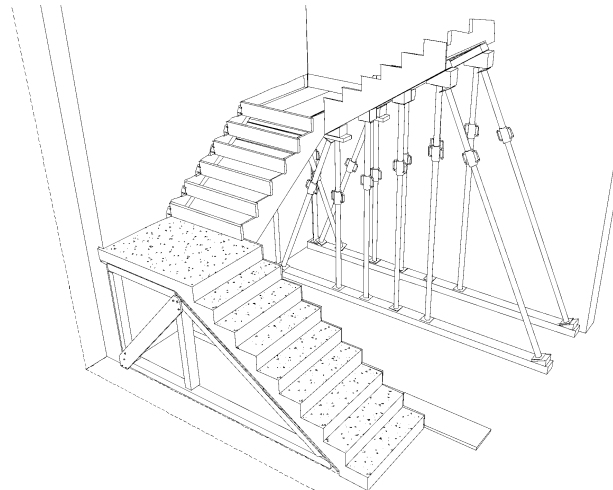
Una vez limpio el entablado que sirvió para la demolición si se usa como encofrado de la nueva construcción, se disponen los costeros necesarios para cubrir la envolvente de la línea de peldaños. En la solución planteada en el ejemplo, el peldañeado se incorpora a la escalera junto con la losa por lo que para su construcción se fijarán entre los costeros, mediante clavos, las tablas que servirán de encofrado de las tabicas, **Figura 4.71.5.**

En la **Figura 4.72** se muestran la disposición de la armadura de una escalera tipo, de hormigón armado, y los detalles del armado de la zapata de arranque y del peldaño tanto cuando la losa es lisa como cuando es escalonada en el trasdós.

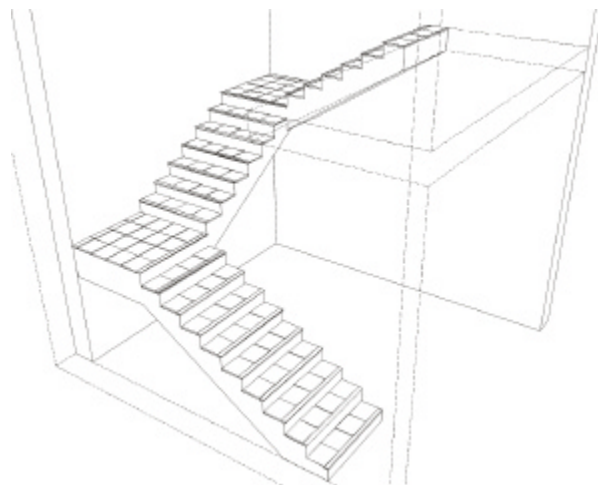
No queda más que hormigonar por tramos la escalera encofrada, y una vez fraguada reponer los solados (o también construir el peldañeado), baranda, posibles revestimientos interiores, etc.



4



5



6

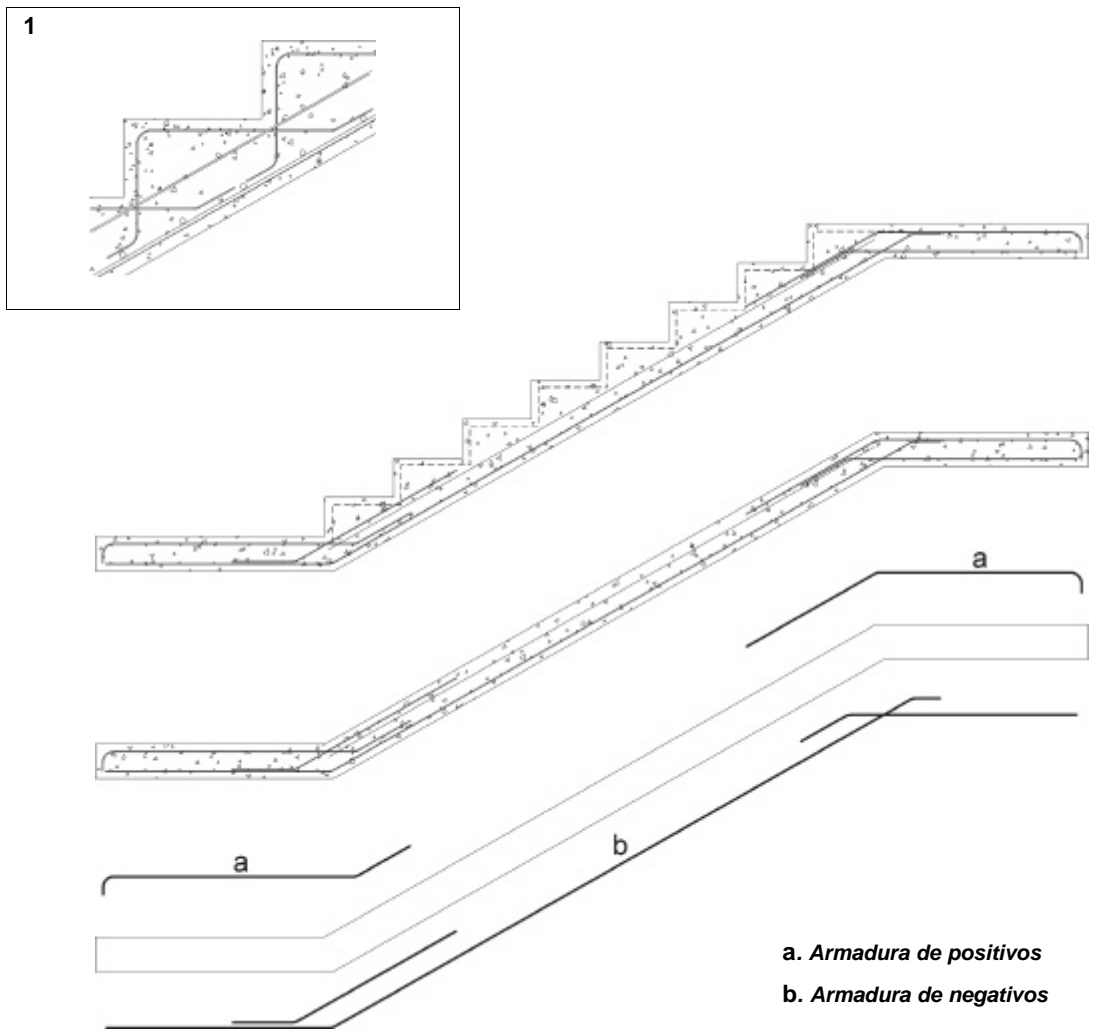
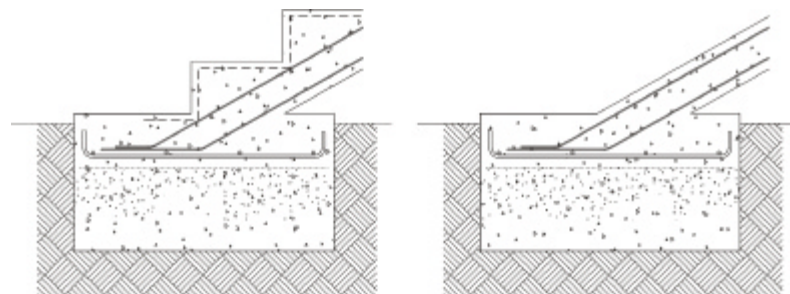


Fig. 4.72.
Armado tipo de una
zanca de escalera de
hormigón armado

1. Detalle de la sección
de la losa cuando el
peldaño se realiza
con hormigón armado

2. Detalle tipo de zapa-
ta en la base de la
escalera con los dos
tipos de losa plantea-
dos

3. Armado tipo de losa



4.6. Daños Sísmicos en Cubiertas de Tipo Tradicional
4.6.1. Cubiertas inclinadas de teja cerámica árabe

4.6.1.1. Clasificación

Las cubiertas de tipo tradicional son muy sensibles a los movimientos sísmicos. La mayor parte de las que existentes en la comarca del río Mula, como se vio en el Capítulo 2, son de par e hilera. El material con el que se forma el plano de cubierta es casi siempre el cañizo, y cuando son revoltones, estos poseen una resistencia inferior a los de los forjados por ser a menudo más delgados y puesto que su forma de trabajo se ve perjudicada por la inclinación de las líneas de apoyo. Por tanto el arriostramiento que puede ejercer el plano de cubierta sobre la estructura es muy pequeño. A esto se le añade el hecho de que la teja, y la capa de asiento utilizada para recibirla, son muy pesadas en comparación con el cañizo sobre el que se asientan, y ambos están simplemente apoyados.

Cuando el movimiento sísmico tiene lugar, la estructura de pares comienza a vibrar y con ella también la formación de cubierta que no sirve para rigidizarlo. La teja suelta sobre el faldón se desliza sobre la cubierta o salta sobre ella rompiéndose, o rompiendo el cañizo o revoltones que la soportan. En definitiva, ante un seísmo de intensidad moderada, la estructura vertical y horizontal del edificio sufrirá daños de cierta entidad, pero a no ser que exista un vicio previo o que la calidad de la construcción sea deficiente, tendrán un alcance, y por tanto un coste de reparación, moderados. Sin embargo la cubierta sufrirá posiblemente graves daños, y si no es así, el movimiento del material de cubierta obligará al desmontaje de la cubierta y nueva colocación de la teja. Por todo ello se examinarán

Table with 2 columns: Category (Daños en estructura, Daños en formación del faldón de cubierta, Daños en la cobertura, Daños en elementos singulares) and Description (Derrumbe total o parcial de la cubierta, Estructura de formación de limas, Rotura de pares, etc.)

con atención los diferentes daños que puede originar un movimiento sísmico sobre una cubierta y la forma de repararlos.

En la Tabla 4.8 se dispone de una lista de los daños más frecuentes en este tipo de cubierta con motivo de un seísmo, ordenados por su nivel de importancia estructural.

Tabla 4.8. Clasificación de daños en cubiertas inclinadas de tipo tradicional por efecto de un movimiento sísmico

4.6.1.2. Manifestación del daño sísmico

Por orden de importancia, el daño más grande que puede sufrir una cubierta es su derrumbe total o parcial. Si la estructura falla o si la formación del plano de cubierta no puede soportar el peso de la cobertura cuando esta vibra, se llega al colapso. En la Figura 4.73 se puede ver un ejemplo de derrumbe parcial de cubierta en una vivienda de la zona

Fig. 4.73.
*Cubierta parcialmente
derruida por efecto del
seismo del 2 de febrero*



Fig. 4.74.
*Efecto de la rotura de
un par de cubierta en la
geometría del faldón*



Fig. 4.75.
*Cumbrera que ha debi-
do de ser reforzada
tras el movimiento sísmico*



Fig. 4.76.
*Apoyo de viguetas en
caballete*



denominada Campo de Ricote, en las cercanías de Mula.

Daños en la estructura de cubierta

En otras ocasiones la cubierta no se desploma pero si se pueden ver afectados algunos de los elementos de la estructura: carreras principales y pares. Si el cañizo o los revoltones que soporta continúan ejerciendo su función, esto causará abombamientos en el faldón como el que se ilustra en la **Figura 4.74**.

Cuando es el caballete el que falla, como en el caso de la **Figura 4.75**, también se producirá un alabeo del faldón de cubierta que podría causar acumulaciones o flujos indeseados de agua de lluvia, aun si no se hubieran producido movimientos significativos de la cobertura.

También los pares pueden moverse en sus apoyos. Ya se ha visto como en la estructura de forjado las viguetas podían provocar daños en la entrega en los muros. En el caso de la cubierta estos movimientos van a ser más evidentes en el apoyo de cumbrera que en la entrega sobre el muro portante. A veces puede parecer que los pares se han movido hasta el punto de salir del muro que los recibe. Esto puede ser cierto, pero también esta impresión la puede dar la caída de los restos de yeso que dejan visible algún centímetro de madera más clara que el resto. Efecto que se agudiza cuando se pierde el yeso de los revoltones o del acabado interior del cañizo en todo el encuentro con el muro de carga a lo largo de la línea de cumbrera, como en el caso de la **figura 4.76**. Un erróneo análisis de los daños puede llevar a la toma de decisiones de una magnitud innecesaria, que será fácilmente evitable con el atento examen de todos los elementos de la estructura durante la toma de datos.

Daños en la formación de pendiente

Además de la estructura, resulta en muchos

casos dañada la formación de cubierta constituida por cañizo, revoltones o entablado en las cubiertas analizadas.

El entablado de madera, habitual en las regiones del norte, no es tan utilizado en la región Murciana. Tan solo se han encontrado ejemplos en edificios singulares o en aquellos en los que sus moradores disponían de rentas más altas. En estos casos no es común el entablado se haya fracturado por efecto de las vibraciones a no ser por caída de un objeto desde una cota superior o por un vicio anterior. En la iglesia de San Miguel en la localidad de Mula (**Figura. 4.77.a**) el entablado presentaba roturas tras el terremoto pero también había sido atacado desde hacía tiempo por agentes bióticos y su aspecto denotaba la presencia habitual de agua en caso de lluvia.

El cañizo y revoltones, como ya se expuso en el **Capítulo 2**, representan los dos sistemas de formación de pendiente más utilizados en la región de Murcia. Los daños que pueden sufrir por efecto de la vibración de los pares que los soportan y de la teja sobre ellos, generalmente serán roturas locales, como las que se hacen patentes en la **Figura 4.77.b**.

Daños en el material de cobertura

Son numerosos los desperfectos que sufre la teja que cubre los faldones. Pueden moverse las cobijas sobre las canales dejando con ello espacios por los que puede penetrar el agua de lluvia o también romperse al chocar las unas con las otras, **Figura 4.79.a**.

Si el mortero que sirvió en su día para la recepción de las tejas no ha perdido totalmente su capacidad de adherencia, lo hará cuando el cañizo, el entablado o los revoltones comiencen a vibrar. Por ello es habitual encontrar cubiertas cuya cobertura de teja haya descendido algunos centímetros respecto de la línea de cumbrera, como sucede en el inmueble de la **Figura 4.79.b**. En el ejemplo mostrado se aprecian las tejas en la



a



b

Fig. 4.77.
Daños en la formación de pendiente.

a. Entablado de madera en la Iglesia de San Miguel (Mula)

b. Cañizo en vivienda urbana en el centro de Mula



Fig. 4.78.
Remate de teja de cumbrera en ruina como consecuencia del movimiento sísmico



Fig. 4.79.
Daños en el material de cobertura

a. Canales y cobijas desplazadas de su posición original. Presencia de piezas rotas

b. Material de cobertura que se ha deslizado por el faldón



Fig. 4.80.
Daños en el remate de borde en el hastial

a. Hastial libre

b. Medianera



parte superior del faldón. El resto del material de cobertura ha descendido uniformemente cuatro o cinco centímetros por lo que no habrá forma de recuperar la estanqueidad de la cubierta moviendo unas cuantas tejas ya que al cubrir unas se dejarán al descubierto otras.

Sufren especialmente los remates de cumbre ya que debajo de ellos habrá un caballete, una hilera o un picadero, que recibe el apoyo de todos los pares o las armaduras de cubierta, de forma que le serán transmitidas todas las solicitaciones que lleguen a través de ellos. La **Figura 4.78** es significativa en cuanto a la lesión que puede llegar a sufrir este elemento constructivo. Sin llegar al estado que se señala en esta figura, sí es normal encontrar rotas o disgregadas tanto tejas como el mortero de agarre, así como algunas piezas desacopladas.

Daños en elementos singulares

Se han agrupado bajo el epígrafe de elementos singulares, tanto los remates de los bordes libres con una medianera, como los elementos que salen fuera de la geometría del faldón o que no forman parte de la protección

contra agentes atmosféricos. Tal es el caso de chimeneas, conductos de ventilación, petos, etc. Se unen a ellos los detalles constructivos que resuelven los pliegues en la cubierta, esto es, las limatesas y las limahoyas, que deben de ser resueltos con disposiciones y acoplamientos singulares.

En todos estos elementos se verifican las mismas lesiones estudiadas hasta ahora como son la rotura de los remates, de los elementos salientes, y desprendimientos de éstos. Las **Figuras 4.80.a y 4.80.b**, muestran el borde de un faldón de cubierta en el caso de un hastial y en el caso de una medianera respectivamente. Además de sufrir desperfectos las tejas de borde, en el caso de la medianera del ejemplo será necesario revisar el encuentro entre el faldón inferior y la medianera, ya que este punto es siempre sensible ante un movimiento sísmico que hará vibrar los dos inmuebles de forma diferente, alejándolos y avicinándolos, e incluso, como se cita en el **Capítulo 3**, provocando que se golpeen entre sí.



4.6.2. Reparación de cubiertas de tipo tradicional de faldones inclinados

En general para cada uno de los elementos que forman parte de la cubierta se presentan dos alternativas para resolver los problemas originados por los movimientos sísmicos: la reconstrucción (con o sin demolición previa) o la reparación. En muchos casos la restauración conllevará un desmontaje importante desmontaje previo y medios auxiliares de gran coste y magnitud similares a los requeridos por la reconstrucción. Póngase como ejemplo el caso en el que toda la teja de un faldón haya descendido de forma no uniforme unos centímetros respecto a la cumbrera, dejando huecos en ciertas partes de la cubierta. Puede suceder que no se haya producido la rotura de una sola teja pero la reparación obligará a un costoso desmontaje de toda la teja, su almacenamiento para su posterior utilización, así como la disposición de medios auxiliares de seguridad y protección.

En la **Tabla 4.9** se han agrupado los tipos de intervención más habituales de cubiertas, para dar solución a lesiones motivadas por un movimiento sísmico, que a continuación se comentarán brevemente.

Fig. 4.81.
Ruina de una parte del alero

Reconstrucción parcial o total

Aun si la realidad es que todavía en los núcleos urbanos es difícil ver a los trabajadores en una obra moverse por una cubierta cumpliendo los medios de seguridad, es obligación de los técnicos ser conscientes de la necesidad de protecciones individuales y colectivas. En el caso de la demolición de cubiertas se debe asegurar al trabajador contra caídas mediante arneses atados a un punto de anclaje fijo y



Tabla 4.9.
Actuaciones para la reparación de lesiones motivadas por un movimiento sísmico sobre una cubierta de faldones de tipo tradicional

Reparación de lesiones en cubiertas de faldones inclinados de tipo tradicional	Reconstrucción parcial o total de la cubierta		
	Reparación de la estructura	- Cambio de componente estructural	
		- Refuerzo de componente estructural	
		- Doblado de componente estructural	
	Reparación de formación de cubierta	- Sustitución	- Por tablero de partículas
			- Por entablado
			- Por tablero de rasillones
		- Reparación	- De cañizo
			- De revoltones
			- De entablado
	Reparación de la cobertura	- Retejado	
		- Recorrido	
		- Reparación de limas	
	Elementos singulares	Chimeneas	- Demolición y reconstrucción
			- Sellado, rejuntado, retacado
		Limatesas y limahoyas	- Reconstrucción
			- Recibido de piezas desacopladas
		Encuentros con medianeras	- Reposición de baberos
			- Recibido de piezas desacopladas
		Bordes libres	- Reposición de tejas de borde
			- Acoplamiento de tejas movidas
		Cornisas y aleros	- Reconstrucción
			- Recibido de piezas sueltas
		Canalón	- Sustitución
			- Recibido de anclajes y/o canalón

resistente, o por medio de un andamio en el borde del faldón con el peto y los medios adecuados. Este andamio dotado de una plataforma también evitará la caída de cascotes a la vía pública, que en cualquier caso deberá de estar bien señalizada, **Figura 4.82.**

La demolición y reconstrucción de una cubierta se organizará según las siguientes fases:

- a. Montaje de medios auxiliares (andamios, y señalización).
- b. Montaje de medios de evacuación de escombros (tubos de evacuación, apertura de huecos en forjados, etc).
- c. Desmontaje de la cubierta y evacuación de

escombros a pie de obra.

- d. Reconstrucción de cubierta.
- e. Desmontaje de medios auxiliares.

En cuanto al desmontaje, debe de comenzarse desde la cumbre descendiendo hasta el alero por el siguiente orden:

- a. Elementos salientes y singulares.
- b. Material de cobertura.
- c. Remates con medianera y aleros.
- d. Formación del faldón de cubierta.
- e. Estructura de cubierta.

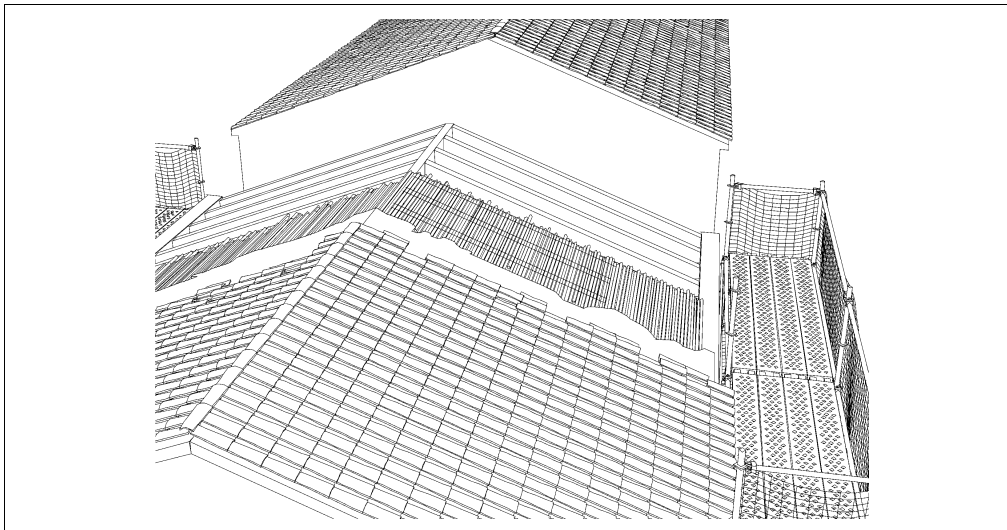


Fig. 4.82.
*Medidas de protección
que deben de tenerse
en cuenta en el caso
de demoliciones y
bueva construcción de
un faldón de cubierta.*

Si la reconstrucción se realiza con las mismas técnicas con las que se hallaba construida la cubierta, se puede remitir al lector al **Capítulo 2**. Cuando se realice con métodos industrializados, el técnico debe seguir las recomendaciones de la normativa vigente cuyas referencias pueden consultarse en el anexo.

Reparación de la formación de cubierta

Si los materiales que participan en la formación del faldón de cubierta han resultado seriamente dañados y sus sustitución es obligada, ello significará el desmontaje de la cobertura, **Figura 4.83**. La reconstrucción posterior podrá hacerse con diferentes materiales, a veces obligadamente diferentes a los existentes ya que la tradición del trabajo con cañizo o con revoltones casi ha desaparecido. Si la estructura de cubierta lo permite porque los pares o las armaduras de madera sean lo suficientemente resistentes, se podrá proponer la construcción de un tablero de rasillones entre las viguetas con una delgada capa de compresión superior, formada por mortero de cemento y un mallazo. Esta elección tiene la ventaja de que el armado del tablero favorece en gran medida un trabajo uniforme del faldón al apoyarse en la estructura evitando la flexión diferencial de cada uno de los pares presentes, inevitable en todas las cubierta de



Figs. 4.83. y 4.84
*Daños en la formación
de pendiente*

4.83. Cubierta en la localidad de Mula cuya formación de pendiente sufrió graves daños

4.84. Cubierta en la localidad de Cehegín cuya formación de pendiente fue sustituida por un tablero de partículas

Fig. 4.85

Retejado de una cubierta en la que se rompieron un gran número de tejas y se verificó un deslizamiento de la totalidad de la cobertura en el faldón

a. Una vez colocadas las canales en toda una línea de de tejas, se acoplan las cobijas de nuevo desde la parte inferior (alero incluido) hasta la cumbrera

b. Aseguramiento de la estabilidad de la teja por medio de la capa de asiento y preparación del remate de cumbrera

c. Vista general del faldón durante el retejado

d. Vista general de la cubierta una vez terminado el retejado



este tipo, que como se vio eran corregidas con contraflechas a base de pelladas de mortero entre la armadura y la formación de la pendiente. Pelladas que también se descalsan con motivo del movimiento sísmico.

En los casos en los que la estructura de pares no sea capaz de soportar fuertes solicitaciones se puede optar por soluciones más ligeras como un entablado de madera o incluso tableros de partículas tratados para resistir no sólo los esfuerzos que recibirán sino también el agua y las humedades presentes en una cubierta, **Figura 4.84**.

En el caso que se haya producido un fallo o rotura local, la reparación será posible para los entablados y los revoltones. Los primeros admiten el corte y sustitución de las partes afectadas, y los segundos la reparación, como se explicaba al hablar de los revoltones de los forjados. (Ver § 4.5.2.3).

El cañizo se repara con mayores dificultades y en el caso en que requiera una reparación puntual (por ejemplo cuando una caída de un objeto ha provocado un agujero en el faldón), habrá que cortarlo entre un determinado número de viguetas y solaparlo con otro material (tablero de partículas o entablado).

Reparación de la cobertura

Si se analiza aisladamente este componente de la cubierta tres son las acciones de repa-

ración más importantes:

- a. Retejado.
- b. Recorrido de faldón.
- c. Reparación de limas.

Retejado. Consiste en el desmontaje de toda la teja, (que puede ser adecuadamente almacenada en el faldón) para, una vez reparados los daños sobre la formación de pendiente, y regularizada la base de apoyo, volver a colocarla aportando las piezas que se hubieran roto por efecto del sismo y por las labores de desmontaje. Puede ser retejada la totalidad de la superficie de cubierta o parte de ella, pero implícitamente se entiende necesario el desmontaje como acción previa. Incluye el retejado el cuidado y restauración de limas, de los encuentros con hastiales, así como la formación del alero.

En el retejado pueden producirse aportes de teja o no, expresados en un porcentaje de piezas en función de las necesarias para una reposición total. Así en las base de precios se relacionará el retejado total, sin aporte de piezas, o con aporte de un porcentaje.

Esta labor se hace necesaria en los siguientes casos:

- a. En todos los casos en los que sea necesario reparar la formación de pendiente.
- b. Cuando hubiera un número alto de tejas rotas (superior al 30%).
- c. Si el sustrato de base de la teja está muy disgregado.
- d. En caso de deslizamiento de parte o la totalidad de la teja que no pueda ser resuelto con un reposicionamiento de algunas de las piezas.

Las viñetas de la **Figura 4.85** muestran el retejado llevado a cabo en un faldón de cubierta que ha resultado dañado por efecto de la acción sísmica. En este ejemplo se había producido un deslizamiento de toda la

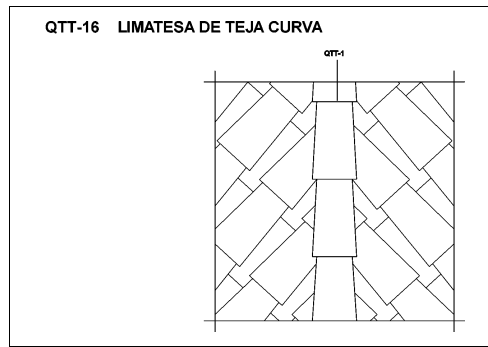


Fig. 4.86
Detalle de la disposición de la teja curva en la limatesa según el detalle de la norma QTT-16

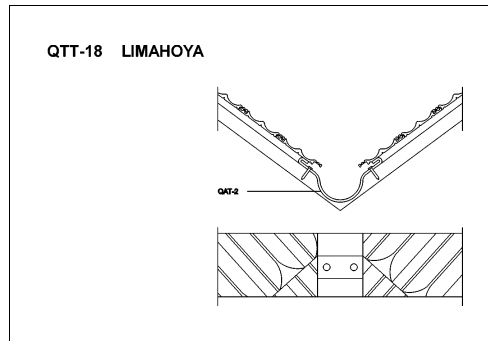


Fig. 4.87
Detalle QTT-18 referente a la limahoya, disponible en la Norma Tecnológica de la Edificación NTE-QTT

teja, el desacoplamiento de la cumbrera, y una acentuada disgregación de la base de asiento de la teja. La reparación se comenzó por uno de los extremos de la cubierta, desde el alero hacia la cumbrera, desmontando el material, almacenándolo procurando evitar sobrecargas en el propio faldón, retejando una vez que la capa original de *laguena* utilizada, había sido regularizada.

Respecto a la base de asiento de la teja en este tipo de cubiertas de sencillos pares de madera, cuando un faldón se encuentre abombado hay que tratar de evitar el *rehenchido* a base de acumular material de base ya que esto provocaría el agravamiento de la flexión de los componentes de la estructura en un corto espacio de tiempo.

Recorrido. También denominado corrido, a diferencia del retejado, no supone un desmontaje de la cobertura sino una inspección de la superficie del faldón, las limas y aleros, acomodando las piezas movidas, acoplado aquellas que lo necesitaran y reponiendo las que estuvieran rotas.

Fig. 4.88.

Cuadro comparativo en el que se muestran algunas de las localizaciones de lesiones más frecuentes en una cubierta tras un movimiento sísmico.

En todos los casos se ilustra el detalle constructivo lesionado, la recomendación constructiva de la norma y un ejemplo de posible actuación

a. Cumbre

b. Encuentro de faldón con medianera

c. Remate de borde libre en hastial

d. Alero y canalón

Es en definitiva un *repaso* con el que se trata de asegurar la integridad física y funcional de la cubierta. Al igual que el retejado esta actuación puede suponer un aporte de teja que se expresa como porcentaje de la cantidad de tejas que se utilizarían en una reposición total.

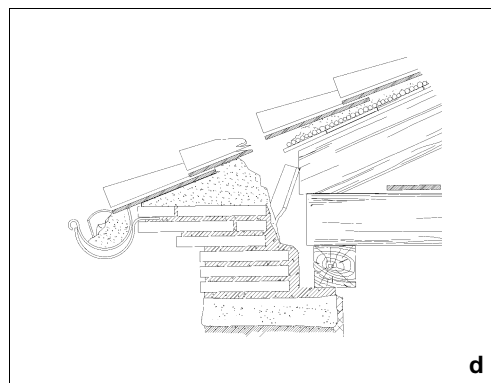
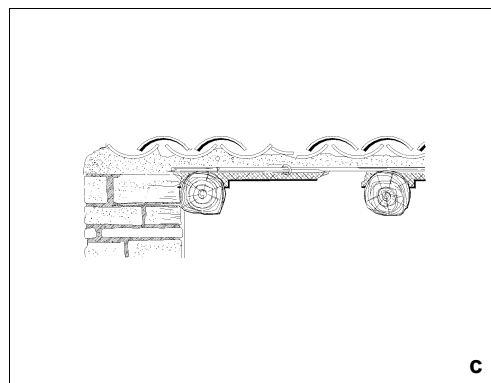
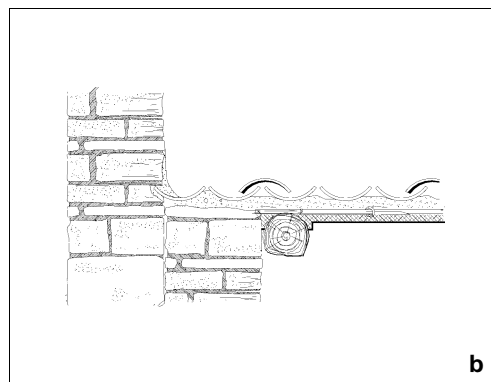
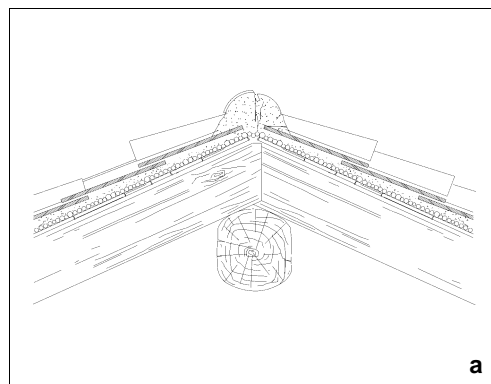
Limas. Durante un movimiento sísmico las tejas que forman las limatesas habitualmente se mueven y desacoplan, o se agrietan los morteros que obligatoriamente deben de recibir las tejas en estos remates. Por tanto deben de ser revisados y reparados en caso de haber sufrido algún daño, siguiendo en este caso las recomendaciones de la norma tecnológica, **Figura 4.86.**

La limahoyas tradicionalmente se han realizado con una lámina metálica fijada al soporte por lo que, en este caso la reparación consistirá en situar nuevamente las tejas para que viertan sobre el babero. En ocasiones los baberos metálicos han sido sustituidos por tiras de algún material asfáltico, en el mejor de los casos autoprotectido, que aun habiendo sido movido por la teja no debería de presentar roturas en caso de un seísmo de intensidad moderada.

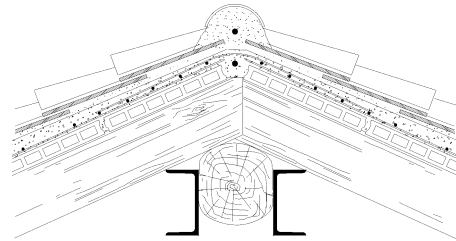
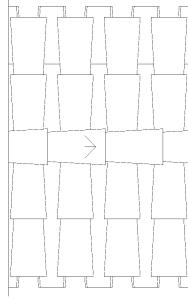
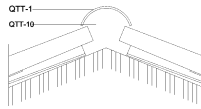
Elementos singulares

A la hora de intervenir en para la reparación de las chimeneas o conductos salientes en una cubierta, se debe poner atención en el apoyo sobre el faldón de cubierta que debe ser firme y estanco, en la integridad y estanqueidad del conducto, así como en los elementos de remate.

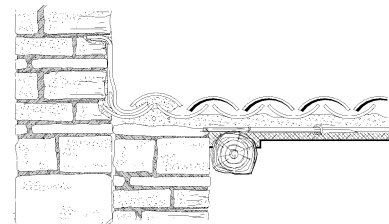
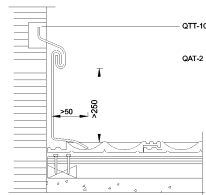
Si el apoyo es inestable y el conducto está muy deteriorado, o si presentando fisuras o grietas ha sido construido con mampuestos de pequeños espesor (por ejemplo rasillas de 3 cm), resulta probable que la mejor reparación y la más económica suponga la demolición del conducto y su nueva construcción. En cambio si el apoyo es estable y los mate-



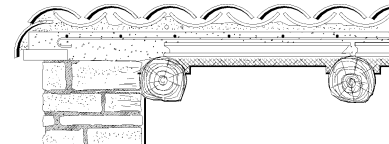
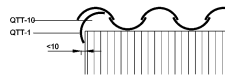
QTT-19 CUMBRERA DE TEJA CURVA



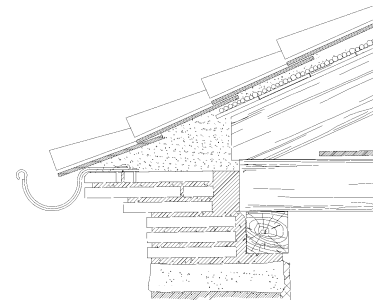
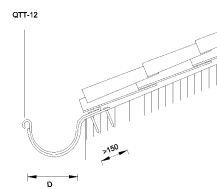
QTT-21 ENCuentro DE FALDON CON PARAMENTO



QTT-22 BORDE LIBRE DE TEJA CURVA



QTT-26 CANALON VISTO



riales que constituyen el conducto permiten la reparación, se podrán sanear y retacar las grietas existentes, restituyendo posteriormente los revestimientos y acabados.

En el resto de elementos singulares de cubierta la reparación de las lesiones tratarán de recuperar la situación en la que se hallaban antes del movimiento sísmico, siempre que no se reproduzca un vicio o lesión anteriores.

Se insiste de nuevo en la consideración de los medios auxiliares necesarios para llevar a cabo los trabajos de restauración de aleros, cornisas, canalones, bajantes y cualquier elemento de cubierta poco accesible. En función de cuáles sean las operaciones que se vayan a llevar a cabo en el resto del edificio para solucionar las lesiones existentes, de la duración de los trabajos, se podrá elegir una plataforma de tijera, una plataforma de trabajo rodante, una cesta, un andamio normalizado convencional u otros.

Para finalizar este párrafo, a modo de ejemplo, se ha elaborado una tabla en la que se ilustran algunas localizaciones de daños habituales en cubiertas de faldones inclinados, y junto a ellas, las recomendaciones de la norma y una propuesta de reparación entre las varias posibles que trate de respetar dichas recomendaciones, **Figura 4.88**.

4.6.3. Cubiertas planas: azoteas

4.6.3.1. Clasificación

Con motivo del movimiento sísmico del 2 de febrero en Mula, se descubrieron numerosas lesiones relativas a las cubiertas planas en las localidades del entorno del epicentro, especialmente en la arquitectura tradicional. Las azoteas de edificios más modernos presentaron menos problemas. Esto está justificado en primer lugar en cuanto que una buena parte de los daños estaban ligados al fallo del forjado que sirve de apoyo a la impermeabilización. Sin embargo otros daños estaban relacionados con una deficiente colocación, ejecución o reforma de éste elemento constructivo.

De acuerdo con lo visto en el **Capítulo 2** las cubiertas planas en la comarca del río Mula están construidas en el mayor número de los casos con un forjado de tipo tradicional sobre el que se coloca la impermeabilización y una protección pesada generalmente de baldosas cerámicas. También se han observado algunos casos con protección pesada de mortero ejecutado in situ. Atendiendo a la naturaleza constructiva de este tipo de cubiertas, se ha elaborado la **Tabla 4.10** en la que se agurpan las lesiones más comunes comprobadas.

4.6.3.2. Manifestación del daño sísmico

Daños en estructura y formación de pendiente

Una vez que se han tratado específicamente

los daños sobre forjados de tipo tradicional, respecto a los daños sobre la estructura de este tipo de cubierta se debe remitir el lector al apartado § 4.5. En las cubiertas planas la formación de pendiente se limita a una capa de algún material (en el levante español era muchas veces la llamada laguena o un relleno a base de yeso) que situado sobre la estructura sirva de base a la impermeabilización y le dote de la inclinación suficiente para conducir las aguas a los sumideros y rebosaderos. No se han descubierto daños sobre esta capa más que cuando ha resultado afectada la estructura, y aun en los casos en que estuviera agrietada, esto no afecta significativamente al conjunto cuando los movimientos que ha soportado no supera las capacidades elásticas de la lámina.

Daños sísmicos en cubiertas planas de tipo tradicional	Derrumbre total o parcial de la cubierta	
	Daños en estructura	.- Asimilables a los estudiados en forjados de tipo tradicional
	Daños en Impermeabilización	.- En un lugar cualquiera de la lámina
		.- Encuentros con elementos verticales: petos, claraboyas y conductos
		.- Solapes y encuentros horizontales
		.- Encuentros con desagües
		.- Juntas
	Protección exterior	- Pesada
		.- Baldosas o losas
		.- Morteros
	Elementos singulares	Petos
		.- Vuelcos
		.- Agrietamientos
		Chimeneas y conductos
		.- Ruina
		.- Agrietamientos

Daños en la impermeabilización

Para un movimiento sísmico de intensidad moderada como el verificado en Mula no deberían de encontrarse muchos problemas relacionados con la impermeabilización que no estuvieran ligados a fuertes movimientos del soporte. Con un sentido general cuatro son los motivos más habituales por los que falla la impermeabilización.

- a. Por rotura del material debido a un fallo en su constitución.
- b. Por deterioro debido al paso del tiempo y a la pérdida de sus características.
- c. Por un defecto en la colocación.
- d. Por otros motivos no mencionados anteriormente: cargas puntuales, agresiones mecánicas no habituales o defectos en el uso.

En el caso de los daños originados por un movimiento sísmico, el deterioro de la impermeabilización puede originarse por su rotura o por la pérdida de adherencia con el soporte. Esto origina la pérdida de estanqueidad de la propia lámina, o de ésta en su unión con los elementos singulares como son petos y sumideros.

La flexibilidad que debe de ser inherente a los materiales bituminosos debe de ser capaz de evitar la rotura de la impermeabilización en el caso de los terremotos de grado medio en los que los desplazamientos relativos de la lámina respecto del soporte son pequeños o inexistentes. En todo caso los problemas deben de surgir en los bordes en los que las impermeabilizaciones se pliegan y se adhieren a elementos verticales con movimientos que pueden originar grietas por incompatibilidad geométrica. También es posible que los solapes y encuentros entre impermeabilizaciones pierdan su unión si los adhesivos utilizados han perdido sus propiedades.

Las razones de la mayor parte de los daños verificados tras el seísmo que se han encontrado en la región Murciana tiene que ver con defectos de construcción. La norma QB-900 establece una serie de recomendaciones a seguir en el caso de las cubiertas que se están tratando.

Recuérdense de manera breve las prescripciones que realiza la citada norma que establece las condiciones exigibles a las cubiertas con materiales bituminosos para este tipo de cubierta.

Tabla 4.10.
Clasificación de daños en cubiertas planas (azoteas) de tipo tradicional, motivados por un movimiento sísmico



Fig. 4.89.
*Estado de una junta en
el cambio de pendiente
de cubierta plana*



Fig. 4.90.
*Ejemplo del estado de
la junta de la imperme-
abilización y de piezas
cerámicas en una cu-
bierta plana*

Protección. La superficie externa de la impermeabilización deberá de protegerse totalmente con un elemento estable resistente a la intemperie, a la humedad y al hielo. En el caso que la protección sea pesada y ejecutada con baldosas, la misma norma habla de que estas deben de colocarse sueltas o recibidas con mortero de cemento sobre una capa de arena o una capa separadora, extendida sobre la impermeabilización. Esta medida está destinada a garantizar la independencia de los movimientos de la impermeabilización de los de la protección, así como favorecer el reparto de las posibles cargas.

Pendiente. Se establecen unos valores de pendiente a respetar en función del tipo de protección y del sistema de impermeabilización. Para el caso de sistemas adheridos y protección transitable pesada las pendientes máximas y mínimas que establece la norma son 5% y 1% respectivamente.

Limatesas y limahoyas. En los encuentros entre dos faldones cuya pendiente sea inferior que el 5% debe reforzarse la impermeabilización con una capa del mismo material con una anchura mínima de 50 cm.

Encuentros con un elemento vertical. La impermeabilización debe de tener una entrega vertical por encima de la protección de cubierta no inferior a 15 cm, evitando que el agua de escorrentía pase por detrás de la impermeabilización. Ésta debe adherirse al elemento vertical en la entrega y reforzarse con una banda de 50 cm de ancho.

Encuentros de un faldón con desagüe. La unión del faldón con el sumidero y la de éste con la bajante deben ser estancas. La capa superior de la impermeabilización debe solapar 10 cm sobre la parte superior del sumidero. Se recomienda separar los sumideros 1 m respecto al encuentro entre paramentos y siempre al menos 50 cm de éstos.

Juntas de cubierta. Cuando la diferencia entre juntas del edificio sea mayor de 15 m en la cubierta, deben realizarse juntas auxiliares aprovechando las limatesas.

Juntas de la capa de protección. La capa de protección (en este caso baldosas, o mortero ejecutado in situ) debe disponer de una junta perimétrica. La distancia entre juntas debe ser de 5 m como máximo. El ancho de las juntas y la distancia entre ellas deben establecerse de acuerdo con el movimiento previsto. El material de sellado debe colocarse en las juntas de tal manera que la superficie del mismo no sobresalga por encima de la superficie de cubierta.

Anclajes de Elementos. Debe de evitarse que los anclajes y apoyos de elementos tales como barandillas o mástiles atraviesen la impermeabilización para lo que deben de fijarse preferentemente sobre los paramentos o sobre bancadas apoyadas en el pavimento por encima de la impermeabilización.

Tras este repaso de los requerimientos que la normativa española exige a las cubiertas planas, es fácil notar cómo las azoteas de tipo tradicional autóctonas, no cumplen con estos preceptos que sí resultan decisivos a la hora

de garantizar la estanqueidad en este tipo de cubiertas. Incluso cuando estas han sido reformadas en el tiempo incorporando una nueva impermeabilización y/o protección, han sido colocadas sin respetar una o varias de dichas recomendaciones, y este hecho es muchas veces responsable de los daños observados tras un movimiento sísmico.

La fragilidad de una impermeabilización a la intemperie sin protección alguna, una vez que ha sido sometida a los pronunciados ciclos noche-día, se manifiestan con motivo de un seísmo.

La falta de la capa de arena o lámina separadora sobre la impermeabilización antes de la colocación del solado provoca, cuando el pavimento se mueve por efecto de un sismo, punzonamientos y roturas de la lámina, sobre todo si la cubierta es transitable.

En las limatesas y limahoyas la falta de solape entre la impermeabilización o la ausencia de refuerzo puede provocar una apertura de la junta, o una rotura de la lámina por la que posteriormente penetre el agua. Este problema se agudiza nuevamente cuando el solado carece de la capa de asiento de arena.

Los encuentros con elementos verticales, sean estos petos o conductos de ventilación, son generalmente deficientes. La impermeabilización se dobla excesivamente y no dispone de refuerzo. Muchas veces está casi al descubierto y por tanto muy deteriorada por lo que se vuelve frágil. De este modo cualquier movimiento del peto provoca su rotura, **Figura 4.92**. Las juntas de cubierta y de la capa de protección o bien no existen o bien están mal ejecutadas. Como las que se aprecian en las **Figuras 4.89 y 4.90**. En la segunda figura se puede ver el efecto que tiene la falta de juntas en la capa de protección. Las piezas dilatan y se levantan produciéndose ahuecamientos. Si estos no se producen la baldosa se romperá frente a cualquier vibración, sea esta moderada o no.

A menudo las juntas en lugar de ejecutarse



Fig. 4.91.
Impermeabilización y baldosas cerámicas dañadas



Fig. 4.92.
Peto agrietado. Se puede apreciar el encuentro de la impermeabilización con el peto

con un elemento bituminoso adecuado se realizan fundiendo material en el espacio entre las baldosas sin realizar los solapes entre láminas que sugiere la norma y sin que haya espacio para el movimiento necesario y seguro de la capa de protección. Cuando se verifica un seísmo, la junta ejecutada de ésta manera pierde su estanqueidad al moverse las baldosas a ambos lados.

Elementos singulares

Es habitual encontrar daños en los elementos verticales sobre la cubierta cualquiera que sea su tipo. Petos, chimeneas, conductos de ventilación, antenas o elementos de iluminación, pueden sufrir daños al vibrar por efecto de un sismo. La lesión puede localizarse en la base o en el cuerpo de los elementos citados.



Figs. 4.93. y 4.94
4.93. Balastrada en remate de cubierta que se ha visto afectada

4.94. Peto sobre balcón, derrumbado debido al movimiento sísmico

En las Figuras 4.92., 4.93 y 4.94 se ilustran los daños que presentan diferentes tipos de petos o cierres verticales de azoteas. Aunque las dos últimas imágenes corresponden a dos azoteas de edificios ejecutados con materiales industrializados, sirven para ilustrar adecuadamente los daños que sufren éstos elementos en la arquitectura tradicional.

4.6.4. Reparación de cubiertas planas: azoteas

Si bien en las cubiertas de faldones inclinados la impermeabilización ante los agentes atmosféricos estaba asegurada por el solape de la teja, y su reparación podía ser local o total dependiendo del daño en la estructura, en la formación de pendiente o en la propia teja; en el caso de una cubierta plana la clave del alcance de la reparación estará en la posibilidad o no, de utilizar la impermeabilización dañada.

Reparación de la estructura

Si no se ha perdido la estanqueidad de la cubierta habrá reparaciones estructurales que no requieran el desmontaje de la cobertura. Por ejemplo el caso en el que se hayan verificado roturas de viguetas que admitan su sustitución o doblado por la parte inferior, o el caso de desprendimiento parcial o agrietamiento de un revoltón. Otras veces la reparación estructural requerirá el desmontaje de parte o la totalidad de la impermeabilización, así como el estudio de su posible aprovechamiento. Tal es el caso de un orificio provocado por un objeto caído desde un nivel superior, o el de un colapso parcial del forjado de cubierta.

En todos los casos para realizar la reparación estructural el lector debe remitirse al párrafo § 4.5.2.

Reparación de la impermeabilización

Es esta sin duda la clave de las reparaciones a efectuar en las cubiertas planas. Una vez que se ha comprobado que existe una pérdi-

da de estanqueidad tras la verificación del seísmo, lo primero que debe de buscarse es el origen de la entrada de agua a través de la impermeabilización, que no siempre coincide con el punto en el que se manifiesta el daño en el nivel inferior. Esta comprobación debe de realizarse permitiendo el discurrir de agua por la cubierta durante unos minutos, sin que sea necesario inundarla. Debe comenzarse desde la parte inferior de las pendientes creadas, para posteriormente ir subiendo hacia los encuentros con paramentos verticales o los cambios de pendiente, hasta que en un cierto momento sea visible el daño en la parte inferior. En definitiva interesa conocer en qué lugar aproximado se ha producido la lesión, y si esta coincide con un punto singular como puede ser una junta, un encuentro con una superficie vertical o un cambio de pendiente.

En general, en el caso de impermeabilizaciones con materiales bituminosos, si se encuentran en buen estado de conservación, no existen inconvenientes a la hora de reparar una impermeabilización adheriendo otra sobre ella siempre que se respeten algunas condiciones:

a. La impermeabilización sobre la que se añade la nueva, deberá de estar bien adherida al soporte y deberá ser posible eliminar la suciedad y depósitos que pudieran existir sobre ella.

b. Evitar utilizar materiales incompatibles entre sí como son los siguientes:

- Betún oxiasfáltico y mástico de alquitrán modificado
- Oxiasfalto y betún elastómero
- Betún asfáltico y PVC
- Alquitrán y poliestireno (como impermeabilización)
- Alquitrán y betún asfáltico (como capa de rodadura)

c. Evitar los parches ya que el agua con el tiempo acabará penetrando desde la parte superior de la lámina añadida.



Fig. 4.95.
Forma de reparación de la pérdida de estanqueidad incorrecta

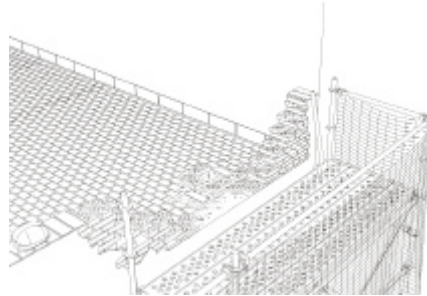


Fig. 4.95.
Medidas de protección para la demolición con seguridad de un peto.

En el caso presentado ha sido utilizado un andamio, si bien pueden utilizarse plataformas de tijeras o cualquier otro medio que permita evitar la caída de cascotes a vía pública.

d. Buscar con la impermeabilización añadida, líneas de encuentro con paramentos verticales, juntas de dilatación o cambios de pendiente donde se puedan efectuar los solapes convenientes en las partes altas que aseguren la estanqueidad de la impermeabilización añadida. Deben de procurarse en las dos direcciones del plano horizontal.

d. Solapar con la impermeabilización añadida, en el sentido descendente de la formación de pendiente, al menos 50 cms el lugar en el que se ha detectado con seguridad la rotura o perforación de la impermeabilización.

Si bien este tipo de intervención sobre la impermeabilización es posible en el caso general, en el caso de las viviendas de tipo tradicional como las estudiadas existe una dificultad añadida. Puesto que la protección exterior es de baldosa cerámica, la reparación

Fig. 4.97.

Cuadro comparativo en el que se muestran algunas de las localizaciones de lesiones más frecuentes en una cubierta plana tras un movimiento sísmico

En todos los casos se ilustra el detalle constructivo lesionado, la recomendación constructiva de la norma y un ejemplo de posible actuación

a. Remate de encuentro entre dos faldones

b. Remate de encuentro entre dos faldones

c. Remate de impermeabilización en sumidero

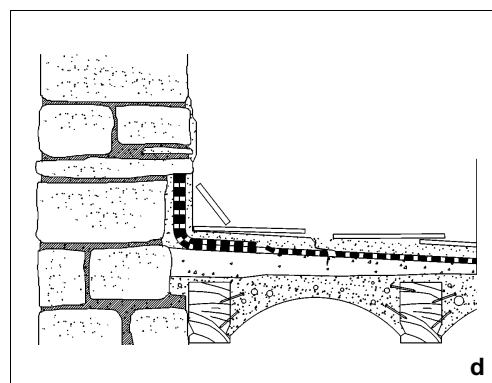
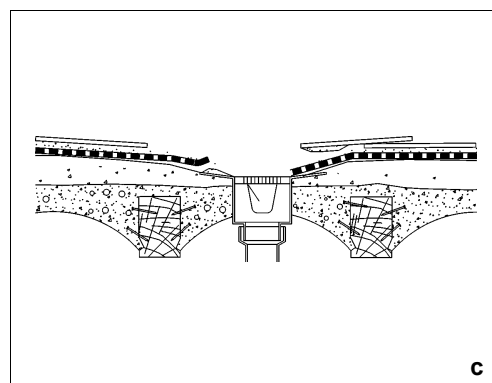
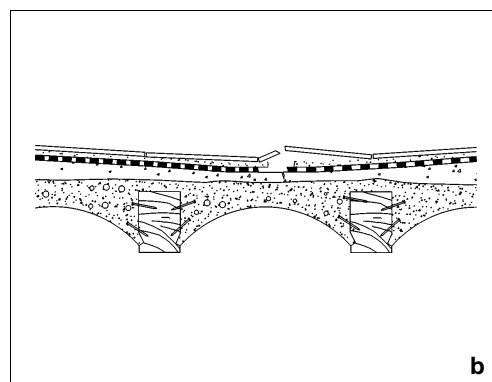
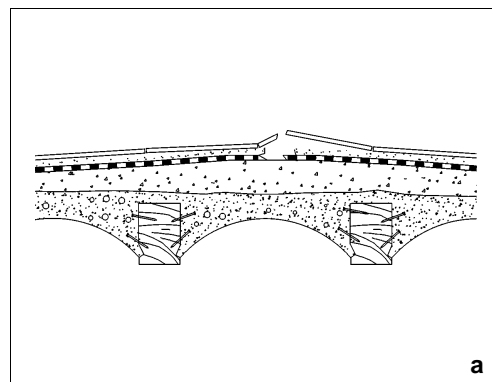
d. Remate de impermeabilización con peto

de la impermeabilización requerirá el desmontaje del pavimento de baldosas exterior. Si éste se hubiera ejecutado con una lámina separadora entre la formación de pendiente y el mortero de asiento de la baldosa, tal vez sería posible el desmontaje sin dañar la impermeabilización perforándola o agrietándola durante la ejecución de los trabajos de demolición. Sin embargo en el caso que nos ocupa la mayor parte de las veces la baldosa se ha recibido directamente sobre la lámina. Aun si se consiguiera demoler o desmontar el solado sin dañar la lámina, de no existir lámina separadora, no se podrán eliminar totalmente los restos de mortero adheridos a ella, incumpliendo una de las condiciones que hacen posible un solape con una nueva impermeabilización.

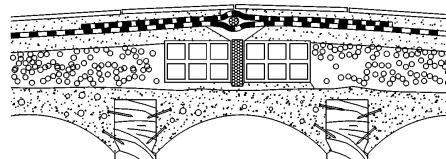
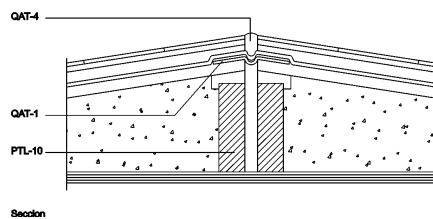
Por todo ello no se puede sino concluir que la mayor parte de las veces en las que la impermeabilización se ha visto lesionada ha sido necesario el desmontaje total del material de cobertura, la retirada de la antigua impermeabilización o su doblado superior con otra que fuera compatible. En este último caso se aconseja disponer una capa separadora entre las dos impermeabilizaciones y ejecutar la nueva impermeabilización y la cobertura de acuerdo con las normas referidas en este parágrafo así como en el anexo.

Se desaconsejan encarecidamente, por su ineficacia, las reparaciones como la que se muestra en la **Figura 4.95**. Se ha de tener siempre presente a la hora de reparar, la misión de los diferentes materiales que forman el elemento constructivo. En el caso de la figura, la pintura oxiasfáltica no evitará el paso del agua por absorción, a través de la baldosa hasta la impermeabilización por la que penetrará hacia el interior.

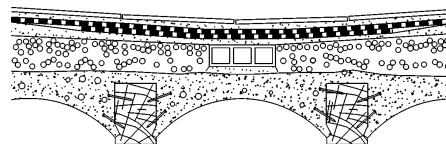
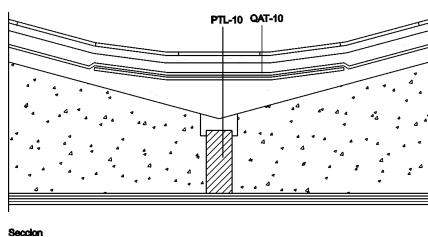
En la **Figura 4.97** se muestra un cuadro demostrativo de cómo se pueden adaptar y aplicar las sugerencias de la normativa a la reparación de una cubierta plana, aunque será las condiciones particulares de cada caso las que condicionarán la intervención.



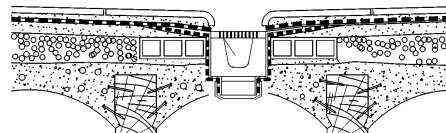
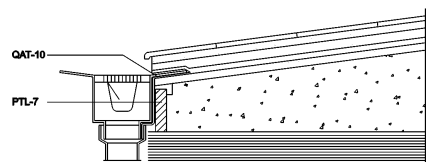
QAT-14 JUNTA DE DILATACION



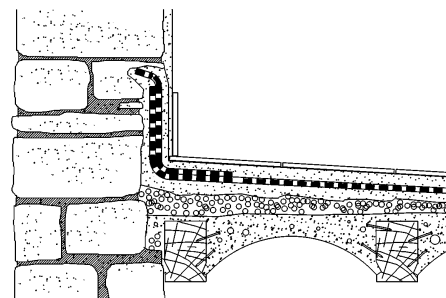
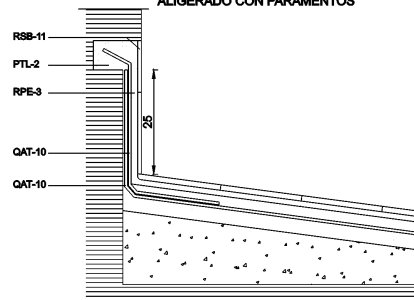
QAT-15 LIMAHOYA



QAT-16 ENCUESTRO CON CAZOLETA



QAT-19 ENCUESTRO DE FALDON DE HORMIGON ALIGERADO CON PARAMENTOS



4.7. Daños Sísmicos en Particiones Interiores
4.7.1. Tabiquerías

4.7.1.1. Clasificación y conceptos generales

Las particiones interiores son sin duda uno de los elementos más afectados por un movimiento sísmico. Poseen una cierta flexibilidad en la dirección perpendicular a su plano, lo que les permite deformarse sin romperse, pero son poco resistentes ante esfuerzos transversales de una cierta entidad. En las direcciones contenidas en su plano poseen una gran rigidez lo que les permite soportar esfuerzos de mayor magnitud e incluso aceptar, sin romperse, un descenso de su plano de apoyo. Sin embargo una vez superado su límite de rotura, si la calidad del mortero y la trabazón de las piezas son buenas, se produce una rotura de los ladrillos siguiendo una curva de deslizamiento virtual con rotura total súbita.

Además de estos comportamientos inherentes a la propia naturaleza de las fábricas que forman parte de las particiones interiores hay que pensar que éstas están habitualmente confinadas entre muros de mayor o menor rigidez, y entre uno o varios planos horizon-

tales que también vibran como consecuencia del movimiento sísmico. Sea por efecto directo de las sollicitaciones sísmicas que le son transmitidas, sea por efectos derivados del confinamiento, los daños que puede sufrir una tabiquería se han recogido en la Tabla 4.11.

Daños en la fábrica

Los tabiques pueden colapsar totalmente si las sollicitaciones a las que se ven sometidos superan sus capacidades mecánicas o si se produce una rotura de sus encuentros con el forjado superior y sus extremos, con un vuelco posterior. Esto es muy habitual en un tabique de delgado espesor (rasillas de 3 cm) que a veces se utiliza incorrectamente en reformas recientes para compartimentar espacios de mas de 3 m de altura sin unir mecanicamente (mediante enjarjes u otro método) sus bordes.

Otras veces el tabique se agrieta siguiendo los mismos patrones que la estructura explicados en el § 4.2.1, Figura 4.98.

En caso de fisuración diagonal poco importa si la línea que sigue la grieta es escalonada o no. En este sentido la forma en la que se manifiesta una grieta puede decir poco de su origen (salvo por la dirección de su directriz) pero si habla mucho de la calidad de la fábrica. Si los morteros son pobres, están deteriorados o traban poco eficazmente los ladrillos,

Tabla 4.11
Cuadro general de daños verificados en tabiquerías por efecto de un seísmo

Table with 2 main categories: 'En la fábrica' and 'En localizaciones singulares', each with a list of specific damage types.

4.3 Mann, W.: "Building progress with masonry works". Informes de la construcción. Vol. 14, nº 421. Instituto Eduardo Torroja, Madrid, 1992.

la rotura del tabique tenderá a realizarse por las juntas con una forma escalonada característica. Si los morteros son resistentes y la fábrica está bien trabada, se producirán seguramente roturas de las piezas y por tanto la grieta tendrá una directriz recta.

Las mismas consideraciones pueden hacerse respecto a elementos murarios portantes, si bien esto no fue comentado en el apartado correspondiente ya que la mayor parte de ellos en la comarca del río Mula son de mampostería ordinaria y por ello las roturas sobrevienen casi siempre por el mortero. En general menos menos resistente que los mampuestos ante esfuerzos de cortante y de tracción.

No siempre las grietas o fisuras atraviesan obligatoriamente la totalidad de la sección de la fábrica. Los tabiques cuando flectan en el sentido transversal a su plano pueden agrietarse tan solo por una de sus caras. O también pueden aparecer fisuraciones en las juntas de los ladrillos y en los acabados de una sola de ellas. En la **Figura 4.99** se presenta un ejemplo de tabiquería fisurada, (de gran esbeltez), que tan solo presentaba daños por una de sus caras. En función del alcance del daño que a veces sólo puede ser comprobado durante la ejecución de los trabajos, se utilizará un sistema de reparación u otro.

Daños en puntos singulares de la tabiquería

Además de grietas en el propio paño de la tabiquería, hay una serie de puntos sensibles ante un movimiento sísmico.

Cuando existen aberturas en una superficie solicitada en su plano es conocida la acumulación de tensiones que se produce en los ángulos de los huecos, lo que puede motivar la existencia de grietas como la que se aprecia junto a la esquina de la puerta en la **Figura 4.100**. Otra lesión habitual es la pérdida de la fijación de la carpintería a la fábrica, al disgregarse el mortero que sujeta las patillas o elementos de fijación, o cuando se



Fig. 4.98.
Rotura típica de tabique en forma de aspa por haber sido solicitada en los dos sentidos opuestos en una dirección contenida en su plano



Fig. 4.99.
Fisuración de tabiquería por una sola de sus caras, por efecto del seísmo



Fig. 4.100.
Agrietamiento en el ángulo de un hueco para carpintería

Fig. 4.101.
*Grieta en el encuentro
entre tabiquería y forja-
do*



Fig. 4.102.
*Cesión del forjado bajo
la tabiquería de modo
que esta trabaja a fle-
xión en su plano*



Fig. 4.103.
*Detalle de daños en el
encuentro de tabique-
ría con estructura*



rompe el ladrillo en el que se encuentran embutidas.

También es sensible al movimiento el encuentro de la tabiquería con el forjado superior o con el inferior. En el primer caso, dado que el forjado se mueve de forma independiente, puede ocurrir que presione a la fábrica dañándola, o que aparezcan grietas como las de la **Figura 4.101**. En el segundo caso el forjado puede ceder bajo la fábrica y ésta se puede romper. Si no lo hace permanecerá en un equilibrio inestable al trabajar a flexión en su plano, para lo que el tabique no ha sido diseñado, **Figura 4.102**.

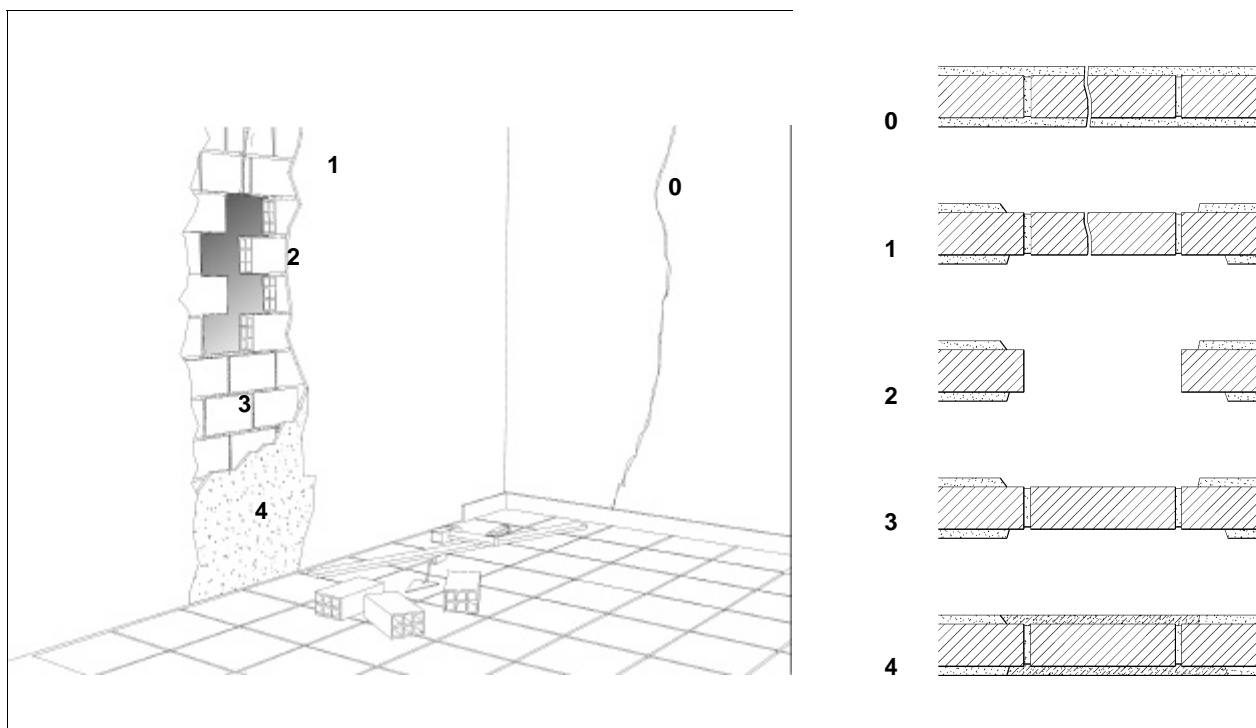
En el ejemplo de la **Figura 4.103** se observa el encuentro de la tabiquería en la que está recibida la puerta de entrada a una vivienda, con la estructura vertical. En la foto se aprecia la rotura de los acabados en la unión de fábricas *a tope*, ejecutada con una malla de fibra de vidrio adherida al guarnecido de yeso. En general será habitual encontrar grietas en los ángulos de encuentro entre dos tabiques, pero sobre todo en el encuentro entre los tabiques y los muros de carga por las siguientes razones:

- a.** Gran diferencia entre las masas, momentos de inercia y periodos propios de vibración respectivos.
- b.** Directrices de encuentro (y por tanto de vibración) diferentes.
- c.** En la arquitectura tradicional el encuentro entre tabiquería y muro portante se realiza en muchos casos directamente *a tope*, sin más trabazón que la dispuesta en los acabados.

4.7.1.2. Sistemas de reparación de las particiones interiores

Demolición total y reconstrucción

Si la fábrica está suficientemente dañada y no permite una reparación, la solución es la



demolición completa y reconstrucción. Respecto a la demolición se hace hincapié una vez más en el cuidado preciso que se ha de tener para no dañar el forjado inferior, las instalaciones eléctrica, de iluminación o de fontanería, así como en la necesidad de estudiar el medio de evacuación de escombros más conveniente.

La construcción de la nueva fábrica debe seguir las recomendaciones de la norma tecnológica que se refiere en el anexo. Habrá de tenerse en cuenta que además de la reconstrucción de la fábrica será necesario reintegrar las instalaciones que se hubieran visto afectadas alojadas en la tabiquería dañada.

Reconstrucción parcial por taqueado

Si el tabique tiene un espesor que lo haga estable en su base y presenta fuertes grietas en toda su sección, es posible desmontar localmente las piezas rotas o aquellas cuyas juntas se hubieran fracturado o disgregado, restituyendo su monolitismo previo por el

método del taqueado, **Figura 4.104**. Esta operación requiere los siguientes pasos:

1. Retirada de revestimientos por las dos caras del tabique.
2. Eliminación de piezas rotas y de aquellas que permaneciendo enteras tengan juntas disgregadas. Debe procurarse la formación de enjarjes destinados a trabar la nueva fábrica.
3. Limpieza del paramento con un cepillo o aire a presión. Tras haber humedecido la fábrica con agua, se reciben los ladrillos en el mismo lugar en el que estaban situados los dañados. Resulta importante seleccionar los mampuestos y el mortero con propiedades en lo posible similares a los retirados, de forma que se mantenga la concentración de cargas existente antes de la verificación del seismo.
4. Recuperación de revestimientos y acabados demolidos o deteriorados.

Cuando la tabiquería a restaurar es muy esbelta, por ejemplo formada con rasillas de 3 cm, será difícil utilizar esta técnica sin que se

Fig. 4.104.
Reconstrucción de tabiquería por el método de taqueado



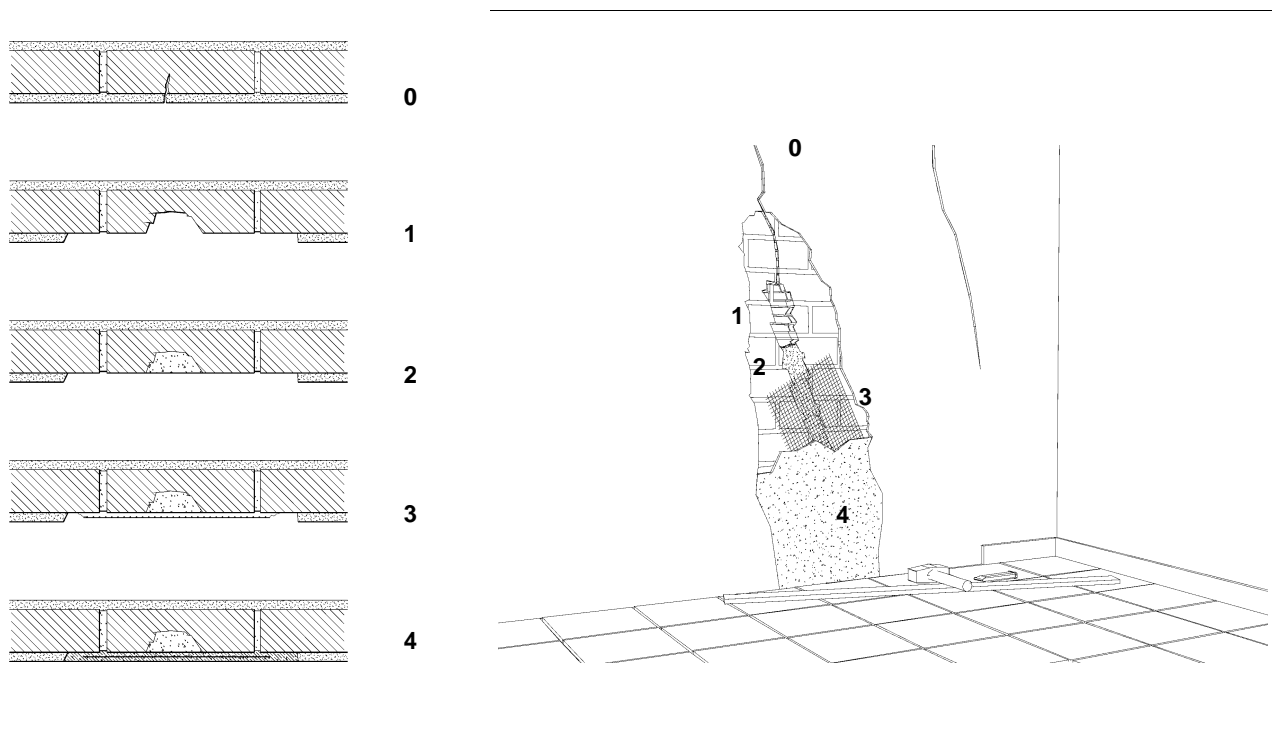


Fig. 4.105.
Saneado y retacado de grietas

desmorone parte del tabique durante los trabajos de desmontaje. En tal caso deberá de optarse por otra solución.

Saneado y retacado de grietas

La recuperación del monolitismo de la fábrica es siempre interesante una vez que ésta se ha agrietado. En ocasiones el desmontaje no siempre es posible o puede no ser necesaria para recuperar el uso y la apariencia estética del elemento dañado. Otra intervención posible es entonces el saneado y retacado de las grietas.

Se entiende por *retacado* la acción de cubrir una junta, grieta o hueco, con un material de relleno de manera apretada y por percusión. En el caso de elementos murarios el retacado de una grieta se realiza siguiendo los siguientes pasos, **Figura 105**.

1. Picado de acabados a ambos lados de la grieta (mínimo 15cm). Apertura de la grieta de forma que sea posible intervenir sobre ella

introduciendo un mortero o sellante. Si la tabiquería fuera de adobe o de ladrillo macizo, debe procurarse que la abertura sea lo menor posible, ya que lo que se pretende con ella es que el mortero pueda llegar a colmatar la totalidad del hueco en los ladrillos situados a ambos lados de la grieta. En el caso de mampostería ordinaria la apertura de la grieta está dirigida a retirar la totalidad del mortero agrietado o disgregado, así como el retirar el enripiado que pudiera estar suelto, para posteriormente reponerlos.

2. Previo humedecido de la fábrica, aplicación del mortero utilizado con la ayuda de una herramienta de mano, presionándolo para que penetre en los agujeros del ladrillo si este los tuviera, hasta lograr el enrase con la fábrica.

3. Las últimas labores tienen están destinadas a garantizar la continuidad del acabado si existiera, y a tratar de evitar que se manifieste la grieta nuevamente debido a los movimientos diferenciales de la fábrica respecto del mortero añadido. Por ello, en el caso ilustrado, se ha utilizado una malla de fibra de

vidrio con un solape de 15 cm a cada lado del eje de la grieta. Esta malla debe colocarse en la mitad del espesor del acabado por lo que primero es necesario recibirla sobre una capa delgada (en este caso yeso negro) del material utilizado.

4. Reintegración del resto de acabados sobre la grieta así como la totalidad de los revestimientos que se hubieran visto afectados por la reparación, hasta igualar con la superficie interior del paramento.

Hay que recordar que el saneado y retacado de grietas es una operación previa para cualquier intervención de las que se realizaban sobre muros portantes, cuando estos presentan grietas. Se hace necesaria tanto para los planos interiores como para los exteriores aun si los materiales con los que se retacan, y ciertamente los acabados exteriores, pueden cambiar.

En el caso de fábricas de ladrillo si tan solo se han visto afectadas las juntas y no los mampuestos, a la operación de retirada del mortero entre mampuestos y recuperación del mismo aplicando presión, en lugar de retacado se le denomina *rejuntado*.



4.7.2. Revestimientos y acabados

4.7.2.1. Revestimientos interiores

Sellado de fisuras

Las fisuras son, junto con las grietas, la manifestación más usual del daño sísmico en un elemento de fábrica. Una vez realizado el levantamiento de los daños, cuando las grietas alcanzan la fábrica es necesario intervenir con uno de los procedimientos expuestos en el § 4.7.1. Por el contrario, si se llega a la conclusión de que éstas no afectan a la fábrica, la reparación consistirá en el saneamiento del acabado. Recuérdese que la diferencia entre una grieta y una fisura viene dada tan solo por su anchura y no por su alcance o profundidad. Resultará difícil encontrar grietas que no afecten a la fábrica, y no siempre las fisuras interesarán tan solo al revestimiento.

Así cuando sea necesario el sellado de una fisura se seguirán los siguientes pasos, **Figura 4.106.**

1. Apertura de los labios de la fisura en modo de poder estudiar el alcance del daño y permitir la introducción posterior de un sellante. En caso de acabados interiores de yeso esta operación se consigue con el canto de un paletín o, si se quiere que sea lo más limpia posible, utilizando una radial. En caso de acabados interiores o exteriores de mayor dureza es necesaria la utilización de un cortafrios, piqueta, u otro utensilio similar.
2. Aplicación del sellante en el interior de la fisura hasta enrasar con el plano del acabado. En función del material se utilizará un sellante rígido (morteros de cal, de yeso, de cemen-

Fig. 4.106.
Ejemplo de grieta saneada y retacada en un muro portante de mampostería, en una vivienda de la localidad de Mula

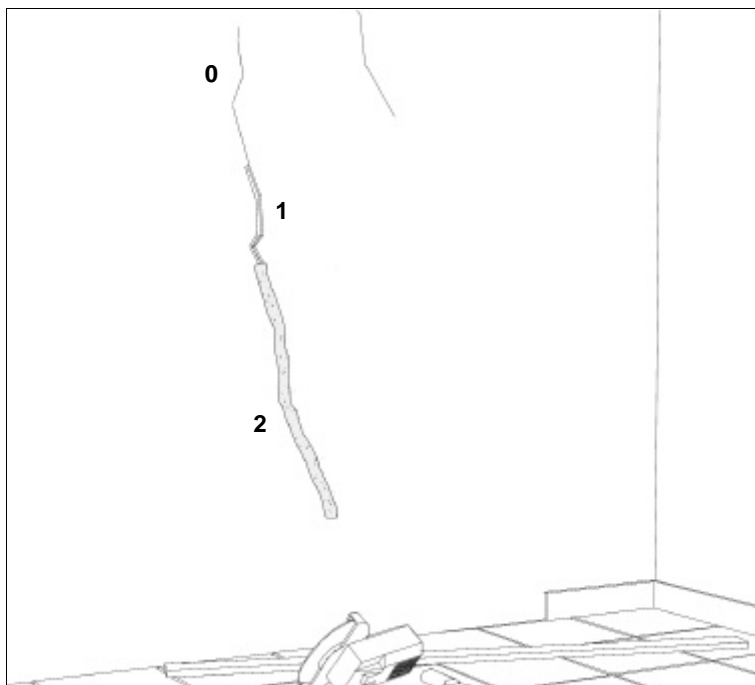


Fig. 4.107.
Saneado y retacado de grietas

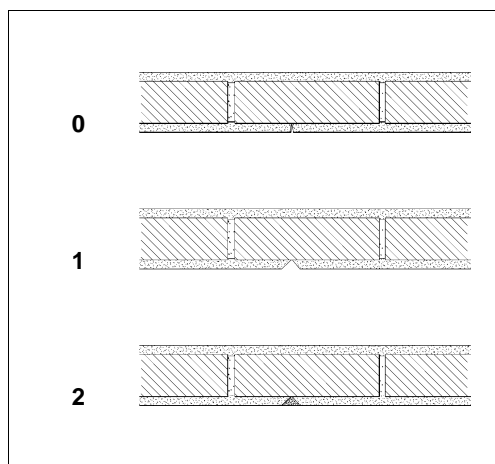


Fig. 4.108.
Detalle del acabado interior en un dintel, descubierto en el momento de sanear la grieta aparecida por el movimiento sísmico



to), semielástico (mortero rígido modificado con aditivos), o elásticos. Por último serán recuperados los acabados interiores.

Debe procurarse que la apertura de la fisura sea lo más pequeña posible ya que en caso contrario los movimientos de la fábrica durante la vida del inmueble podrían provocar que la lesión se manifestara de nuevo.

Cuando se ha expuesto el saneado y retacado de grietas se ha aludido a la necesidad de utilizar una malla de fibra de vidrio en el interior del acabado si no se desea que la grieta se vuelva a exteriorizar. Lo mismo ocurre en el caso de las fisuras. Si se ejecuta adecuadamente el sellado no es necesario el uso de materiales auxiliares que no sean el propio sellante. Realizado de una forma incorrecta la reparación ocasionará en un breve espacio de tiempo la aparición periódica o definitiva de la fisura.

Reposición de acabados demolidos

Son numerosas las operaciones de reparación que requieren la demolición de los acabados interiores o exteriores para el análisis y reparación de los daños.

Cuando no sea necesario descubrir la totalidad de las fábricas habitualmente los picoteados serán puntuales sobre las partes que manifestaran daños. No obstante, cuando se aprecie que los daños en los acabados de un paño superen el 60% de su superficie, será más conveniente desde el punto de vista económico y de la calidad de los trabajos ejecutados, recuperar la totalidad del acabado en los planos afectados.

Al mismo tiempo se debe conocer la realidad material de los materiales existentes y las técnicas constructivas que sean más adecuadas al caso concreto estudiado. Póngase como ejemplo la ejecución de un guarnecido y enlucido interior. Si la superficie en la que debe de recibirse abarca uno o varios paños, será



Fig. 4.109.
Revestimiento cerámico dañado por efecto de un sismo

a. Vivienda en el Campo de Ricote

b. Vivienda en Cehegín

c. Detalle del recibido de los azulejos sobre la torta de mortero en la vivienda de Cehegín

posible la ejecución de maestras, mientras que para pequeñas superficies el revestimiento de yeso deberá de ser ejecutado a mano por el albañil sin la ayuda de guías auxiliares.

Alicatados

Es corriente encontrar en viviendas afectadas por un seismo revestimientos cerámicos que se hayan visto más o menos afectados, fuera cual fuera el nivel de daños global de los inmuebles.

Pónganse como ejemplos los de dos inmuebles que presentaban este tipo de daños. En la **Figura 4.109.a** se puede ver el baño de una vivienda muy cercana al lugar del epicentro (Campo de Ricote) en la que se habían producido derrumbes parciales y graves daños estructurales. En la **Figura 4.109.b** se observa el estado en el que ha quedado el alicatado, parcialmente derruido y totalmente despegado, en una vivienda situada a 50 Km del epicentro en la que resultaba difícil encontrar fisuras u otro tipo de daños en el resto de estancias o del edificio.

En el primer caso los daños estarían relacio-

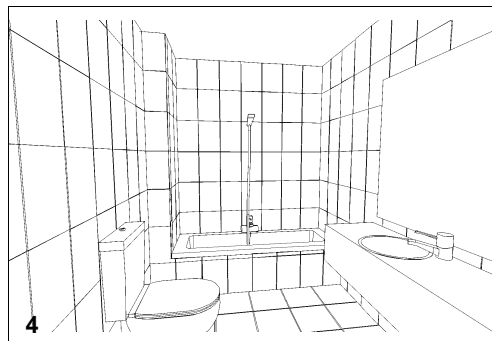
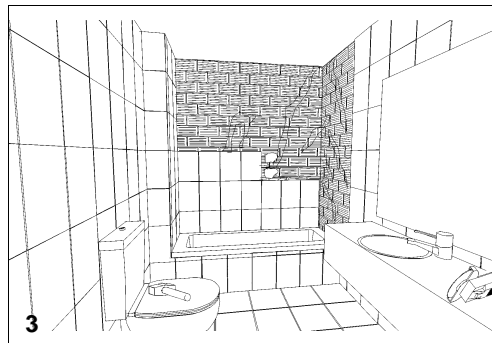
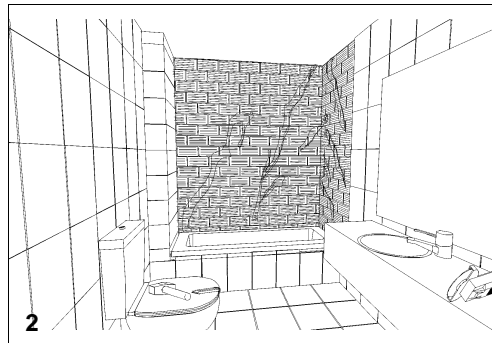
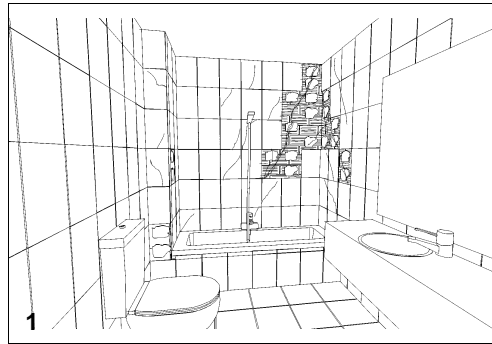
nados directamente con la vibración transmitida desde el paramento. En el segundo caso la caída del alicatado se ha visto favorecida por la falta de adherencia entre las piezas cerámicas y la tradicional torta de mortero. Como se sabe el mortero de cemento es poco eficaz en piezas poco porosas y mayores de 15x15 cm como en el ejemplo mostrado.

Estos dos ejemplos permiten comprobar lo difícil que resulta en muchos casos establecer en qué grado el desprendimiento de alicatados está relacionado con el movimiento sísmico o con un defecto constructivo previo.

Los aspectos que permiten realizar un juicio en este sentido son los siguientes.

Fig. 4.110.
Reparación de alicata-
do

1. Demolición del alicata-
do roto o desprendido
2. Saneado y retacado
de grietas
3. Reposición de alicata-
do
4. Junteado, recibido de
sanitarios y conexión de
instalaciones



a. Nivel global de daño en el edificio y la vivienda.

b. Tipo de tabiquería en la que esta recibido el revestimiento.

c. Alcance del daño de la fábrica que forma el tabique.

d. Tamaño, tipo y antigüedad de la baldosa.

e. Adecuación del mortero o del adhesivo al tipo de baldosa existente.

La reparación del alicatado tanto si es parcial como si es completa sigue los pasos siguientes, **Figura 4.110.**

1. Demolición y retirada del alicatado desprendido o afectado incluyendo el mortero de agarre, dejando al descubierto la fábrica. Desmontaje de aparatos sanitarios que dificulten la ejecución de los trabajos.

2. Reparación de las grietas que presente la fábrica descubierta, mediante uno de los procedimientos expuestos, con atención al posible desmontaje de instalaciones que se pudieran ver implicados en la reparación.

3. Reposición del alicatado.

4. Junteado, recibido de los aparatos sanitarios, conexión a las instalaciones y colocación de objetos de decoración desmontados.

Solados

En muchos de los casos estudiados los antiguos solados de piezas cerámicas, o de otro tipo de pequeñas dimensiones, han sido sustituidos con el paso del tiempo por pavimentos de gres u otro material de pequeño espesor y medidas superiores a los 30x30 cm.

Cuando los pavimentos originales se conservan los daños que sufren como consecuencia

de un seísmo, están directamente relacionados con patologías que presentan los forjados o los rellenos sobre los que están recibidos. Es rara la rotura de piezas pero muy frecuente la pérdida de planeidad de la superficie. Hasta que se comienzan a utilizar los pegamentos los solados se reciben con mortero de cemento o de cal y, dependiendo del tipo de pavimento, sobre una capa de arena de asiento. Con el movimiento sísmico, al movimiento de la estructura de viguetas de madera y de sus correspondientes revoltones, se les puede unir un asiento diferencial de la capa bajo el solado.

En la **Figuras 4.111** se muestra la pérdida de planeidad de dos solados, uno de ellos de piezas cerámicas cuya cesión está ligada a daños estructurales, y otro de piezas de terrazo cuyo movimiento diferencial está relacionado con el daño en el forjado así como en el movimiento de la capa de asiento.

En el caso de solados ejecutados recientemente, como el pavimento de gres de la **Figura 4.112**, la rotura que se produce por la esbeltez de las piezas y su fragilidad ante los esfuerzos de flexión que le transmite el forjado cuando vibra por efecto del seísmo.

La reparación de los solados depende del tipo de daños que presentan, de su material constitutivo, y del sistema con el que hayan sido recibidas las piezas. En el caso de rotura de baldosas, estas pueden ser sustituidas por otras nuevas aunque este tipo de actuación significará un daño estético evidente.

En el caso de cesiones globales de parte del solado como el que se presentaba en la **Figura 4.111.b**, se puede realizar un desmontaje parcial de una zona de pavimento buscando los rincones con paramentos más cercanos, o recibiendo nuevamente las baldosas hasta recuperar el nivel del área de pavimento no desmontada. Ésta última operación será posible sólo en el caso de pavimentos de terrazo o cerámicos con un espesor mayor de 8mm recibidos con mortero de cemento sobre una capa de asiento ya que en el caso de



Fig. 4.111.
Pérdida de planeidad de un solado por efecto de un sismo

a. Solado de terrazo con asiento diferencial de badosas

b. Solado cerámico con asiento solidario de una parte del mismo



Fig. 4.112.
Detalle de daños en solado de gres

Fig. 4.113.
Falso techo de cañizo una vez que ha sido demolida la parte que no había colapsado



Fig. 4.114.

Ejemplo de falso techo que ha debido ser demolido para inspeccionar los daños sobre el forjado



pavimentos pegados, o tan esbeltos y frágiles como las baldosas de gres, el desmontaje conllevará ciertamente una gran rotura de piezas.

Falsos Techos

Los falsos techos tradicionales poseen una estructura auxiliar de listones de madera suspendidos de la estructura, colocados cada 80 cm como máximo. Esta subestructura sirve de soporte a un manto de cañizo sobre el que se recibe el *cielo raso* de yeso.

Con motivo de un movimiento sísmico son varios los tipos de daño que puede sufrir el falso techo.

- a.** Colapso de la totalidad del falso techo
- b.** Desprendimiento de la subestructura auxiliar de listones, de la estructura principal de forjado o techo.
- c.** Desprendimiento del manto de cañizo de la subestructura de listones.
- d.** Rotura local del cañizo y cielo raso por caída de objetos desde un nivel superior o por cambio de la geometría del conjunto.
- e.** Agrietamiento o fisuración del cielo raso.
- f.** Rotura de molduras o remates perimetrales
- g.** Demolición de falso techo no lesionado obligado por la reparación de la estructura horizontal de forjados o de cubierta.



Fig. 4.115.

Ejemplos de falsos techos dañados por el sismo

a. Falso techo tradicional de cañizo

b. Falso techo de placas de escayola decorativa



En el caso de colapso del falso techo la única reparación posible resulta la reconstrucción.

Si se desprende la estructura auxiliar de la principal, o el cañizo de la subestructura de listones, será posible sustituir la parte afectada pero ello requerirá al menos la demolición del área mínima que permita el acceso a los daños y la ejecución de los trabajos. Si es factible la restauración de una parte del falso techo afectado la demolición deberá de bus-

car los encuentros con las paredes más cercanas y los rastreles de madera que no se hayan visto afectados. La recuperación del cañizo se puede hacer con simples placas de escayola o por medio de una malla de acero galvanizado lo suficientemente densa para que se adhiera el yeso. Esta malla convenientemente tensada y fijada al resto del cañizo permite la aplicación directa del yeso en masa, que antes de su fraguado se enrasa con el resto del falso techo con la ayuda de una regla.

En el caso de roturas locales del cañizo (**Figura 4.115.a**), es posible recortar con la radial los bordes que presenten roturas o desprendimientos. Si es repuesto con placas de escayola, el recorte puede ser regular o efectuado a medida. Si la reparación va a ser realizada con la utilización de malla de acero galvanizada u otro material, cosida a la subestructura, el recorte podrá ser irregular.

El agrietamiento del cielo raso se resuelve con el mismo procedimiento utilizado para el sellado de fisuras en paramentos. Si se opta por enmasillar de una forma sencilla las fisuras o grietas del falso techo, sin limpiar sus bordes ni procurar cintas de papel o mallas de fibra sobre ellas, muy probablemente terminará manifestándose con el tiempo.

Además de los falsos techos de tipo tradicional también es posible encontrar en las viviendas tradicionales, falsos techos realizados con materiales industrializados como el que se muestra en la **Figura 4.115.b**. En este caso la reparación resulta más sencilla en cuanto a la puesta en obra del material, que es conocido y manejado por los oficiales yesistas de forma habitual, si bien en ocasiones resulta difícil conseguir el mismo tipo de placas que las dañadas.

Tanto los falsos techos tradicionales como aquellos ejecutados con materiales industrializados suelen estar rematados perimetralmente por cornisas de yeso prefabricadas, o ejecutadas a mano, que sufren daños como los que se muestran en la **Figura 4.116**. Si la



Fig. 4.116.
Cornisa perimetral corrida ejecutada artesanalmente en falso techo de cañizo



Fig. 4.117.
Falso techo decorativo de escayola



Fig. 4.118.
Revestimiento desprendido a consecuencia del sismo

Fig. 4.119.

Rotura de enfoscados de cemento como consecuencia del agrietamiento de los encuentros entre la estructura horizontal y vertical

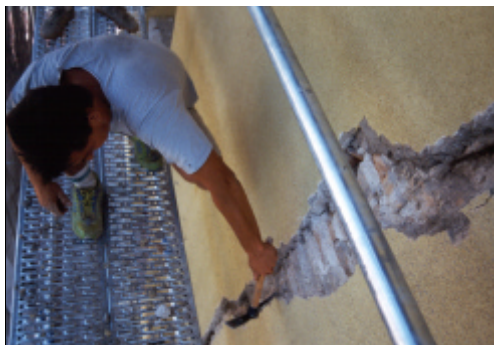


Fig. 4.120.

Picado de revestimientos exteriores en modo de poder evaluar y examinar los daños sufridos por la iglesia de la localidad de Albudeite

a. Detalle de los trabajos

b. Medios auxiliares necesarios para la ejecución de los trabajos.



cornisa es prefabricada y se ha desprendido o roto, se corta con ayuda de una radial y se sustituye por una nueva. Si no fuera posible encontrar el mismo perfil, o la original hubiera sido realizada de forma manual, el oficial yesista podrá construir una *terraja* metálica utilizando como modelo la parte que se conserva. Una vez preparada una banda de yeso fresco se utilizará la plantilla construida con el auxilio de una regla, para correr por ella recu-

perando el perfil original deseado. En el caso de la existencia de fisuras, éstas se pueden sellar empleando bandas de papel, de fibras o textiles, que posteriormente se rematan superficialmente recuperando cada una de las molduras que conforman el perfil a recuperar.

En los falsos techos decorativos como el que aparece en la **Figura 4.117**, será obligado el recurrir a pequeñas terrajas de madera o incluso de cartón para la restauración de las molduras cuyo costo vendrá dado por el tiempo de mano de obra especializada y los medios auxiliares utilizados, y no por el valor del material empleado.

4.7.2.2. Revestimientos exteriores

No existe gran diferencia cualitativa entre el significado de los daños o su reparación, en el caso de revestimientos exteriores respecto de los revestimientos interiores. Los materiales utilizados exteriormente en las fábricas serán, en general, más resistentes, y tendrán que ser reparados cuando se hayan agrietado o fisurado junto al soporte, **Figura 4.119**, o cuando la ejecución de trabajos sobre los muros obligue a su demolición para poder reparar el soporte, **Figura 4.120**. Las diferencias más importantes en cuanto a los acabados interiores están en la frecuente necesidad de costosos medios auxiliares para llegar a acceder a las lesiones (que pueden ser mayores que los costes de la reparación en sí), y a la verificación de desprendimientos de grandes áreas de revestimientos, **Figura 4.118**. Esto ocurre con menos frecuencia en el caso de acabados interiores porque su longitud se ve cortada tanto por los forjaos como por las particiones interiores.

La reparación de los acabados exteriores está relacionada muy directamente con el material de que se trate. Antes de reintegrar los revestimientos será necesario la estructura y reparar las grietas o fisuras del soporte ya que de otro modo los movimientos de la fábrica terminarán por reproducir la lesión.

Tanto si se utiliza el mismo material como si se utiliza un material diferente, en la reparación debe de asegurarse la fijación del nuevo revestimiento al soporte, su unión con el antiguo revestimiento y la compatibilidad con los movimientos de origen térmico o estacionario.

En la Figura 4.121. se muestran los trabajos que se están llevando a cabo en una fábrica que resultó muy afectada en la localidad de Mula. La gran cantidad de picoteados que hubieron de ser realizados para reparar los daños hizo optar a los propietarios por la demolición del resto de acabados y por la ejecución de un nuevo mortero monocapa. Tal y como se puede ver en el detalle se utilizó una malla para asegurar que las grietas reparadas en paños, hueco y dintel no se manifestaran nuevamente con el tiempo.



Fig. 4.121.
Ejecución de mortero monocapa en la fachada de un edificio afectado por el seísmo

a. Vista general

b. Detalle de la utilización de malla de fibra de vidrio para las uniones entre superficies o en el caso de presencia de grietas



A n e x o 1.

Bibliografía y textos de referencia



Anexo 1.1. Textos de referencia

Capítulo 1

Bland, D. R.: *Wave theory and applications*. Buxton ed., Clarendon press, Oxford, 1988.

Boschi, E.: "Alcuni elementi di Sismologia". Actas del Curso "Fondamenti di Ingegneria Sismica". Bologna, 1984.

Clough, R.W. y Penzien, J.: *Dynamics of Structures*. Mc Graw Hill, U.S.A 1975.

Elmore W. C. y Heald M. A.: *Physics of waves*. Dover Publications, New York, 1969.

Evernden, J. F.: "Study of regional seismicity and associated problems". *Bull. Seism. Soc. Amer.* Tomo 60: num.2, 1970. pp.393-446.

Flores, G.: *Perché il terremoto?*. Tea, Italy. 1999.

Lanzo, G. y Silvestri, F.: *Risposta sismica locale*. Ed. Hevelius, Benevento (Italia), 1999.

Murphy, J. R. y O'Brien, J. L.: "The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters". *Bull. Seism. Soc. Amer.* Tomo 67: num 3.(1977). pp. 877-915

Gutenberg, B. y Richter, C.F.: *Seismicity of the Earth*. Hafner, New York, 1965.

Chen, W. F.: *Handbook of Structural Engineering*. CRC Press, New York, 1997.

Kaila, K. L. y Narain, H.: "A new approach for the preparation of quantitative seismicity maps". *Bull. Seism. Soc. Amer.*, Tomo 61, 1971. pp. 1275-91.

Kandinsky-Cade, K.; Toksoz, M.N.; Barka, A.A.: "Space-time migration of Shallow Earthquakes in Eurasia and implications for Earthquake prediction", in *Ground Motion and Engineering Seismology*, A. S. Cakmak (ed), Elsevier, 1987.

Pain, H. J.: *The physics of Vibrations and Waves*. John Wiley & Sons, Bristol, 1979.

Reid, H. F.: "The mechanics of the Earthquake in the California Earthquake of April 18 1906", *Report of the State Investigation Committee*. num 2. Carnegie Institution of Washington,. Washington, 1910.

Thomson, W.T.: *Theory of Vibration*. Prentice Hall, Great Britain, 1966.

Varios autores: *Ground Motion and Engineering Seismology*. A. S. Cakmak (ed), Elsevier, 1987.

Wegener, A.: *El origen de los continentes y océanos*. Ediciones Pirámide, S.A., Madrid 1983.

Capítulo 2

Adam, P.P.: *La construcción romana, materiales y técnicas*. Editorial de los oficios, León, 1996.

Alonso, J.: "La construcción con bloque, orientaciones constructivas y de proyecto". *Informes de la construcción*, nº 326, pp. 29-49. Instituto Eduardo Torroja. Madrid.

Alonso, S.: *Pueblos de la región de Murcia*. Ed. Mediterráneo, Barcelona, 1989.

Baena, J; Barranco, L, M.: *Mapa neotectónico, sismotectónico y de actividad de fallas de la región de Murcia*. Instituto Tecnológico GeoMinero de España, Madrid, 1993.

Battista Alberti, L.: *De Re Aedificatoria*. Ed. Akal., Madrid, 1991.

Barahona, C.: *Revestimientos continuos en la Arquitectura Tradicional Española*. MOPT, Madrid, 1991.

Del Rey, J. M: *Arquitectura rural valenciana*. Generalitat Valenciana, Valencia 1998.

Espuga J.; Berasategui, D.; Gibert, V.: *Revoques y estucados. Teoría y práctica*. Ediciones UPC, Barcelona, 1999.

Fatás, G.; Borrás, G. M.: *Diccionario de términos de arte y elementos de Arqueología, Heráldica y Numismática*. Alianza Ed, Madrid, 1999.

Feduchi, L.: *Itinerarios de la arquitectura popular española*. 5 tomos. Editorial Blume, Barcelona, 1974-1984.

Fortea, M; López, V.: *Bóvedas extremeñas. Proceso constructivo y análisis estructural de bóvedas de arista*. Colegio Oficial de Arquitectos de Extremadura, Badajoz, 1998.

García Grinda, J. L.: *Arquitectura popular de Burgos*. Colegio Oficial de Arquitectos de Burgos, Madrid, 1988.

González, P.: *Cerámica preindustrial en la provincia de Valladolid*. Tomo 2. Excmo. Colegio oficial de arquitectos de Valladolid - Caja de ahorros provincial de Valladolid, Valladolid, 1989.

Flores, C.: *Arquitectura popular Española*. 5 tomos. Editorial Aguilar, Madrid 1973-1977.

Heyman, J.: *Structural Analysis*. Cambridge Univertity Press, Cambridge, 1998.

Heyman, J.: *El esqueleto de piedra. Mecánica de la arquitectura de fábrica.* Instituto Juan de Herrera, Madrid, 1999.

Heyman, J.: *Teoría, historia y restauración de Estructuras de fábrica.* Instituto Juan de Herrera, Madrid, 1995.

Houben, H; Gillaud, H.: *Traité de construction en terre.* Ed. Parenthèses, Marseille, 1995.

Normativa relacionada en este mismo anexo

Moya, L.: *Bóvedas tabicadas.* Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, Madrid, 1993.

Navapalos, Centro de Investigación: *Arquitectura de tierra.* Encuentros Internacionales. Ministerio de Fomento, Madrid 1998.

Pérez, J. L. J.; Úbeda, P.; López, F.; Pascual, J.: *Restauración y rehabilitación. U.D.2.* Fundación Escuela de la Edificación, Madrid, 1995.

Ródenas, J.M.: *Guía de arquitectura de Mula.* Excmo. Colegio oficial de arquitectos de Murcia, Murcia, 1991.

Roldán, F. P.: *Arquitectura popular de la provincia de Valladolid.* Diputación Provincial de Valladolid, Valladolid, 1996.

Varios autores: *Actas del primer congreso nacional de historia de la construcción.* Instituto Juan de Herrera, Madrid, 1996.

Varios autores: *Atlas inventario de riesgos naturales de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia.* Instituto Tecnológico GeoMinero de España, Madrid, 1995.

Varios autores: *Apuntes de la cátedra de construcción de la E.T.S. Arquitectura de Valladolid.* Escuela técnica superior de arquitectura de Valladolid, Valladolid, 1995.

Varios autores: *Guía práctica de la cantería.* Escuela taller de restauración "Centro Histórico de León", León, 1993.

Varios autores: *Manual. Ejecución de fachadas con ladrillo cara vista.* Sección de Ladrillo Cara Vista de Hispalyt, Madrid, 1998.

Villegas, L.: *Las estructuras de fábrica actuales.* Publicaciones GTED, Santander, 1995.

Villegas, L.; Tuesta, N.; Ibáñez, J.: *"Estudio de la resistencia a flexo-compresión de elementos no esbeltos de fábrica de bloques de hormigón con o sin armadura a partir del ensayo de muretes". Informes de la construcción, nº 434, pp.53-68, Instituto Eduardo Torroja, Madrid.*

Vitrúvio Polión, M. L.: *Los diez libros de Arquitectura.* Alianza Ed., Madrid, 1995.

Capítulo 3

Ambrose, J.; Vergun, D.: *Design for Earthquakes*. John Wiley & Sons, New York, 1999.

Anthoine, A.; Renda, V.; Molina, J.; Verzeletti, G.: *"The Geraci Palace Project: Numerical Analysis and Pseudodynamics Testing"*. *Int. Workshop on Seismic Performance of Built Heritage in Small Historic Centres*, Assisi, Italy, 1999.

Astiz: *"The Importance of Earthquake- The Case of the Comares Tower in the Alhambra Palace of Granada"*, in *Structural Analysis of Historical Constructions II*. Roca Gonzales, Oñate, Lourenço Ed. CIMNE, Barcelona, pp. 19-37, 1998.

Ist. Beni Artistici: *Architettura e Terremoti*. Culturali e Naturali Regione Emilia Romagna, Parma, 1986.

Binda, L.; Modena, C.: *"Examples of Intervention in Ancient Constructions"*. *Structural Analysis of Historical Constructions II*. Roca Gonzales, Oñate, Lourenço Ed. CIMNE, Barcelona, pp. 259-286, 1998.

Bonzi, A.; Pizzigalli, E.; Eusebio, M.; Ravasio, F.: *"Dynamic Tests and Monitoring of the Leaning Tower of Pisa. Aims, Methodology and Results"*. *International Colloquium on Inspection and Monitoring of the Architectural Heritage*, Ferrari ed., pp. 153-160, 1997.

Bowles, J. E.: *Foundation Analysis and Design*. 4th edition, Mc Graw Hill, 1988.

Calvi, G.M.: *"Performance-based Approaches for Seismic Assessment of Existing Structures"*. *Proc. of XI Eur. Conf. on Earth. Eng.* F. Bisch, P. Labbé & A. Pecker (eds), BALKEMA, Rotterdam, 1998.

Calvi, G.M.: *"Cálculo de Estructuras de Fábrica Armada contra el Sismo"*. *Informes de la Construcción*, vol.44, n°421, 1992.

Carfagni, M.; Carfagni, S.: *"Using Numerical and Experimental Modal Analysis in Building Conservation: the Case of the Medieval Belltower of the Church of Badia Fiorentina in Florence, Italy"*. *Florence Modal Analysis Conference*, Firenze, 10-12 Settembre 1991.

Castellani, A. y otros: *Costruzioni in Zona Sismica*. Masson Ed., Milano, 1983.

Chiaruggi, A.; Bartoli, G.; Morano, S.G.: *"The Surveillance of Brunelleschi Dome in Florence"*. *Struct. Anal. of Hist. Constr. II*, Roca ed. CIMNE, Barcelona, pp. 337-354, 1998.

Circ. LL. PP. n° 21745 del 30/07/81. *Istruzioni alla Normativa per riparazioni e rafforzamento di edifici in muratura*. Italia, 1981.

Clough, R.W.; Penzien, J.: *Dynamics of Structures*. Mc Graw Hill, U.S.A 1975.

Dowrich, D. J.: *Earthquake Resistant Design*. John Wiley & sons, Greit Britain, 1994.

Erken, A. & Ansal, A.: *"Liquefaction Potential of Sandy Soils during 1992 Erzincan Earthquake"*. *Proc. of XI Eur. Conf. on Earth. Eng.* F. Bisch, P. Labbé & A. Pecker (eds), BALKEMA,

Rotterdam, 1998.

Esposito, G.; Fraldi, M.; Gesualdo, A.: *"Modelli ad Elementi Finiti Equivalenti per Murature in Laterizio"*. XIII Congresso AIMETA, Siena 1997.

Eurocodigo 1, UNE-ENV. *Basis of Design and Actions on Structures*. 1991.

Eurocodigo 6, UNE-ENV. *Design of Masonry Structures*. 1996.

Eurocodigo 8, UNE-ENV. *Design Provisions for Earthquake Resistant Structures*. 1998.

Faccioli, E.: *"Liquefazione dei Terreni Granulari Saturi per Effetto di Sollecitazioni Sismiche"*. *Costruzioni in zona sismica*, Masson Ed., Milano, 1983.

Gavarini, C.: **Dinamica delle Strutture**. Ed. Scientifiche Associate, Roma, 1978.

Genovese, F.; Vestroni, F.: *"Identification of Dynamic Characteristics of a Masonry Building"*. *Proc. of XI Eur. Conf. on Earth. Eng.* F. Bisch, P. Labbé & A. Pecker (eds), BALKEMA, Rotterdam, 1998.

Harris, C.M.; Crede, C.F.: *Shock and Vibration Handbook*. Mc Graw Hill, New York, 1961.

Hendry, A. W.; Sinha, B. P.; Davies, S. R.: *Design of Masonry Structures*. E & FN SPON ed., London 1997.

Lancellotta, R.: *Geotecnica*. Zanichelli ed., 1993..

Lanzo, G.; Silvestri, F.: *Risposta Sismica Locale*. Hevelius Ed., Benevento (Italia) 1999.

Lourenço, P.B.: *"Experimental and Numerical Issues in the Modelling of the Mechanical Behaviour of Masonry"*. *Struct. Anal. of Hist. Constr. II*. Roca ed. CIMNE, Barcelona, pp. 57-91, 1998.

Gambarotta, L.; Lagomarsino, S.: *"Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Walls. Part I"*. *Earth. Eng. & Struct. Dyn.*, vol.26, 423-439, 1997.

Macchi, G.: *"Problems Related to the Original Conception-The Case of Pavia Cathedral"*. *Struct. Anal. of Hist. Constr. II*. Roca ed. CIMNE, Barcelona, pp. 39-56, 1998.

Macchi, G.: *"Seismic Risk and Dinamic Identification of Towers"*. *Int. Workshop on Seismic Performance of Built Heritage in Small Historic Centres*, Assisi, Italy, 1999.

Mann, W.: *"Avances en la construcción de obras de fabrica"*. *Informes de la Construcción*, vol. 44, n° 421, 1992.

Méneroud, J.P.: *"Seismic Zonation Problems"*. *Proc. 10th Eur. Conf. on Earth. Eng.* Vol. 4, 2531-2535, G. Duma ed., A.A. Balkema, Rotterdam 1995.

Molins, C.: *"Numerical simulation of the ultimate response of arch bridges"*. *Struct. Anal. of Hist. Constr. II*. Roca ed. CIMNE, Barcelona, pp. 93-123, 1998.

Mori, D.: *"Non-linearity of masonry stone walls under in plane cyclic load proposal for engineering practice". Int. Workshop on Seismic Performance of Built Heritage in Small Historic Centres.* Assisi, Italy, 1999.

Motta, F.: *"Resistenza Sismica degli Edifici in Muratura". Ingegneria Sismica.* n°3, pp 3-14, 1992.

Newmark, N. M., Rosenbluth E.: *Fundamentals of Earthquake Engineering.* Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1971.

Norma Básica de la Edificación NBE - AE/88, 1988.

Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-94), 1994.

Paglietti, A.; Porcu M.C.: *"Extra Load in Columns due to Floor Rocking under Vertical Seismic Motion". Proc. 10th Eur. Conf. on Earth. Eng.* Vol. 2, 1259-1264, G. Duma ed., A.A. Balkema, Rotterdam 1995.

Paglietti, A.; Porcu M.C.: *"Controlling Dynamic Stress in Structures through Plastic Limiters". Proc. 1st Eur. Conf. on Struct. Control.* A. Baratta & J. Rodelar (eds), 483-490, World Scientific, Singapore, 1996.

Paglietti, A.; Porcu, M.C.: *"Rigid-plastic Approximation to Predict Plastic Motion under Strong Earthquakes". Earth. Eng. & Struct. Dyn.,* Vol.30, pp.115-126, 2001.

Pietruszczak, S.; Niu, X.: *"A Mathematical Description of Macroscopic Behaviour of Brick Masonry". Int. J. Solids Structures.* Vol. 29, No. 5, pp. 531-546, 1992.

Pitilakis, K. D.: *"Seismic Microzonation Practice in Greece: A critical Review of Some Important Factors". Proc. 10th Eur. Conf. on Earth. Eng.* Vol. 4, 2537-2545, G. Duma ed., A.A. Balkema, Rotterdam 1995.

Pizzigalli, E. et al.: *"Static and Dynamic Characterization of Gombito Tower in Bergamo". International Colloquium on Inspection and Monitoring of the Architectural Heritage.* Ferrari ed., pp. 169-176, 1997.

Porcu, M.C.: *"Comparison Between Elastic-plastic and Rigid-plastic Response of SDOF systems in Seismic Motion".* F. Bisch, P. Labbé & A. Pecker (eds), BALKEMA, Rotterdam, 1998.

Porcu, M.C.: *"Aumento del carico assiale sui pilastri per rollio dei piani in telai soggetti a forze sismiche verticali eccentriche". Ingegneria Sismica,* N.1, pp.39-46, 1995.

Reid, H. F.: *"The Mechanics of the Earthquake, the California Earthquake of April 18 1906". Report of the State Investigation Committee.* Carnegie Institution of Washington, Washington, 1910.

Roca, P.; Pellegrini, L.; Oñate, E.; Hanganu, A.: *"Analysis of the Structure of Gothic Cathedrals Application to Barcellona Cathedral". Struct. Anal. of Hist. Constr. II.* Roca ed. CIMNE, Barcelona, pp. 231-258, 1998.

Seed, H. B.; Ugas C.; Lysmer, J.: *"Site Dependent Spectra for Earthquake Resistant Design"*. Earthquake Research Center. Report No. EERC 74-12, University of California, Berkeley, Nov. 1974.

Schnabel, P.B.; Lysmer, J.; Seed, H. B.: *"SHAKE - A computer program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites"*. Earth. Eng. Research Center. Rept. No EERC 72-12, University of California of Berkeley, CA, 1972.

Thomson, W.T.: *Theory of Vibration*. Prentice Hall, Great Britain, 1966.

Tomazevic, M.; Weiss, P.: *"Seismic Behaviour of Plain and Reinforced Masonry Building"*. *Journal Struct. Engrg.* N.120 (2), pp. 323-338, 1994.

Tomazevic, M.: *"Verifica di Resistenza Sismica negli Edifici in Muratura: Seguendo le Nuove Tendenze"*. *Murature Oggi*, N.60, 1998.

Tomazevic, M.: *"Earthquake-resistant design of masonry buildings"*. Imperial College Press, London, 1999.

Viggiani, C.: *Fondazioni*. Hevelius Edizioni, Napoli, Italy, 1999.

Zaalishvili, V. B.: *Modern Concept of Seismic Microzoning*.

Wolf, J. P.: *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*. M. Hays ed., Prentice Hall, U.S.A., 1994.

Varios autores: *Design Earthquake Resistant Structures*. E. Rosembueth Ed., pag. 27-53, Pentech Press, Plymouth, GB, 1980.

Varios autores: *Ground Motion and Engineering Seismology*. A. S. Cakmak (ed), Elsevier, 1987.

Varios autores: *Handbook of Structural Engineering*. W. F. Chen (Ed.), CRC Press, New York, 1997.

Varios autores: *Ingegneria Geotecnica nelle Aree Sismiche*. T. Crespellani, CISM ed., 1999.

Varios autores: *Structural Analysis of Historical Constructions II*. Roca ed. CIMNE, Barcelona, 1998.

Capítulo 4

Abásolo, A.: *Apeos y grietas en la edificación*. Ed. Munilla-Lería, Madrid, 1996.

Accardo, G.; Vigliano, G.: *Strumenti e materiali del restauro*. Edizioni Kappa, Roma, 1989.

Addleson, L.: *Fallos en los edificios*. Hermann Blume, Madrid, 1986.

Baena, J; Barranco, L, M.: *Mapa neotectónico, sismotectónico y de actividad de fallas de la región de Murcia*. Instituto Tecnológico GeoMinero de España, Madrid, 1993.

Barahona, C.: *Revestimientos continuos en la Arquitectura Tradicional Española*. MOPT, Madrid, 1991.

Barbat, A. H.: *El riesgo sísmico en el diseño de edificios. Cuadernos técnicos 3*. Calidad Siderúrgica, Madrid, 1998.

Blázquez, R.: *Instrumentación sísmica de obras civiles*. Centro de estudios y experimentación de obras públicas, Madrid, 1982.

Bozzo, L.M.; Barbat, A.H.: *Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas*. Editorial Revert, Sant Joan Despí (Barcelona), 2000.

Calavera, J.: *Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado. Tomo 1*. INTEMAC, 1996.

Calvi, G. M.: *"Cálculo de estructuras de fábrica armada contra el seísmo"*. *Informes de la construcción*, nº 421, pp. 95-111, Instituto Eduardo Torroja. Madrid.

Calvo, A.: *Conservación y restauración*. Ediciones del Serbal, Barcelona, 1997.

Canet, J. M.; Barbat, A. H.: *Estructuras sometidas a acciones sísmica. Cálculo por ordenador*. Centro Internación de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, 1988.

Castellani, A. y otros: *Costruzioni in Zona Sismica*. Masson Ed., Milano, 1983.

De Miguel, J.L.: *Acción sísmica sobre los edificios*. Excmo. Colegio oficial de arquitectos de Murcia, Murcia, 1989.

Di Stefano, R.: *Il consolidamento strutturale nel restauro achitettonico*. Edizioni Scientifiche Italiana, Napoli, 1990.

Dowing, C.H.: *Blast vibration monitoring and control*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1985.

Espuga J.; Berasategui, D.; Gibert, V.: *Revoques y estucados. Teoría y práctica*. Ediciones UPC, Barcelona, 1999.

Feilden, B.: *Between two earthquakes. Cultural property in seismic zones*. ICCROM - The Getty conservation institute, California, 1987.

Gil, A.; Chapinal, J. A.; Sánchez-Ortiz, M. Pilar: *Análisis sismotectónico de la Península Ibérica, Baleares y Canarias*. MOPT, Madrid, 1992.

Guliani, H.; Rodríguez, V.: *"Arquitectura sismo-resistente: respuesta morfológica"*. *Informes de la construcción*, nº 434, pp. 69-75, Instituto Eduardo Torroja, Madrid.

Harrison, B.: *Problems in roofing design*. Butterworth Architecture, U.S.A., 1992.

Heyman, J.: *Structural Analysis*. Cambridge University Press, Cambridge, 1998.

Heyman, J.: *El esqueleto de piedra. Mecánica de la arquitectura de fábrica*. Instituto Juan de Herrera, Madrid, 1999.

Heyman, J.: *Teoría, historia y restauración de Estructuras de fábrica*. Instituto Juan de Herrera, Madrid, 1995.

ITEC (área de rehabilitación del): *Aparells per a la diagnosi a la construcció*. Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya, Barcelona, 1988.

Jordá, J. F.: *Tectónica de placas. Evolución de las ideas sobre la dinámica interna de la Tierra*. Ed. Santillana, Madrid, 1998.

London, M.: *Respectful Rehabilitation, Masonry*. The Preservation Press, Washington, 1988.

López, G.: *Ruinas en construcciones antiguas. Causas, consolidación y traslados*. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid, 1976.

López, J. Oller, S.; Oñate, E.: *Cálculo del comportamiento de la mampostería mediante elementos finitos*. Monografía Cimne nº 46, dic. 98.

Lozano Martínez, A.; Lozano Apolo, G.: *Cursos Técnicas de intervención en el patrimonio arquitectónico*. Consultores Técnicos de Construcción, Gijón, 1995.

Morán, F.: "Estimación de la seguridad residual en estructuras de hormigón con problemas patológicos". *Informes de la Construcción*, nº 434, pp. 39-51, Instituto Eduardo Torroja, Madrid.

Nuhfer, D. B.; Proctor, R. J.; Moser, P H.: *Guía ciudadana de los riesgos geológicos*. Ed. Luis Suárez & Manuel Regueiro, Madrid, 1997.

Mann, W.: "Avances en la construcción de obras de fábrica". *Informes de la Construcción*, vol. 44, nº 421, 1992.

Pérez, J. L. J.; Úbeda, P.; López, F.; Pascual, J.: *Restauración y rehabilitación*. U.D.2. Fundación Escuela de la Edificación, Madrid, 1995.

Perona, J.: *Demoliciones y su seguridad*. Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos, Murcia, 1997.

Roca, P.; González, J. L.; Oñate, E.; Lourenço, P. B.: *Structural analysis of historical constructions II. Possibilities of numerical and experimental techniques*. Centro Internación de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, 1998.

Serrano, F.: *Patología de la edificación. El lenguaje de las grietas*. Fundación Escuela de la Edificación, Madrid, 1999.

Sirvente Casanova, I.; de la Cruz, M. J.; García Barreira, A.: *Mejoramiento resistente de muros de mampostería por procedimientos de inyección*. Instituto técnico de la construcción, nº 3. 1993.

Tarbuck, R. J.; Lutgens, F. K.: *Ciencias de la Tierra. Una introducción a la geología física*. Prentice Hall, Madrid, 1999.

Tinë, S.: *La pratica del restauro*. BE-MA editrice, Milano 1988.

Tomazevic, M.: *"Earthquake-resistant design of masonry buildings"*. Imperial College Press, London, 1999.

Uriel, A.: *"Patología de las cimentaciones"*. *Informes de la construcción*, nº 350, pp. 5-35, Instituto Eduardo Torroja, Madrid.

Varios: *Tratado de Rehabilitación. Patología y técnicas de intervención. Elementos estructurales*. Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas - UPM, Ed. Munilla-Lería, Madrid, 1998.

Varios autores: *Atlas inventario de riesgos naturales de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia*. Instituto Tecnológico Geominero de España, Madrid, 1995.

Varios autores: *Curso de patología. Conservación y Restauración de edificios. Tomo 1*. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, Madrid, 1993.

Varios autores: *Curso de rehabilitación: La estructura. Vol. 5*. Colegio Oficial de arquitectos de Madrid, Madrid, 1989.

Varios autores: *Curso de rehabilitación: La cubierta. Vol. 6*. Colegio Oficial de arquitectos de Madrid, Madrid, 1989.

Villegas, L.; Tuesta, N.; Ibáñez, J.: *"Estudio de la resistencia a flexo-compresión de elementos no esbeltos de fábrica de bloques de hormigón con o sin armadura a partir del ensayo de muretes"*. *Informes de la construcción*, nº 434, pp.53-68, Instituto Eduardo Torroja, Madrid.

Anexo 1.2. Normativa

ACCIONES EN LA EDIFICACION. (Normativa Sísmica)

Norma Básica de la edificación-NBE-AE-88 "Acciones en la edificación"

REAL DECRETO 1370/1988, de 11-Noviembre, del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo
B.O.E.: 17-NOV-88

Aprobada inicialmente bajo la denominación de:

Norma "MV 101-1962" Acciones en la edificación

DECRETO 195/1963, de 17 de Enero, del Ministerio de la Vivienda
B.O.E.: 9-FEB-63

Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-94)

REAL DECRETO 2543/1994, de 29-DIC, del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente
B.O.E.: 8-FEB-95

UNE-ENV. Eurocódigo 8. Proyecto para resistencia al sismo de estructuras

Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR)
MAR-1998

Parte 1.1. Reglas generales. Acciones sísmicas y requisitos generales para estructuras

Parte 1.2. Reglas generales para edificación

Parte 1.3. Reglas generales. Reglas para materiales y elementos varios

Parte 1.4. Reglas generales. Refuerzo y reparación

Parte 2. Puentes

Parte 3. Torres, mástiles y chimeneas

Parte 4. Silos, tanques y conducciones

Parte 5. Cimentaciones, estructuras de retención y aspectos geotécnicos

CUBIERTAS.

Norma Básica de edificación "NBE-QB-90" cubiertas con materiales bituminosos

REAL DECRETO 1572/1990, de 30-NOV, del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo
B.O.E.: 7-DIC-90

Actualización del apéndice "Normas UNE de referencia" del anejo del Real Decreto

1572/1990 "Norma Básica de edificación "NBE-QB-90" cubiertas con materiales bituminosos"

ORDEN, de 5-JUL-96, del Ministerio de Fomento

B.O.E.: 25-JUL-96

NTE-QAT. Cubiertas Azoteas Transitables

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 2-JUL-73

NTE-QTF. Cubiertas Tejados Fibrocemento

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 20-MAR-76, 27-MAR-76, 3-ABR-76

NTE-QTG. Cubiertas Tejados Galvanizados

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 24-JUL-76, 31-JUL-76

NTE-QTL. Cubiertas Tejados aleaciones Ligeras

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 26-MAR-77

NTE-QTP. Cubiertas Tejados Pizarra

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 29-DIC-73

NTE-QTS. Cubiertas Tejados Sintéticos

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 13-OCT-76, 16-OCT-76

NTE-QTT. Cubiertas Tejados Teja

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 14-DIC-74, 21-DIC-74

NTE-QTZ. Cubiertas Tejados Zinc

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 18-OCT-75, 25-OCT-75

FACHADAS Y PARTICIONES.

NTE-PTL. Particiones Tabiques Ladrillo

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 15-SEP-73

NTE-PTP. Particiones Tabiques Placas y Paneles

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 29-MAR y 5-ABR-75

FORJADOS.

Fabricación y empleo de elementos resistentes para pisos y cubiertas

REAL DECRETO 1630/1980, de 18-JUL, de la Presidencia del Gobierno

B.O.E.: 8-AGO-80

modificada por:

Modificación de fichas técnicas a que se refiere el real decreto anterior sobre autorización de uso para la fabricación y empleo de elementos resistentes de pisos y cubiertas

ORDEN de 29-NOV-89, del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo

B.O.E.: 16-DIC-89

Actualización de las fichas de autorización de uso de sistemas de forjados

RESOLUCIÓN de 30-ENE-97, del Ministerio de Fomento

B.O.E.: 6-MAR-97

MUROS ESTRUCTURALES.

NTE-EFB. Estructuras de Fábrica de Bloques

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 3,10-AGO-74

NTE-EFL. Estructuras de Fábrica de Ladrillo

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 11-JUL-77

NTE-EFP. Estructuras de Fábrica de Piedra

Ministerio de Fomento

B.O.E.: 21-MAY-80

NBE-FL-90: "MUROS RESISTENTES DE FÁBRICA DE LADRILLOS"

REAL DECRETO 1723/1990, de 20 de diciembre

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo

SEGURIDAD Y SALUD EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCIÓN.

Disposiciones mínimas de seguridad y de salud en las obras de construcción

REAL DECRETO 1627/1997, de 24-OCT, del Ministerio de la Presidencia

B.O.E.: 25-OCT-97

Prevención de Riesgos Laborales

LEY 31/1995, de la Jefatura del Estado

B.O.E.: 10-NOV-95

Reglamento de los Servicios de Prevención

REAL DECRETO 39/1997, de 17-ENE, del Ministerio de Trabajo y Asuntos Sociales

B.O.E.: 31-ENE-97

modificado por:

Modificación del Reglamento de los servicios de prevención

REAL DECRETO 780/1998, de 30-ABR, del Ministerio de Trabajo y Asuntos Sociales

B.O.E.: 1-MAY-98

Señalización de seguridad en el trabajo

REAL DECRETO 485/1997, de 14-ABR, del Ministerio de Trabajo y Asuntos Sociales

B.O.E.: 23-ABR-97

Seguridad y Salud en los lugares de trabajo

REAL DECRETO 486/1997, de 14-ABR, del Ministerio de Trabajo y Asuntos Sociales

B.O.E.: 23-ABR-97

Manipulación de cargas

REAL DECRETO 487/1997, de 14-ABR, del Ministerio de Trabajo y Asuntos Sociales

B.O.E.: 23-ABR-97

Utilización de equipos de protección individual

REAL DECRETO 773/1997, de 30-MAY, del Ministerio de Trabajo y Asuntos Sociales

B.O.E.: 12-JUN-97

Utilización de equipos de trabajo

REAL DECRETO 1215/1997, de 18-JUL, del Ministerio de Trabajo y Asuntos Sociales

B.O.E.: 7-AGO-97

RELATIVA A LOS MATERIALES UTILIZADOS Y A SU RECEPCIÓN.**Pliego general de condiciones para la recepción de ladrillos cerámicos en las obras "RL-88"**

ORDEN de 27-JUL-88, del Ministerio de Relaciones con las Cortes y con la Secretaría del Gobierno

B.O.E.: 3-AGO-88

Pliego general de condiciones para recepción yesos y escayolas en las obras de construcción

"RY- 85"

ORDEN de 31-MAY-85, de la Presidencia del Gobierno

B.O.E.: 10-JUN-85

Instrucción para la recepción de cementos "RC-97"

REAL DECRETO 776/1997, de 30 de mayo, Ministerio de Relaciones con las Cortes y con la Secretaría del Gobierno

B.O.E.: 13-JUN-97

RY-85. Pliego general de condiciones para la recepción de yesos y escayolas en las obras de construcción

ORDEN de 31 de mayo de 1985

EF-96. Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado

REAL DECRETO 2608/1996, de 20 de diciembre

RCA-92. Instrucción para la recepción de cales en obras de estabilización de suelos

ORDEN de 18 de diciembre de 1992

NTE-RPA. Recepción de Pavimentos y Alicatados

Ministerio de Fomento

1973

NTE-RSR. Recepción Suelos piezas Rígidas

Ministerio de Fomento

1984

UNE-67.019-86: "LADRILLOS CERÁMICOS DE ARCILLA COCIDA: DEFINICIONES, CLASIFICACIÓN Y ESPECIFICACIONES"

Instituto Español de Normalización (IRANOR)

UNE-67.040-86: "FÁBRICA DE LADRILLO: DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN"

Instituto Español de la Normalización (IRANOR)

RL-88: "PLIEGO GENERAL DE CONDICIONES PARA LA RECEPCIÓN DE LOS LADRILLOS CERÁMICOS EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCIÓN"

ORDEN de 27 de julio de 1988

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo

UNE-41.172-89: "BLOQUES DE HORMIGÓN: MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN "

Asociación Española de Normalización (AENOR)

RB-90: "PLIEGO DE PRESCRIPCIONES GENERALES PARA LA RECEPCIÓN DE BLOQUES DE HORMIGÓN EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCIÓN"

ORDEN de 4 de julio de 1990

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo



A n e x o 2.

Glosario de términos de arquitectura y geofísica



Anexo 2. Glosario

Abanico. Ver **Bóveda de abanico**.

Ábside. Remate oriental de la nave adosado a las cabeceras de las iglesias. Su planta remata en semicírculo, por lo general, en el románico y polígonamente en la arquitectura gótica. Por extensión se llama así a toda la cabecera de una iglesia, incluyendo la capilla mayor, la girola y las capillas absidiales.

Activo. Ver **Empuje activo**.

Adintelada. Forma de construcción de fábrica que se basa en el empleo del dintel y la columna. Visualmente muy diferente de la construcción arqueada, su funcionamiento estructural es similar, formándose arcos de descarga dentro de los dinteles que funcionan como arcos adintelados.

Adobe. Cuerpo regular construido con tierra arcillosa bien batida a la que a veces se mezcla paja o heno cortado para que tenga mas cohesión.

Agrietamiento. Forma y disposición de las grietas en una zona de una fábrica.

Altura de onda. La distancia vertical entre el valle y la cresta de una onda.

Altura límite de un material. Altura que debe alcanzar una columna de sección constante para que el material alcance en su base la tensión de rotura. Se obtiene dividiendo la tensión de rotura por el peso específico del material.

Andamiaje. Estructura provisional utilizada en la construcción de una fábrica.

Análisis límite. También llamado plástico o de rotura. Análisis estructural que se ocupa de averi-

guar las cargas de colapso en una estructura formada por un material ya perfectamente plástico. Si se verifican ciertas condiciones puede aplicarse al análisis de las estructuras de fábrica. Ver Principios del análisis límite, teoremas fundamentales.

Anticlinal. Pliegue de estratos sedimentarios que recuerda a una arco.

Aparejo. La disposición y enlace de las partes de una construcción. Tratándose de las obras de cantería o sillería, se usa también este término como sinónimo de despiece.

Aplastamiento. Fallo del material por compresión.

Apuntalar. Sostener con puntales, generalmente de forma provisional.

Arco. Elemento estructural curvo que transmite las cargas fundamentalmente mediante esfuerzos de compresión. La forma de transmisión de las cargas viene dada por la posición de su línea de empujes.

.- **Adintelado.** El que degenera en una línea recta presentando un intradós horizontal y estando despiezado en dovelas dispuestas radialmente en forma de cuña.

.- **Apuntado.** El formado por dos arcos de círculo de igual radio y menores de un cuarto de circunferencia. Se llama también, erróneamente, ojival. Se le llama equilátero cuando se traza con un radio igual a su luz. Cuando el radio es mayor que la luz, resultando en un arco muy apuntado, se le llama alancetado.

.- **Crucero, diagonal, ojival.** El que, arrancando de un apoyo, pasa por la clave principal de una bóveda nervada

(de ahí su nombre). Los arcos cruceros de las bóvedas nervadas son los únicos que, en rigor, se deberían llamar arcos ojivos. El arco ojival refuerza el pliegue de encuentro de dos cáscaras: Según Frankl, etimológicamente la palabra se deriva del latín “augere” (reforzar, recrecer).

- Fajón. El volteado en un plano perpendicular al eje de la nave. En especial se llama así al que “refuerza” una bóveda de cañón seguido, dividiéndola en tramos.

- Formero o de forma. El que recibe la intersección de la bóveda con el muro de cerramiento. En las naves de las iglesias van los formeros en lo alto de los muros laterales y sobre ellos acometen los plementos de dichos muros.

- De medio punto. Aquel cuyo intradós es una semicircunferencia completa, por lo que su altura o flecha es igual a la mitad del vano.

- Perpiaño. En una bóveda de crucería el que limita los tramos en sentido transversal al eje de la nave.

- Rampante, por tranquil. El que no tiene sus arranques a la misma altura. No es simétrico, y con frecuencia su intradós está definido por dos arcos de circunferencia acordados. Generalmente los arbotantes son arcos rampantes.

- Rebajado. Aquel cuya altura o flecha es menor que la semiluz.

- Total. Cada uno de los tramos que sostienen una cúpula o cimborrio o el tramo central del crucero.

- Triarticulado. El que presenta tres articulaciones. Es una estructura isostática y los esfuerzos internos pueden hallarse directamente a través de las cargas por las ecuaciones de equilibrio.

Argamasa. Ver **Mortero**.

Arista. Ángulo sólido formado por la intersección de dos bóvedas de cañón que se cruzan; se vuelve más obtuso a medida que se aproxima a la coronación. En una bóveda de arista sobre un tramo cuadrado estas forman dos “arcos” que se cruzan sobre las diagonales del cuadrado. En las bóvedas de

crucería la arista está escondida por los arcos cruceros.

Aristón. Cualquier esquina de una obra de fábrica, que por lo común para reforzarla se hace de un material más resistente. // Fila de dovelas que forman la cara exterior de los arcos de cabeza, y por lo general ocupan todo el grueso de la bóveda. // Arista de encuentro en una bóveda de arista. // En los puentes, los arcos que forman las dovelas de los extremos del cañón; suelen tener un espesor mayor que el de la bóveda y se construyen normalmente en buena sillería.

Armado. Ver **Hormigón armado**.

Armadura. Conjunto de piezas de madera que forman una estructura destinada a recibir el tejado con el que se cubre el edificio.

- Mansarda. Armadura quebrada con tres caballetes o lomos formando cuatro vertientes. Conocida con anterioridad en España, fue empleada en Francia por primera vez por François Mansart, de quien deriva el nombre.

- De par e hilera. Formada por pares e hilera. Los pares se disponen oblicuamente hasta la solera o directamente contra el muro. Para eliminar el empuje horizontal se introducen a veces tirantes.

- De par y nudillo. La de par e hilera a la que se coloca un puente o nudillo para limitar la flexión de los pares.

- De palomillas. Aquella que está formada a base de palomillas. Típica de Inglaterra donde recibe el nombre de “hammerbeam truss” haciendo referencia al nudillo (“hammerbeam”) que es característico de estas armaduras.

- Quebrantada. Formada por tres o más caballetes que forman cuatro o más vertientes, presentando un perfil poligonal.

Armazón. Armadura que en los campanarios sostiene el sistema de campanas.

Arqueada. Forma de construcción que se basa en el empleo de arcos, bóvedas o cúpulas.

Arquitrabe. Parte inferior de un entablamento, sobre el que descansa el friso y que apoya directamente sobre las columnas.

Arquitrabada. Construcción adintelada.

Arquivolta. Moldura o conjunto de molduras que decora la cara exterior frontal de un arco.

Arranque. La porción de un arco o bóveda que insiste sobre el apoyo, y en la que se inicia la curvatura de dichos elementos. Ver también Enjarje, Tas-de-charge.

Arriostrar. Poner riostras u otros elementos para hacer indeformable una armadura, garantizando así su estabilidad global.

Articulación. Punto de una estructura que puede girar ligeramente de manera que los elementos que acometen en él están libres de momentos flectores en dicha junta.

.- Entre dovelas. La que se forma cuando el empuje entre dovelas se acerca al borde exterior. Dado el carácter unilateral de la fábrica se forma una especie de "bisagra", apoyándose una dovela sobre otra en una superficie que se aproxima a un punto.

.- Plástica. La formada en un punto de una estructura de barras de material perfectamente plástico cuando el momento en dicho punto alcanza el momento plástico de la sección.

Asentar. Colocar en obra un sillar, un madero, etc., afirmándolo en el sitio en el que ha de permanecer y en situación conveniente y estable.

.- A contra hoja. Colocar la piedra en obra en posición inversa de la suya natural de la cantera. También se dice a contralecho.

.- A hoja. Colocar la piedra en obra en situación análoga a la que tenían en la cantera.

.- A hueso, en seco. Sentar la piedra o ladrillo en obra sin mortero o con muy poco tendel.

Asiento en falso. El modo como esta asentado sobre otro un cuerpo que tiene alguna parte voladiza o que no está a plomo con su base. En las iglesias góticas con frecuencia se buscaba intencionalmente esta disposición, quizá para demostrar la maestría del constructor.

Asta. Longitud de un ladrillo. // Posición del ladrillo en una obra cuando su longitud es normal al paramento que se construye. // Espesor de una pared igual a la longitud de los ladrillos.

Astenosfera. Subdivisión del manto situado debajo de la litosfera. Esta zona de material blando se encuentra a una profundidad de unos 100 kilómetros y en algunas regiones se extiende hasta los 700 kilómetros. Las rocas que hay dentro de esta zona se deforman con facilidad.

Atmósfera. Porción gaseosa de una planeta, la envuelta de aire del planeta. Una de las subdivisiones tradicionales del ambiente físico terrestre.

Atirantar. Asegurar con tirantes una armadura o un arco para anular los empujes horizontales sobre sus apoyos.

Barbilla. Corte agudo que se da en el extremo de un madero, generalmente en una cara, para que encaje en el extremo de otro. Así suele ser el ensamble del tirante con el par de una armadura.

Bastardo. Mortero u hormigón en el que participan conjuntamente dos conglomerantes, de los que uno de ellos es habitualmente la cal. Por ejemplo cal y cemento, cal y yeso, barro y cal, etc.

Boquilla. Superficie o parte de la dovela de un arco o bóveda que da hacia el intradós. También se llaman así a los aristones de los puentes.

Bóveda. Obra de fábrica arqueada que cubre un espacio comprendido entre muros o pilares.

.- De abanico. También llamada palmeada. Aquella cuyos nervios se abren a partir de los arranques como las ramas de una palmera o las varillas de un abanico.

.- Adintelada. La que tiene por generatriz una línea recta y presenta una

superficie plana en su intradós.

- Anular. La que se curva en planta, tal como las bóvedas de cañón anulares que cubren los primitivos deambulatorios.

- De arista. La formada por la intersección de dos bóvedas de cañón de igual altura y con el mismo plano de arranque, siendo sus aristas salientes hacia el interior de la bóveda.

- Baída. (también vaída). La que resulta de cortar una semiesfera por planos verticales levantados en el perímetro de un polígono inscrito en el círculo de la planta.

- De cañón. Aquella cuyo intradós es cilíndrico. La sección transversal puede ser un semicírculo o un arco apuntado. Si la superficie es continua, se dice de cañón seguido; pero es muy frecuente que presente resaltos en forma de arcos fajones que la dividen en tramos.

- De crucería, nervada. Nombre general de las bóvedas de arcos independientes que constituyen una de las características principales de la arquitectura gótica. Constan de dos elementos esenciales: los arcos que forman su esqueleto y los plementos o paños que cubren los espacios intermedios.

- Cuatripartita. La de crucería sobre planta cuadrada o rectangular, dividida en cuatro paños fundamentales.

- Estrellada. Aquella en la que se entrecruzan formando complicadas tracerías de estrellas.

- Falsa. La formada por aproximación sucesiva de hiladas horizontales en voladizo.

- Reticulada. Bóveda nervada en la que los nervios forman una retícula o malla continua, habiendo desaparecido los arcos perpiaños que definen los tramos sucesivos.

- En rincón de claustro. La originada por la intersección de cañones cilíndricos de igual altura, y que arrancan en el mismo plano horizontal; presentan sus aristas o encuentros en ángulo entrante, al contrario que la bóveda de

arista, de la que también se diferencia en que cada uno de sus paños tiene que apoyarse en un muro continuo, mientras que la de arista solo insiste sobre apoyos aislados.

- Sextipartita. La de crucería que, en cada tramo, queda dividida en seis compartimentos, por llevar un arco transversal que pasa por la clave. Tiene a cada lado dos arcos formeros muy peraltados.

Buzamiento. Ángulo de inclinación de una capa de roca o una falla medido desde la horizontal. La dirección de buzamiento se determina con respecto a un ángulo recto con la dirección de la capa principal.

Caballete. En un tejado la parte mas alta, horizontal, que descansa sobre la hilera y divide las vertientes o aguas.

Cabalgamiento. Una falla inversa de pequeño ángulo.

Cabecera. Parte principal de una iglesia donde se encuentra en general el altar, y enfrentada a los pies.

Cabio. Madero paralelo a los pares que en una armadura sirve de soporte a la tablazón de la cubierta.

Cadena. Conjunto de piezas o eslabones de hierro mas o menos gruesos que se unen mediante articulaciones. En el Renacimiento las cúpulas se "ataban" con frecuencia con cadenas. // Machón de sillería que se echa a trechos en un muro de fábrica para fortalecerlo.

Cal. Producto obtenido por la calcinación de piedras calizas.

Calzo. Separador. // Cuña o tarugo de cualquier material con que se afianza, ajusta o coloca en posición una pieza cualquiera.

Camón. Madero o par encorvado o labrado en forma de arco en las armaduras curvas, como cúpula.

las y medias naranjas. // Cada una de las piezas curvas que forman la cimbra de una bóveda, y sobre las que se clavan las costillas o tablas que sostienen el material con el que se construye.

Canecillo. Cabeza o extremo de una viga que sobresale del muro a fin de sostener la cornisa o vuelo del tejado, o una armadura de cubierta. // Modillón que soporta una cornisa o vuelo de un tejado.

Cantero. Por lo general, el que labra la piedra. Cada uno de los puestos y oficios de los antiguas logias o gremios medievales de canteros.

Cañón. Ver **bóveda de cañón**.

Capataz. Operario que tiene a su cargo cierto número de otros para algunos trabajos. en la Edad Media tercer escalón de algunas logias o gremios, después de aprendiz y oficial. Era un oficial al que se asignaban ciertas obligaciones especiales.

Capitel. Parte superior de una columna o pilastra. Lleva molduras y elementos decorativos, lo que establece las diferencias entre los distintos ordenes. // Pieza de transición entre un pilar o columna y el elemento resistente horizontal (viga, forjado, arquitebe...).

Carga. Fuerza o sistema de fuerzas (peso) que debe resistir una estructura.

.- **Permanente** (concarga).

Carga cuya posición y magnitud es constante a lo largo del tiempo. Suele emplearse este termino para referirse a la formada por el peso propio de la estructura y el peso del resto de los elementos de la construcción de que se trate.

.- **Sobrecarga.** Carga cuya magnitud y posición puede ser variable a lo largo del tiempo. Por ejemplo, la debida a la nieve o al uso.

.- **De viento.** Fuerza ejercida por la presión del viento sobre una determinada superficie. En las obras de fábrica suele ser mucho más pequeña que la carga permanente, salvo en el caso de torres o agujas esbeltas, o de catedrales góticas provistas de grandes techumbres

que ofrecen una gran superficie contra el viento.

Carst. Topografía que consiste en numerosas depresiones denominadas dolinas.

Cáscara. Estructura superficial curva.

Casco. En las bóvedas de crucería, la plementería.

Cascote. Fragmento de alguna fábrica derribada o arruinada que sirve luego o que se aprovecha en obras nuevas.

Catenaria. Del latín "catena" (cadena). Curva que adopta una cadena o cuerda flexible, suspendida por los extremos de dos puntos y sometida a su propio peso. Por extensión, forma que toma un hilo flexible sometido a una cierta ley de cargas. Ver también polígono funicular.

Centro de gravedad. Aquel punto del cuerpo tal que, si aplicáramos en él la resultante de cualquier sistema de fuerzas posible, obtenemos la misma reacción que ante la acción por separado de cada una de las fuerzas en su punto respectivo de aplicación. En las estructuras de fábrica la estabilidad esta determinada por la adecuada colocación de los pesos; es fundamental, pues, conocer los centros de gravedad de los distintos elementos que componen la estructura.

Cepa. La parte del machón, pilar o estribo que sostiene al arco o la bóveda desde que arranca de la tierra hasta la imposta. // En los puentes la pila o estribo extremo que asienta sobre la margen del río.

Cercha. Cimbra o armadura que sostiene un arco o una bóveda durante su construcción. Por extensión, modernamente se designa con este vocablo a cualquier estructura reticulada plana de cubierta.

Chapitel. El remate o techumbre de forma piramidal que cierra y termina una torre; desde el renacimiento sustituyeron a las flechas góticas. Puede ser de fábrica, pero normalmente son de madera y cobertura de pizarra.

Chimenea.(Geol.) Conducto vertical a través del

cual han pasado los materiales magmáticos.

Cimborrio. Torre o cuerpo saliente, en general de plante cuadrada u octogonal que se levanta sobre el crucero de una iglesia. A veces se remata con un capitel.

Cimbra. Armazón de madera arqueada por su parte superior que sirve como molde para la construcción de arcos y bóvedas, sosteniéndolas mientras se construyen y cierran.

Cimentación. Parte de la estructura que transmite las cargas directamente al terreno.

Clave. La dovela central que cierra un arco o bóveda. En una bóveda de cañón las claves están todas en una fila formando la línea de clave; en las bóvedas de crucería o arista las líneas de clave tienen forma de cruz o estrella según el número de nervios que se reúnan en su cima.

- **Mayor.** En una bóveda de crucería, la situada en el centro.

- **Pinjante o suspendida.**

Aquella cuya boquilla pasa del intradós de la bóveda presentando un extremo suspendido que con frecuencia esta ornamentado.

Clavija. Pedazo de hierro o madera que se encaja en una unión o ensambladura entre dos piezas a modo de clavo con el fin de asegurarlas.

Cobertura. Conjunto de materiales destinados a formar parte de la superficie exterior de la cubierta.

Codal. Madero que se pone horizontalmente en una zanja o en un vano de un edificio a modo de entibación, para sostener las paredes y que no se desplomen.

Coeficiente de seguridad. Cantidad numérica que trata de evaluar la seguridad de una estructura para un determinado estado de carga. En el análisis elástico convencional por resistencia resulta de dividir la tensión de rotura del material por la máxima tensión que se encuentra en la estructura para el sistema de cargas actuante. En el análisis límite o plástico, resulta de dividir la carga de colapso que produciría su hundimiento con la carga que real-

mente soporta.

- **Geométrico.** En los arcos de fábrica, resulta de dividir el espesor real del arco por el espesor límite mínimo para el sistema de cargas considerado. Para evaluar la seguridad de las estructuras de fábrica puede aplicarse el mismo principio: comparar la geometría que conduciría al hundimiento (bajo el sistema de cargas considerado) con la geometría real.

Colada de barro. Corriente de barro que contiene una gran cantidad de agua; muy característica de los cañones y barrancos en las regiones montañosas y secas.

Colapso. Hundimiento de una estructura. // Pérdida de toda capacidad resistente de un material por la aplicación de una carga superior a la que es capaz de resistir no solo elásticamente (manteniendo, una vez descargado, la capacidad de recuperar las deformaciones que se producen en su forma) sino también plásticamente.

Colegiata. Iglesia colegial, presidida por un abad y un capítulo de canónigos seculares.

Combado. Nervio secundario de las bóvedas de crucería, en las que va de clave a clave.

Compensación isostática. Compensación de la litosfera cuando se añade o elimina peso. Cuando se añade peso, la litosfera responderá mediante subsidencia y cuando el peso se elimina habrá levantamiento.

Condiciones de contorno. En general, condiciones en las que una estructura esta apoyada, sobre el terreno, sobre otras estructuras o sobre ambos.

Contrafuerte. Estribo o machón que se fabrica arrimado a un muro para fortalecerlo. Al comenzar el estilo gótico se separaron los contrafuertes de los muros resistiendo el empuje de las bóvedas por medio de los arbotantes y quedaron convertidos en los botareles.

Contrapar. En una armadura de par e hilera, viga transversal a los pares.

Contrarrestos. Se dice, en general, de los elementos (contrafuertes, estribos, machones, etc.) destinados a contrarrestar con su peso el empuje de los arcos y las bóvedas. En la arquitectura gótica se llama contrarresto al conjunto de arbotante y botarel. En la arquitectura bizantina, al conjunto de medias cúpulas que transmiten el empuje de la principal a los muros exteriores.

Cornisa. Parte superior y más saliente del entablamento. Moldura o conjunto de ellas que rematan un muro, en general para evitar que el agua de lluvia incida o resbale sobre él. remate volado realizado en el encuentro entre los paramentos horizontales y verticales.

Coro. Parte de la iglesia destinado al canto y rezos de los clérigos. Su ubicación fue cambiando con el tiempo y lugar, pudiendo estar en la cabecera, el centro o los pies de la nave. En las iglesias del gótico francés se situaba normalmente en la cabecera. En España es tradicional su colocación en los pies, llamándose en este caso sotacoro.

Correa. Madero horizontal que se extiende desde un cuchillo de armadura a otro, va asentándose en los pares por medio de los egiones, y en él se clavan los contrapares. Por extensión, cualquier elemento lineal y horizontal que sustente a las piezas de cobertura y que se apoye en elementos estructurales de un orden principal (cuchillos, vigas, pilares...).

Cortante. En cada sección de un elemento estructural, la componente de la resultante de fuerzas proyectada sobre el plano de la sección, y de dirección perpendicular a la generatriz principal de dicho elemento.

Cortes de cantería. Arte de labrar la piedra para la construcción. Ver también estereotomía.

Corteza. La delgada capa externa de la Tierra sólida.

Cripta. Estancia subterránea de un edificio.

Criterios estructurales. Permiten juzgar si una estructura resistente funciona como tal. Hay tres criterios estructurales básico: resistencia, rigidez y

estabilidad. La estructura debe ser suficientemente resistente como para soportar las cargas que se le impongan (incluyendo su propio peso), no debe deformarse excesivamente, y no debe desarrollar grandes desplazamientos inestables locales o globales.

Crucería. Ver **bóveda de crucería**.

Crucero. Ver arco crucero. En una iglesia de planta cruciforme, el área central, generalmente de planta cuadrada, que se forma en la intersección de la clave central con los transeptos.

Cuatripartita. Ver **bóveda cuatripartita**.

Cubierta. En general, sistema de cierre de la parte superior de un edificio destinado a protegerle de las agresiones externas.// Tejado o techumbre.

Cúpula. Construcción abovedada de forma semiesférica, o aproximada, que cubre un área poligonal o circular. El paso de la planta cuadrada a la poligonal o circular, en su caso, se realiza mediante pechinas o trompas, organizando un anillo que sirve de soporte al tambor que funciona como realce de la cúpula, pudiendo tener vanos que iluminan su interior. En su parte superior puede terminar en un óculo, que puede quedar abierto, con frecuencia, ir cubierto por una linterna.

- De paños. la que se levanta sobre planta poligonal, componiéndose de paños de superficie cilíndrica, que se cortan como los de la bóveda en rincón de claustro.

- Doble. La que presenta una doble cáscara.

- Nervada. La que se compone de una osamenta de arcos cruzados, que soportan paños de plementería.

- Poligonal. La que tiene una planta poligonal.

- Rebajada. aquella cuyo perfil es rebajado.

- Simple. La que se compone de una sola cáscara.

Deambulatorio. Dícese del espacio compuesto por una o más naves que giran por detrás del pres-

biterio o capilla mayor de algunas iglesias. // En los edificios de planta central, la nave o espacio que gira en torno al espacio central.

Deformación. Término general para describir los procesos de plegamiento, fracturación, cizallamiento, compresión o extensión de las rocas como consecuencia de la actuación de fuerzas naturales.

Deformación elástica. Deformación no permanente en la cual las rocas vuelven a su forma original cuando se liberan del esfuerzo al que están sometidas.

Deformación plástica. Deformación permanente que provoca cambios de tamaño y forma mediante plegamiento o fluencia en las rocas.

Densidad. Masa por unidad de volumen de un material concreto.

Deriva continental. Hipótesis, atribuida en gran medida a Alfred Wegener, según la cual todos los continentes actuales estuvieron agrupados en el pasado como un único supercontinente. Después, hace unos 200 millones de años, el supercontinente empezó a romperse en continentes menores, los cuales fueron “derivando” hasta sus posiciones actuales.

Deslizamiento. Fallo que se produce en la junta entre dos piezas cuando la resultante forma con el plano de la junta un ángulo superior al ángulo de rozamiento. En las fábricas terminadas este fallo se produce raramente.

Despiece. Disposición de los pilares en un paramento, y más en particular de las dovelas en un arco o bóveda.

Desplome. La diferencia entre el plano de un elemento y la vertical.

Desplome. Deslizamiento y hundimiento de una masa de roca o material no consolidado que se mueve como una unidad a lo largo de una superficie curva en una ladera.

Desportillar. Dícese particularmente de las piedras o sillares a que se hacen saltar algunos trozos

de sus cantos o aristas, y se usa generalmente en recíproco.

Desprendimiento. Tipo de movimiento común a los procesos gravitacionales que se refiere a la caída libre de fragmentos sueltos de cualquier tamaño.

Diaclasa. Fractura en la roca a lo largo de la cual no ha habido movimiento.

Dintel. Pieza horizontal de cualquier material que cierra la parte superior de una puerta o una ventana, cargando sobre las jambas.

Directriz. En un arco, para un sistema de planos de corte dado, la línea que une los centros de gravedad de las secciones. Si el arco es esbelto, de espesor constante y los planos se toman normales al intradós, coincide muy aproximadamente con la línea media. // Línea imaginaria a lo largo de la que se desplaza, o en torno a la cual gira, otra, sea curva o recta, para obtener una superficie.

Discontinuidad. Cambio súbito con la profundidad de una o más de las propiedades físicas de los materiales que componen el interior de la Tierra. Límite entre dos materiales diferentes del interior de la Tierra, según se ha determinado por el comportamiento de las ondas sísmicas.

Discontinuidad de Mohorovicic. Límite que separa la corteza y el manto, discernible por un aumento de la velocidad de las ondas sísmicas.

Dorsal mesoceánica. Dorsal montañosa alargada situada sobre el fondo de las principales cuencas oceánicas, cuya anchura varía entre 500 y 5.000 kilómetros. Las hendiduras situadas en las crestas de estas dorsales representan los bordes de placas divergentes.

Dosel. Cubierta decorativa, normalmente en voladizo o sobre elementos sustentantes, que cubre a cierta altura un sitio, una imagen, altar, tumba o púlpito.

Dovela. Pieza en forma de cuña, usualmente sin vértice, cuya parte inferior unida a las de sus vecinas forman el intradós de un arco o una bóveda.

Toda dovela tiene seis caras, la boquilla o intradós, el trasdós, los lechos o juntas de los costados, y las caras verticales, que cuando aparecen se llaman cabezas. Si esta función la cumple un ladrillo en un arco de esta fábrica, se le denomina “taco”.

.- De gatillo. La que forma ligazón con las hiladas de sillares horizontales del muro donde se coloca.

.- De horquilla. La que esta situada en un ángulo de bóveda de arista, formando ligazón en las dos caras continuas.

Durmiente. Madero dispuesto horizontalmente destinado a servir de apoyo a otros, tanto verticales como horizontales.

Egión. Zoquete de madera en forma de cuña que se clava, se sujeta con pasadores, o se ensambla en los pares de una armadura, por debajo de donde deben colocarse las correas, para apoyo de éstas e impedir que se deslicen.

Elasticidad. Cualidad de un material que, habiéndose deformado bajo la acción de una fuerza, recupera su forma original al desaparecer aquélla. Esta propiedad suele verificarse en los materiales metálicos, hasta un cierto valor de la tensión, el límite elástico. Ver Hooke, ley de límite elástico.

Embarbillar. Ensamblar dos maderos que se encuentran oblicuamente, haciendo en el extremo de uno el corte llamado barbilla para que encaje en la escopladura o farda del otro.

Empalme. La unión de dos maderos de igual escuadría por sus extremos, de manera que coincidan sus caras y parezcan continuación uno del otro.

.- De caja y espiga. El realizado mediante el rebaje del extremo de uno de ellos (espiga), para introducirlo en la entalladura practicada en el otro (caja).

.- A media madera. La unión entre dos maderos cuando cada extremidad está rebajada a la mitad y ajustan entre sí.

Empotramiento. Apoyo de una estructura que,

idealmente, ni se desplaza ni gira.

Empuje. El esfuerzo que ejercen hacia fuera contra sus apoyos o estribos los arcos o bóvedas. Con frecuencia se llama “empuje” a la componente horizontal del empuje total inclinado.

.- Activo. El que se produce en un arco cuando tratan de acercarse sus apoyos. Corresponde al empuje máximo que puede ejercer o resistir el arco.

.- Pasivo. El que se produce en un arco cuando se separan ligeramente sus apoyos. Corresponde al empuje mínimo que puede ejercer el arco.

Encadenado. Conjunto de sillares dispuestos verticalmente, a manera de machón, en un muro generalmente de mampostería o ladrillo, para reforzarlo. Su uso es frecuente en las esquinas. // Conjunto de sillares dispuestos horizontalmente en el arranque de las cúpulas y atados entre sí mediante grapas de hierro.

Energía. Capacidad de producir trabajo. Un cuerpo deformado bajo la acción de una fuerza acumula energía interna de deformación, que se libera al desaparecer aquélla.

Enjarje. Arranque común de los diversos arcos o nervios que concurren en un mismo apoyo en las bóvedas de crucería. Con frecuencia las molduras o archivoltas de los arcos concurrentes se compenetran en el arranque labrando su primera hilada en su solo bloque o sillar. También se solían aparejar los enjarjes góticos por hiladas horizontales, hasta la altura en que los nervios vuelan, ya separados unos de otros. El plano que marca esta separación recibe le nombre en los libros anglosajones de tas-de-charge. // También reciben el nombre de enjarjes, las adarajas, los entrantes y salientes que se dejan en las hiladas de un muro cuya construcción se interrumpe, para que unan bien las fábricas cuando la obra se continúe.

Enjuta. Espacio limitado entre los trasdoses de las bóvedas o arcos contiguos, o de uno solo y la vertical del estribo prolongada hacia arriba. Ver también seno.// En general, cada uno de los espacios o superficies triangulares resultantes de inscribir un

círculo o elipse en un cuadrado.

Ensamble, ensambladura. Unión entre dos maderos.

- **A caja y espiga.** El realizado mediante el rebaje del extremos de uno de ellos (espiga), para introducirlo en la entalladura practicada en el otro (caja).

- **Embarbillado.** El efectuado realizando barbillas.

- **A media madera.** Aquel en que se ha practicado un rebaje en cada madero igual a la mitad de su grueso, y de una anchura similar a la del madero contrario.

Entablamento. Parte horizontal sustentada de un edificio, compuesto de arquitrabe, friso y cornisa, generalmente sobre columnas, pilares o pilastras. Por extensión, la estructura horizontal compuesta por molduras que sirve de remate a columnas, pilastras o pilares.

Éntasis. Engrosamiento del fuste de una columna.

Entibar. Colocar un conjunto de codales para mantener las paredes de una excavación o cualquier estructura que amenace derrumbamiento.

Epicentro. El lugar de la superficie terrestre que se encuentra directamente encima del foco de un terremoto.

Era. División principal en la escala de tiempo geológico; las eras se dividen en unidades más cortas denominadas períodos.

Era Cenozoica. Lapso temporal en la escala de tiempo geológico que empieza hace aproximadamente 65 millones de años, después del Mesozoico.

Era Mesozoica. Lapso temporal en la escala de tiempo geológico que transcurre entre las eras Paleozoica y Cenozoica: desde hace unos 245 millones de años hasta hace 65 millones de años.

Era Paleozoica. Lapso temporal en la escala de tiempo geológico comprendido entre las eras Precámbrica y Mesozoica: desde hace unos 600

millones de años hasta hace 245 millones de años.

Esbeltez. En un arco, el número adimensional resultante de dividir la luz que salva por su espesor.

- **Límite.** Esbeltez máxima que puede alcanzar un arco de fábrica sometido a un cierto sistema de cargas. Depende de la forma del arco y de las cargas; para un arco de medio punto sometido a su propio peso es, aproximadamente, dieciocho.

Esfuerzo. Fuerza por unidad de área que actúa sobre cualquier superficie dentro de un sólido. También conocida como presión dirigida.

Esfuerzo compresivo. Esfuerzo que empuja y junta material en ambos lados de un plano real o imaginario.

Espiga. El extremo de un madero o hierro escaseado a escuadra todo alrededor para que encaje en el hueco abierto en otro al que se llama caja, para formar un ensamble a caja y espiga. // La pieza de madera, piedra o hierro que sirve para ligar o enlazar fuertemente a dos sillares de hiladas consecutivas, para lo cual entra en cajas abiertas en el lecho del inferior y el sobrelecho del superior. (Como por ejemplo en los templos griegos en los tambores de las columnas, para evitar que se desplacen por causa de los terremotos.)

Espinazo. Nombre dado al encuentro de las plementerías en la parte alta de las bóvedas de crucería. Las líneas de espinazo unen la clave principal con las de los arcos perpiños y formeros. Puede estar reforzado o no con ligaduras.

Esqueleto. Por semejanza con el de los vertebrados, estructura resistente; lo mismo que armadura o armazón.

Estática. Ciencia que se ocupa del estudio del equilibrio de los cuerpos.

Esterotomía. La ciencia que trata de los cortes que deben darse a los cuerpos sólidos para que sus diversas porciones reunidas con cierto orden presenten un conjunto estable. Comprende el corte de piedras o cantería y el corte de maderas.

Estribo. La fábrica o machón que soporta o contrarresta el empuje de un arco o de una bóveda. En los puentes, las primeras extremas construidas en las márgenes. Ver también botarel, contrafuerte, contrarrestos.

Esviaje. Desviación del eje de una bóveda o arco respecto a la perpendicular al frente de la obra de que forma parte.

Excentricidad. Distancia de la fuerza que actúa sobre una sección transversal de una columna, muro, etc., al centro de gravedad de dicha sección.

Expansión del fondo oceánico. La primera hipótesis propuesta en los años 60 por Harry Hess, según la cual se produce nueva corteza oceánica en las crestas de las dorsales mesoceánicas, que son los lugares donde divergen las placas.

Extradós. Ver **trasdós**.

Fábrica. Cualquier construcción o parte de ella hecha con piedra o ladrillo recibidos, en general, con mortero o argamasa. También se llaman fábricas las construcciones de adobe o tierra y hormigón en masa.

Faldón. Cada una de las dos vertientes que caen sobre las paredes testeras en las cubiertas que tienen cuatro. // Cada vertiente en la armadura principal de un capítulo.

Falla. Superficie plana de fracturación que separa dos bloques rocosos contiguos, los cuales han sufrido un deslizamiento paralelo a la misma.

Falla de desplazamiento horizontal. Una falla a lo largo de la cual el movimiento es horizontal.

Falla de desplazamiento vertical. Falla en la cual el movimiento es paralelo al buzamiento de la falla.

Falla inversa. Falla en la cual el material situado encima del plano de falla asciende en relación con el material situado debajo.

Falla normal. Falla en la cual la roca situada por encima del plano de falla se ha movido hacia abajo

en relación con la roca situado por debajo.

Fallo por deslizamiento. El que se produce en la junta entre dos piedras cuando la resultante forma con el plano de la junta un ángulo superior al ángulo de rozamiento. En las fábricas este fallo se produce raramente.

Fallo por articulación. El que se produce cuando la resultante entre dos piedras se sale de los límites de la superficie de la junta. Una dovela "se articula" sobre la otra y el fallo se produce por vuelco.

Fisura. Ver **grieta**.

Flecha. Altura, sagita o monte de un arco.// Ver **aguja**.

Formero. Ver arco **formero**.

Fractura. Cualquier rotura longitudinal de la roca sin que haya habido movimiento apreciable.

Frontón. Remate o coronamiento triangular de la fachada de un edificio, cuyos límites son la cornisa del entablamento y las dos rampas oblicuas de una cubierta a dos aguas; el espacio interior, cuando está cerrado, se llama tímpano.

Fuerza. Toda acción que tiende a modificar el estado de reposo o movimiento de un cuerpo, o a producir una deformación en el mismo.

Funicular. Ver **polígono funicular**.

Fuste. Parte vertical de la columna comprendida entre la basa y el capitel.

Gárgola. Conducto de desagüe de los canales y tejados con el fin de que el agua no resbale por el muro. En el gótico se esculpían con frecuencia con formas humanas y animales.

Geminados. Dícese de los elementos dispuestos de dos en dos. (Por ej., columnas geminadas.)

Girola. Espacio compuesto por una o más naves que giran tras el presbiterio o capilla mayor de algunas iglesias, como consecuencia de la prolongación

de las capillas laterales más allá del transepto, describiendo una planta poligonal o circular, y dando paso a las capillas que a ella se abren.

Gondwana. Porción meridional de Pangea, que constaba de Sudamérica, África, Australia, India y la Antártica.

Gran medida. Medida convencional para las partes de una fábrica. Su dimensión es arbitraria. Esta medida se materializaba en una larga vara de medir o pértiga, empleada para replantar físicamente la planta de los edificios.

Grapa. Pieza de metal plano con sus dos extremos doblados y aguzados o no, que se emplea para enlazar sillares o maderos. Ver también encadenado.

Gremio. Corporación formada por maestros, oficiales y aprendices de un mismo oficio; su actividad profesional estaba regida por ordenanzas o estatutos especiales. Sus miembros estaban, sin embargo, sometidos a la jurisdicción de las ciudades en que trabajaban. Éste carácter local es precisamente lo que los diferenciaba de las logias.

Grieta. La hendedura que se produce en una fábrica como consecuencia del carácter unilateral del material, por causa de los pequeños movimientos de adaptación a las condiciones de contorno durante la construcción o la vida del edificio. Representan la propia naturaleza del material y, en sí mismas, no tienen por qué ser señal de peligro o alarma.

Hastial. La prolongación de las paredes laterales de un edificio hasta el encuentro de la armadura en los tejados o cubiertas de una o dos vertientes.

Hidrosfera. La porción acuosa de nuestro planeta; una de las subdivisiones tradicionales del ambiente físico de la Tierra.

Hilada. Conjunto de piedras o ladrillos, cuyos lechos o tendeles están en un mismo plano o superficie continua. Las juntas normales a dichos lechos se llaman llagas.// Conjunto de dovelas de una misma altura, sentadas en toda la longitud de una bóveda, o en toda su circunferencia si es esférica.

Hilera. En una armadura el madero horizontal de

cumbrera donde rematan las cabezas de los pares.

Hiperestática. Dícese de la estructura que está “estáticamente indeterminada”, es decir, cuyos esfuerzos internos no pueden deducirse directamente de las ecuaciones de equilibrio, habiendo que escribir las ecuaciones de compatibilidad y las ecuaciones del material.

Hooke, ley de. Establece que la deformación de un material es directamente proporcional a la carga, es decir que las deformaciones son proporcionales a las tensiones. Esto es así hasta un cierto valor de las tensiones, el límite elástico.

Hormigón. Material obtenido al mezclar cemento, agua y áridos minerales de tamaño variable. Los romanos empleaban un cemento derivado de la puzzolana. En la actualidad se emplea normalmente cemento portland.

.- Aligerado. Aquél que presenta un peso específico inferior a 20 kN/m³. El aligeramiento se consigue mediante el empleo de áridos ligeros o por la inclusión de burbujas independientes de gas en su interior (hormigón celular).

.- Armado. Está dotado de una armadura de acero debidamente dimensionada y situada. Puede resistir tanto esfuerzos de compresión como de flexión.

.- En masa. El que no contiene en su interior armadura de ninguna clase. Es, pues, un material unilateral pudiendo resistir sólo esfuerzos de compresión.

Horst. Bloque alargado y elevado limitado por fallas.

Hueso. Ver asentar a hueso.

Imposta. La faja algo saliente que suele ejecutar-se en el arranque de las bóvedas y arcos.

Inercia. Los objetos en reposo tienden a permanecer en reposo y los objetos en movimiento tienden a estar en movimiento a menos que sobre ellos actúe una fuerza exterior.

Inglete. Unión a escuadra de dos elementos

ensamblados mediante cortes a 45°.

Intradós. Superficie que limita por su parte inferior un arco o bóveda.

Isostática. Dícese de la estructura que está “estáticamente determinada”, es decir, cuyos esfuerzos internos pueden deducirse directamente de las ecuaciones de equilibrio.

Jabalcón. En general, madero colocado oblicuamente para cubrir un vano o voladizo, o para reforzar otro elemento de una armadura.

Jarja. El salmer común a dos arcos formeros contiguos. Los enjarjes de una bóveda.

Labrar. Dar a los bloques de piedra que se sacan de las canteras las formas convenientes a su empleo en las obras. Ver también cortes de cantería, estereotomía.

Laurasia. La porción septentrional de Pangea compuesto por Norteamérica y Eurasia.

Lecho. La superficie superior de todo sillar o dovela sobre la que se apoya o ha de apoyarse otro. La cara inferior del sillar que encima se coloca se llama sobrelecho porque va sobre el lecho.

Licuefacción. Transformación de un suelo estable en un fluido que suele ser incapaz de soportar edificios u otras estructuras.

Ligadura. Arco o nervio secundario de una bóveda de crucería, que une la clave principal con las de los terceletes, y con las de los arcos de cabeza (perpiaños y formeros). Son ligaduras curvas las que afectan dicha forma y se entrelazan con los principales, formando complicadas tracerías características, sobre todo, del último período de la arquitectura gótica.

Lima. Ángulo formado por las vertientes o faldones de una cubierta. En una armadura de cubierta, el madero que forma la arista de dicho ángulo.

Límite. Ver análisis límite.

Límite elástico. Valor de la tensión por encima

del cual las deformaciones son permanentes.

Línea de clave. Ver bajo clave.

Línea de empujes. Lugar geométrico de los puntos de corte de la resultante con un sistema de planos dado. Representa la trayectoria de las fuerzas. En los arcos o bóvedas de fábrica, para ser estables, debe estar contenida entre las líneas o superficies de intradós y trasdós. En un arco coincide, aproximadamente, con el antifunicular de las cargas que soporta.

Línea media. En un arco que equidista de las líneas de intradós y de trasdós.

Linterna. Torrecilla de forma varia, pero más alta que ancha, con ventanas y aberturas, que se pone en la parte superior de las cúpulas para servir las de remate y darles luz.

Litosfera. Capa externa rígida de la Tierra, que comprende la corteza y parte del manto superior.

Longitud de onda. La distancia horizontal que separa cresta o valle sucesivos.

Llagas. En la fábrica de ladrillo se llaman así a las juntas verticales, normales a los tendeles.

Llaves. Las piedras o sillares que atizonan o atraviesan todo el espesor de un muro o pilar. Se llaman también perpiaños.

Logia. Estructura arquitectónica abierta al menos por un lado, a manera de galería sostenida por columnas o pilares.// En la Edad Media, estructura efímera edificada cerca de las monumentales mientras duraba su construcción donde trabajaban los tracistas, se guardaban las trazas y las herramientas, y donde los canteros libres o “frane-ma-sones” celebraban reuniones de todo tipo. En un sentido más general, corporación de canteros libres que regulaba toda su actividad y que incluso impartía justicia con independencia de las leyes ciudadanas. Esta libertad marca la diferencia con los gremios.

Luneto. Hueco practicado en una cúpula o bóveda de cañón por la intersección de otra bóveda menor.

Luz. amplitud de un hueco o vano; puede medirse entre ejes de los apoyos, entre los paramentos internos de ellos, o bien comprendiendo el grueso de los muros o apoyos.

Machón. Estribo; macizos de muro, de gran masa y tamaño, en los que estriban arcos y bóvedas. Suelen llamarse machones a los contrafuertes adosados a los muros y también a los botareles de los contrarrestos góticos.

Madero. Pieza larga de madera escuadrada o rolliza.

Maestro. En las logias o gremios medievales de canteros, grado adquirido tras pasar los años de aprendiz y oficial, y realizar una prueba o examen. El maestro podía ejercer su profesión con libertad dentro del marco de los estatutos de la corporación, y tenía a su cargo e instruía a aprendices y oficiales. Sólo algunos maestros alcanzaban la dirección de la construcción de una obra importante, entonces recibían el nombre de maestros de la obra.

Magma. Volumen de roca fundida situada en profundidad, que incluye gases disueltos y cristales.

Mampostería. Obra de fábrica a base de piedras sin labrar, o poco labradas, aparejadas sin orden de hiladas ni tamaños y unidas con argamasa.

- Concertada. Cuando las juntas de unión entre las piedras forman un contacto más o menos uniforme.

Mampuesto. Piedra sin labrar o toscamente labrada que puede ser colocada en una obra de fábrica con la mano. (Por ejemplo, la plementería de las bóvedas góticas está construida frecuentemente con mampuestos.)

Manto. Capa de la Tierra de 2.885 kilómetros de grosor situada debajo de la corteza.

Maremoto. Una ola oceánica de movimiento rápido generada por la actividad sísmica, que es capaz de infligir graves daños en las regiones costeras.

Mecanismo de colapso. Mecanismo en que se convierte una estructura cuando ésta desarrolla un

número suficiente de articulaciones que conducen a su hundimiento. En un arco esto sucede cuando se forman cuatro articulaciones.

Membrana, teoría de la. Estudio de las cáscaras en la hipótesis de que todos los esfuerzos se transmitan por la superficie media, estando la cáscara, pues, libre de flexiones.

Módulo de elasticidad, de Young. Para un material dado, la relación entre la tensión y la deformación. Se expresa en unidades de tensión y es normalmente constante hasta el límite elástico. Ver también Hooke, ley de.

Momento. De una fuerza respecto a un punto. Representa la tendencia a girar de la fuerza respecto a aquél. Es igual al producto de la fuerza por la distancia más corta entre su línea de acción y el punto.

Momento flector. En una sección de una barra, es el momento que produce la resultante de las fuerzas (a uno de los lados de la sección) respecto al centro de gravedad de la sección. En un arco sometido a la acción de fuerzas verticales es el producto de la componente horizontal del empuje por la distancia vertical de la línea de empujes a la línea media del arco.

Momento plástico. Máximo momento que puede resistir una sección de una barra formada por un material perfectamente plástico.

Montante. Ver **pie derecho**.

Montea. La altura o sagita de los arcos, de las bóvedas y de las armaduras de cubierta.// El trazado de los despieces y detalles de una obra, a tamaño de ejecución, a cuyo fin, en un muro o en el suelo, se dispone un área enlucida, llamada plano de montea, donde se hacen los trazados de los cuales se sacan las plantillas y gálibos para labrar las piezas. En ocasiones, la montea se grababa con punzón en el suelo o paredes de piedra.

Mortero. Mezcla de cal o cemento, arena y agua, principalmente.

Muro. Obra de fábrica en la que el espesor es

pequeño en relación con la altura y anchura, y que en general sirve para cerrar un espacio. Los muros gruesos de fábrica (por ej. los medievales) se componían típicamente de dos hojas de sillería, una exterior y otra interior, con un relleno de mampostería, cascote o ripio. En ocasiones, se disponían perpiños para unir ambas.

- de carga. El que tiene función estructural o portante, debiendo ser capaz de transmitir ciertas cargas.

- de construcción. El que se emplea para contener las tierras, oponiendo su peso al empuje del terreno.

Nacimiento. En un arco o bóveda, el arranque.

Nervios. En una bóveda nervada los terceletes, ligaduras y arcos cruceros, perpiños y formeros. En general, cualquier resalto sobre una bóveda. Ver también arco.

Normal. En una sección de una barra la componente de la resultante de las fuerzas (a uno de los lados de la sección) en la dirección de la normal al plano de la sección.

Núcleo. El centro pequeño y denso de un átomo que contiene toda su carga positiva y la mayor parte de su masa.

Núcleo externo. Capa situada debajo del manto, de unos 2.270 kilómetros de grosor y que tiene las propiedades de un líquido.

Núcleo interno. Capa sólida más interna de la Tierra, con un radio de unos 1.216 kilómetros.

Nudillo. En una armadura de palomillas, madero horizontal que se proyecta desde la cabeza del muro de fábrica y apoyado en sus extremos sobre un jalcón recto o curvo.// En una armadura de pares, madero horizontal o puente que se inserta entre ellos a cierta altura entre la cumbrera y los arranques, con el fin de disminuir la deformación de aquéllos.

Óculo. Apertura circular o elíptica en el coronamiento de las cúpulas.

Oficial. En las logias o gremios medievales de

canteros, segundo escalón después del de aprendiz. Todavía bajo las órdenes del maestro, los oficiales cobraban ya un sueldo y realizaban frecuentes viajes a otras corporaciones, donde trabajaban y visitaban edificios construidos o en construcción.

Ojiva. Ver arco **ojival**.

Onda P. La onda sísmica más rápida, que se transmite por compresión y expansión del medio.

Onda primaria (P). Tipo de onda sísmica que implica la alternancia de compresión y expansión del material a través del que pasa.

Onda S. Onda sísmica, más lenta que una onda P, que viaja sólo a través de sólidos.

Onda secundaria (S). Onda sísmica que implica una oscilación perpendicular a la dirección de propagación.

Ondas de superficie. Ondas sísmicas que viajan a lo largo de la capa externa de la Tierra.

Ondas largas (L). Estas ondas generadas por los terremotos viajan a lo largo de la capa externa de la Tierra y son responsables de la mayor parte del daño de superficie. Las ondas L tienen períodos más largos que las otras ondas sísmicas.

Orogenia. Conjunto de procesos geológicos que tienen lugar durante un tiempo concreto en la historia de la tierra y cuyo resultado es la formación de montañas u orógeno.

Palomilla. Especie de ménsula compuesta por tres piezas de madera, una vertical o pie derecho, otra horizontal o nudillo y otra oblicua. Ver también armadura de palomillas.

Pandeo. Fallo por inestabilidad de una columna esbelta cargada a lo largo de su eje.

Pangea. El supercontinente que hace 200 millones de años empezó a separarse y formar las masas terrestres actuales.

Paño. Cada uno de los diferentes planos que forma al exterior una techumbre.// En una bóveda o cúpula nervada se llaman así a las superficies de

fábrica comprendidas entre los nervios.// Ver cúpula de paños.

Par. En una armadura de cubierta, cada uno de los maderos dispuestos con la inclinación del tejado para formar la pendiente del mismo y servir de apoyo a las correas.

Paramento. Cualquiera de las dos caras de un muro.// Cualquiera de las caras de un sillar.

Pasivo. Ver **empuje pasivo**.

Pechina. Sistema constructivo que permite superponer dos estructuras de diferente trazado geométrico, como una cúpula octogonal o circular sobre una base cuadrada formada por cuatro arcos torales. Consiste en disponer en los ángulos de asentamiento triángulos o trapecios curvilíneos formados por el anillo de la cúpula y los arcos torales. Ver también trompa.

Pendolón. En una armadura de cubierta el madero vertical que une la hilera con el puente o con el tirante.

Peralte. Lo que excede en altura un arco o bóveda de su propia semiluz.

Período de onda. Intervalo temporal comprendido entre el paso de crestas sucesivas en un punto estacionario.

Perpiaño. Llave, piedra que, dispuesta a tizón, atraviesa un muro o pared.// Ver arco perpiaño.

Pértiga. Listón de madera que materializaba la gran medida y se empleaba en el replanteo de los edificios góticos. Ver gran medida.

Peso propio. Ver bajo **carga**.

Pie. Unidad tradicional para medir longitudes que mide aproximadamente un pie de hombre. Las medidas concretas variaban de un lugar a otro: el pie castellano medía unos 28 cm, el antiguo pie royal francés medía 32,5 cm y el pie inglés estándar mide unos 30,5 cm.

Pie derecho. Elemento vertical de una estructura

que funciona como soporte.

Pila. En una puente de fábrica, el machón situado entre dos arcos consecutivos.

Pilastra. Elemento vertical adosado a un muro, de sección rectangular o poligonal, generalmente de función ornamental.

Pináculo. Aguja de forma piramidal o cónica que con frecuencia remata los contrafuertes o botareles. Mejoran ligeramente la estabilidad de los botareles, pero, sobre todo, evitan que se produzca el fallo por deslizamiento donde acomete el arbotante. Tienen tendencia a volcar bajo la acción del viento y estaban reforzados habitualmente mediante llaves, grapas o un vástago interior de hierro.

Pinjante. Elemento decorativo que pende del centro de una bóveda o techo. Ver también clave pinjante.

Placa.

Una de las numerosas secciones rígidas de la litosfera que se mueve como una unidad sobre el material de la astenosfera.

Plantilla. Patrón empleado para determinar el perfil de una piedra durante su labra.

Plasticidad. Cualidad de un material que sufre deformaciones permanentes sin incremento de la carga. Ver rígido/plástico.

Platabanda. Ver **arco adintelado**.

Plementería. Conjunto de los plementos que forman una bóveda de cremería.

Plementos. Paños de sillarejo o mampostería, aparejados por hiladas, que cierran los compartimentos de las bóvedas de crucería, cargando sobre los arcos de osatura (nervios). Para los plementos se elegía, en general, la piedra más ligera disponible.

Polígono funicular. Forma poligonal que toma un cable no pesante que soporta un sistema de fuerzas deslizantes.

Portante. Dícese de la parte de una construcción que transmite o es capaz de transmitir cargas.

Presbiterio. En la iglesia cristiana, área en torno al altar, generalmente en lugar elevado, ocupando el ábside de la cabecera de la nave.

Principios del análisis límite. Las teorías del análisis límite o plástico convencional pueden aplicarse a las estructuras de fábrica si se acepta que el material cumple las siguientes propiedades: (a) la fábrica no tiene resistencia a tracción, (b) presenta una resistencia a compresión infinita y (c) el fallo por deslizamiento es imposible. En estas condiciones cuando la línea de empujes toca el límite de la fábrica (por ejemplo, en un arco, el trasdós o el intradós) se produce una articulación.

Pulgada. Unidad de longitud igual a la doceava parte de un pie. Equivale, aproximadamente, a la longitud de la primera falange del pulgar de un hombre.

Puntal. Madero y en general cualquier elemento que funciona como apoyo o sostén provisional de una pared, techo, etc.

Punto caliente. Concentración de calor en el manto capaz de producir magma, el cual, a su vez, surge en la superficie terrestre. El vulcanismo intraplaca que produjo las islas Hawai es un ejemplo.

Reacciones. Fuerzas que actúan en los apoyos de una estructura cargada. En una estructura isostática pueden determinarse simplemente a partir de las ecuaciones de equilibrio. Si la estructura es hiperestática es preciso realizar hipótesis sobre el material y las condiciones de contorno.

Rebote elástico. Mecanismo que explica el origen de los terremotos, por acumulación de energía elástica en una región hasta superar la resistencia del material y liberación brusca de dicha energía, se produce así la fractura con movimiento relativo de sus dos partes y relajación de la deformación acumulada.

Rehenchir. Disimular la panza que forma una pared, recreciendo o engrosando aquellas partes que aparecen más metidas.// Rellenar con mortero las juntas descarnadas que presenta un muro de

piedra viejo.

Rejuntar. Eliminación del mortero de las juntas en una fábrica, por medio de rascado, hasta una profundidad de unos 20 mm, y en cualquier caso hasta llegar a retirar el que estuviera disgregado, para rellenar a continuación con uno nuevo.

Resistencia. Capacidad de una estructura para resistir las cargas que debe soportar.// Tensión que puede soportar un material. En general, se distinguen tres tipos de resistencias: de compresión, de tracción y de cortadura.

- Admisible. Tensión a la que puede trabajar el material de una estructura y que garantiza su seguridad. Se obtiene normalmente dividiendo la resistencia de rotura por una cantidad numérica llamada coeficiente de seguridad.

- de rotura. Tensión de compresión a la que se produce la rotura del material. En el análisis límite o plástico se le denomina con frecuencia resistencia última.

Retallos. Resalto o escalón realizado en un muro, contrafuerte o estribo, para disminuir su espesor. (Típicamente, los estribos y botareles góticos presentan retallos que van haciendo disminuir su espesor hacia arriba.)

Reticular. Ver **bóveda reticulada**.

Rigidez. Cualidad de una estructura que no se deforma excesivamente bajo la acción de las cargas que tiene que soportar.

Rígido/plástico. Dícese del material que no se deforma hasta que la tensión alcanza un cierto valor (tensión de fluencia) a partir del cual las deformaciones crecen indefinidamente sin incremento de la tensión. Las deformaciones son, además, permanentes. En el análisis límite de estructuras de acero suele considerarse el acero como un material rígido/plástico tomándose normalmente como tensión de fluencia el límite elástico del acero.

Rígido/unilateral. Dícese del material unilateral que no se deforma bajo la acción de las cargas que

actúan sobre él. En el análisis límite de las fábricas se considera que éstas están formadas por un material rígido/unilateral.

Riñón. En un arco o bóveda la zona del trasdós comprendida, aproximadamente, en la primera mitad de su altura. Ver también seno.

Riostra. Pieza cuya función es asegurar la indeformabilidad de una estructura, de un armazón o de un ángulo. Suele ir en general dispuesta en forma oblicua.

Ripio. Escombros de albañilería utilizados para relleno, por ejemplo, del núcleo de los gruesos muros de fábrica, entre los paramentos, o sobre los riñones de las bóvedas.

Ristrel. Cada uno de los listones de madera sobre los que asentado un entarimado.

Rosca. Espesor de un arco o de una bóveda.

Rosetón. Ventana circular con decoración calada o cerrada con vidrieras, generalmente en disposición radial. Característico del románico o del gótico.

Rótula plástica. Ver **articulación plástica**.

Salmer. En un arco, la primera dovela, cortada en plano inclinado que inicia el arranque del mismo.

Seco, en. Ver **asentar en seco**.

Seguridad. Una estructura de fábrica es segura si es posible encontrar una línea (o superficie) de empujes contenida en su interior. Ver coeficiente de seguridad geométrico.

Seno. En una bóveda, el espacio que queda entre los riñones y el muro lateral. En las bóvedas nervadas, el espacio definido por los nervios que arrancan del tas-de-charge y ascienden hacia las claves, y el muro lateral; la sección horizontal por el seno a media altura de la bóveda es significativa a la hora de clasificar los distintos tipos de bóvedas. En cualquier tipo de bóveda, suelen estar rellenos de mampostería hasta, aproximadamente, media altura de la bóveda; este relleno tiene una función estructural: suministra un camino para las fuerzas hacia el estri-

bo o arbotante.

Sillar. Piedra escuadrada que se emplea en la construcción.

- de hoja. El que no abarca todo el espesor del muro.

Sillarejo. Sillar pequeño sin labrar o toscamente labrado, y que no abarca generalmente el espesor del muro.

Sillería. Obra de fábrica construida a base de sillares, en particular cuando éstos están bien labrados. Las juntas son siempre horizontales y verticales. En la auténtica sillería los tendeles son continuos de manera que los sillares de una misma hilada tienen todos la misma altura.

Sismógrafo. Instrumento utilizado en sismología para detectar y registrar las ondas sísmicas.

Sismograma. El registro realizado por un sismógrafo.

Sismología. Parte de la geofísica que estudia la propagación de las ondas sísmicas por el interior y la superficie terrestres, para obtener información de la estructura interna de la tierra, predecir terremotos y realizar estudios aplicados mediante prospección sísmica.

Sobrecarga. Ver bajo **carga**.

Sobrelecho. Cara inferior de un sillar que apoya sobre el lecho del sillar situado debajo.

Solera. En una armadura de cubierta, el madero asentado horizontalmente en la parte superior del muro, en el que apoyan los extremos inferiores de los pares y que, con frecuencia, recibe también a intervalos los tirantes cuando los hay. También se llama, a veces, estribo.

Sopanda. Pieza adosada a la cara inferior de una viga, para refuerzo de la misma, que se apoya en la cabeza de un pie derecho o se apea con dos jabalcones.

Tablazón. En una armadura la serie de tablas que

forman la cubierta apoyándose encima de los pares, contrapares o cabios.

Tajama. En una pila de un puente, la cara apuntada en forma de quilla, dispuesta para romper la fuerza del agua.

Tambor. En el fuste de una columna, cada una de las piedras cilíndricas o troncocónicas, con o sin estrías, que los componen.// Muro de planta circular o poligonal que soporta una cúpula.

Tas-de-charge. Enjarje, arranque común de los diversos arcos o nervios que concurren a un mismo apoyo en las bóvedas de crucería. En general, las hiladas de las piedras son horizontales.// En la literatura anglosajona, el plano que marca el momento en que los nervios se separan.

Tendel. Junta horizontal en hiladas de la cantería y de la fábrica de ladrillo.

Tectónica. Ciencia de la tierra cuyo objeto es el estudio de las deformaciones de los materiales de la corteza terrestre y los mecanismos que las han producido a lo largo de la historia de la tierra.

Tectónica de placas. La teoría que propone que la capa externa de la Tierra consiste en placas individuales que interaccionan de varias formas y, por consiguiente, producen terremotos, volcanes, montañas y la propia corteza.

Tensión. La tensión en un punto de un material según una dirección dada es la fuerza que actúa en esa dirección en dicho punto dividido por el área sobre la que actúa (análogamente a la presión en un fluido, la tensión no está asociada a una cierta área, existe en un punto). Por ejemplo, en una columna de sección constante A que soporta una carga P de compresión, la tensión en cualquier punto de una sección transversal de la columna es P/A .

Teoremas fundamentales del análisis límite. Si en una construcción de fábrica se cumplen los tres principios del análisis límite pueden demostrarse tres teoremas fundamentales que constituyen la base para el análisis o el cálculo de estructuras de fábrica. Ver principios del análisis límite.

.- de la seguridad. También

llamada del "límite inferior". Se ocupa de los estados de equilibrio de la estructura. Una estructura de fábrica es segura (estable) si es posible encontrar una situación de equilibrio compatible con las cargas que no viole la condición de límite (esto es, las cargas se transmiten siempre dentro de la fábrica). La potencia del teorema radica en que esta solución no tiene por qué ser la "real"; basta con encontrar una solución para demostrar que la estructura es segura. Por tanto, un arco de fábrica será seguro si es posible dibujar una línea de empujes contenida en su interior.

.- de la inseguridad. También llamado del "límite superior". Se ocupa de los valores de la carga que producen el colapso de la estructura. Una estructura se hundirá si desarrolla un número suficiente de articulaciones como para convertirse en un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible. Un arco de fábrica se hundirá si podemos dibujar una línea de empujes que, tocando alternadamente el trasdós y el intradós, producen un número de articulaciones que le convierten en un mecanismo (cuatro o más).

.- de la unicidad. Establece que la carga de colapso de una estructura es única. Expresado sencillamente: es imposible encontrar en una estructura simultáneamente situaciones de equilibrio y de colapso (la estructura se hunde o no se hunde; no puede sostenerse y hundirse a la vez).

Terceletes. Arcos secundarios de las bóvedas de crucería, que arrancan de los apoyos, entre los diagonales y los arcos de cabeza (perpiaños y formeros). En la última época del gótico se aumenta aún más su número, complicando grandemente la tracería formada por las nervaduras.

Terraja. Perfil de acero que se utiliza para correr sobre yeso, estuco o mortero húmedos, y trazar una moldura.

Terremoto. Vibración de la superficie terrestre producida por efecto de las ondas sísmicas.

Tijeras. Par de riostras que se cruzan a media madera y que se colocan en las armaduras para poder resistir los esfuerzos de viento.

Tirada. Resalto perimetral de dos o tres pulgadas que queda en un sillar al vaciar parcialmente el lecho o sobrelecho. El empleo de tiradas permitía reducir el espesor aparente de las juntas horizontales entre sillares; éstos se disponían sobre calzos rellenándose posteriormente las juntas con una paleta dentada. Ver vicio de construcción.

Tirante. Elemento recto de hierro o madera que se coloca en los arcos o bóvedas y en las armaduras de madera para absorber la componente horizontal del empuje. De esta manera, los apoyos reciben sólo cargas verticales.

Tizón. Perpiaño, sillar que atraviesa todo el muro. También sillar o ladrillo colocado con su dirección más larga perpendicular al paramento.

Toba. Piedra de origen volcánico, porosa y de poco peso. Se empleaba con frecuencia en las plementerías góticas.

Toral. Ver **arco toral**.

Trabajos virtuales, principio de los. Establece que si imponemos una serie de pequeños desplazamientos a un cuerpo en equilibrio, el trabajo realizado por las fuerzas exteriores será igual al trabajo realizado por las fuerzas interiores. Este principio es la base para demostrar los teoremas fundamentales del análisis límite.

Tracción. Esfuerzo o tensión que tiende a estirar un elemento. Los metales y la madera resisten bien la tracción. Sin embargo, la fábrica apenas resiste las tracciones. En el análisis límite de las fábricas se considera su resistencia a tracción nula.

Tracería. Formas geométricas de madera o piedra que se empleaban en el gótico para rellenar algún tipo de hueco, por ejemplo, en la parte superior de las ventanas, en los rosetones y en algunos arbotantes conectando el nervio inferior curvo con el superior recto. Normalmente es calada aunque puede estar resaltada sobre un fondo plano.

Tramo. Cada uno de los espacios en que los arcos

fajones o perpiaños dividen una nave.

Transepto. En una iglesia de planta cruciforme, cualquiera de los brazos laterales. También se emplea como sinónimo de crucero.

Trasdós. En un arco o una bóveda, es la superficie que los limita por la parte superior y externa, concéntricamente con el intradós, o aproximadamente.

Trasdosar. Recreer o rellenar el trasdós de una arco o una bóveda.

Traza. Plano, dibujo o diseño de un edificio o parte de él. En la época gótica se realizaban con frecuencia sobre pergamino.

Triarticulado. Ver **arco triarticulado**.

Triforio. Galería abierta en el muro sobre las arcadas de las naves laterales, de menor anchura que dicha nave, a base de ventanas generalmente triforadas. Es típico de la arquitectura gótica.

Trompa. Sistema constructivo que permite superponer dos estructuras de diferente trazado geométrico, como una cúpula octogonal o circular sobre una base cuadrada formada por cuatro arcos torales. Consiste en superponer en los ángulos de superposición de ambas estructuras unas pequeñas bovedillas semicónicas proyectadas hacia fuera del muro. Ver también **pechina**.

Unilateral. Dícese del material que resiste esfuerzos de compresión pero no de tracción. El comportamiento de la fábrica corresponde muy aproximadamente al de un material unilateral.

Unión. Ver **ensamble**.

Vicio de construcción. Disposición constructiva, en general no aparente, que conduce a la aparición de daños en el edificio. Se habla entonces de "construcción viciosa". Un ejemplo de construcción viciosa que se daba en el siglo XIX, consiste en apoyar los sillares, resaltados sus bordes por tiradas, sobre calzos y rellenar posteriormente los lechos y sobrelechos con mortero. La carga se transmite por los calzos que, con frecuencia, agrietan y

desportillan los sillares.

Viento. Ver **carga de viento**.

Viga. Elemento estructural lineal que recibe cargas en dirección transversal a su eje longitudinal, produciéndose esfuerzos de flexión y cortadura.