arquia/e-temas

# Patología y Recalce de las cimentaciones



Juan F. Navarro Campos

5

# Índice

Prólogo 5

Preámbulo 6

1. Proceso 8
   1.1. Síntomas
   1.2. Estado del edificio: Fase de inspección
   1.3. Estudio fotográfico
   1.4. Análisis de la fisuración
      1.4.1 Análisis en planta
      1.4.2 Análisis en sección y alzados
      1.4.3 Causa fundamental
      1.4.4 Origen de los asientos diferenciales
      1.4.5 Asientos de elementos superficiales
      1.4.6 Lesiones en estructuras de hormigón
      1.4.7 Lesiones de asientos y/o flexión
   1.5. Seguimiento de las lesiones
      1.5.1 Análisis de movimientos: Testigos
      1.5.2 Análisis de movimientos: Modelización
      1.5.3 Análisis del movimiento: Curvas
   1.6. Ejemplos de patología y análisis
      1.6.1 Forma de medir la patología
      1.6.2 Grietas y fisuras estructurales
      1.6.3 Grietas y fisuras de asiento
      1.6.4 Dibujos complementarios
   1.7. Conclusiones sobre las lesiones

2. Apeos 57
   2.1. Apeos de huecos y arcos
   2.2. Apeo de muro de carga con madera
   2.3. Apeo de muro de carga con acceso por ambos lados y gatos hidráulicos
   2.4. Apeo de muro de carga con acceso desde un solo lado
   2.5. Apeo de pilar de hormigón con perfiles metálicos y gatos hidráulicos
   2.6. Apeo clásico de un mutro de fachada con madera
   2.7. Apeo de pilar con estructura tubular embridada
   2.8. La utilización del puntal telescópico

3. El estudio geotécnico 66
3.1. Estudio del subsuelo: La prospección
3.2. Ensayos de laboratorio
3.2.1 Ensayos de identificación y clasificación del suelo
3.2.2 Clasificación de Casagrande
3.2.3 Gráfico Casagrande
3.2.4 Propiedades de los suelos
3.2.5 Arcillas expansivas
3.2.6 Propiedades químicas agresivas de los suelos
3.2.7 Terrenos de rellenos
3.3. Conclusiones sobre el terreno

4. La cimentación 96
4.1. Introducción: proceso histórico
4.1.1 Proceso de aprendizaje
4.1.2 Investigación geotécnica del terreno
4.1.3 Tipologías primitivas
4.1.4 Cimentaciones superficiales
4.1.5 Cimentaciones profundas
4.2. Cimentaciones superficiales
4.2.1 Carga de hundimiento
4.2.2 Carga de hundimiento: Tensión admisible del terreno
4.2.3 Asientos
4.3. Introducción: proceso histórico
4.3.1 Zapatas aisladas
4.3.2 Zapatas corridas
4.3.3 Zapatas combinadas
4.3.4 Emparrillados
4.3.5 Losas de cimentación
4.4. Cimentaciones profundas
4.4.1 Cimentaciones por pilotes
4.4.2 Cimentaciones con micropilotes

5. Recalces 157
5.1. Causas determinantes de un recalce
5.2. Necesidad de recalzar
5.3. Tipos de recalce
5.3.1 Deficiencias o deterioro del cimiento
5.3.2 Incremento del área de apoyo
5.3.3 Transmisión de cargas a estratos más profundos
5.3.4 Mejora y consolidación del terreno
5.3.5 Recalces especiales
5.4. Control de un recalce
5.5. Posible recuperación de asientos
5.6. Discusión: tensión inicial-tensión secundaria

6. Ejemplos de intervención 189
6.1. In Intervención en edificio para una vivienda antigua en hilera
6.2. Recalce mediante pilotes
6.3. Estudio de estabilidad de edificio
6.4. Estabilidad de viviendas unifamiliares adosadas
6.5. Cimentación/recalce de una losa
6.6. Patología de viviendas adosadas
6.6.1 Descripción del edificio
6.6.2 Antecedentes
6.6.3 Encargo del análisis y propuesta de intervención.
6.6.4 Patología existente
6.6.5 Análisis de la patología
6.7. Introducción
6.8. Antecedentes geológicos de la zona
6.9. Análisis geotécnico del terreno
6.10. Comprobaciones de cálculo de la cimentación
6.11. Análisis del movimiento
6.12. Influencias de fugas de agua de la red municipal
6.13. Causa más probable de la patología
6.6.1 Movimientos detectados
6.14. Valoración para la reparación de las deficiencias existentes
6.15. Propuesta de intervención
6.16. Estanqueidad de las redes de abastecimiento de agua
6.17. Consolidación del suelo
6.18. Responsabilidades
6.19. Conclusiones
6.20. Seguimiento de la patología
6.21. Análisis de 32 viviendas pareadas

7. Bibliografía 306

8. Anexos
8.1. Tabla de conversión de sistema MKS a SI
8.2. Representación gráfica
8.3. Nomenclatura

# Prólogo

Prologar un libro no se encuentra dentro de mis escasas habilidades, sin embargo, es un deseo de su autor que debo cumplir por ser inexcusable.

Más que un prólogo al uso, creo que es más adecuado hacer una reflexión tras la lectura de su introducción y el resumen, tal como hacíamos en clase, ante un texto que considerábamos básico y fundamental para su lectura, uso y aprovechamiento.

El índice, desde el Preámbulo en sus seis capítulos y los anexos, constituyen un programa en el más amplio y completo de los sentidos que determina la palabra.

Es decir, *programa* es prevenir una acción de futuro de forma inteligente, válida y eficiente. En nuestro caso es el sistema y distribución de las materias de un curso, de una asignatura en un texto, *Patología y recalce de cimentaciones*, especializado en la elaboración de un proyecto, constituyendo un método para cualquier operación resolutiva de otros problemas estructurales.

Otra virtud, fuerza o eficacia es el hecho de la carencia de textos al uso en la actualidad y la posibilidad de establecer una docencia mediante el Máster adecuado, en base a su complejidad disciplinar que producen unos métodos transdisciplinarios, caso muy frecuente en los sistemas de conocimiento científicos.

Por tanto, gracias a la posibilidad de comunicarme su deseo de que pueda exponer esta reflexión y mi enhorabuena por la publicación.

Rafael García Diéguez
Catedrático de Construcción

# Preámbulo

Patología es una palabra compuesta que proviene del griego: *patos* (Παθος) que significa afección, dolencia o enfermedad y *logos* que denota el estudio o análisis de una disciplina; patología significa, por ello, el estudio o análisis de las dolencias o enfermedades.

Al no existir en la ciencia de la construcción una palabra que equivalga a su homóloga empleada en medicina, se ha adaptado ésta para definir y denominar a la ciencia que estudia o analiza las dolencias o daños de los edificios, realizando una equivalencia entre daños y dolencias.

Cuando un edificio presenta una determinada sintomatología, como consecuencia de la cimentación, es debido a que el equilibrio que debería existir entre él y el terreno no es estable, ocurriendo con frecuencia que los daños aparecidos no son una consecuencia directa de este equilibrio, sino de varias causas simultáneamente, por lo que desligar cada uno de ellos, así como las causas que lo producen es, en ocasiones, una ardua tarea.

La patología de la cimentación será aquella disciplina que, a partir de una serie de síntomas aparecidos o existentes en una edificación, sea capaz de aislar las causas que lo producen y consecuentemente facilitar la actuación concisa y eficaz para conseguir la correcta reparación del edificio o prevenir la necesidad de intervención.

Por ello, se expone en primer lugar la sintomatología, la forma de analizarla, el estudio y la determinación de las causas fundamentales que la provocan, para pasar, posteriormente, a la forma más racional de reparación. Todo ello arropado con disciplinas que ayudan al reconocimiento de las causas como la mecánica del suelo o el cálculo de las estructuras.

Cuando se requieren los servicios de un arquitecto especializado en estos aspectos de la construcción, es como consecuencia de la aparición de unos síntomas inequívocos: normalmente grietas y fisuras. Por ello, este manual se ha distribuido en el orden lógico en que se contempla un hecho ruinoso para facilitar a los arquitectos y técnicos en general, un guion fácil de seguir sin pretensiones didácticas y eliminando, siempre que es posible, los aspectos matemáticos no imprescindiblemente necesarios para la demostración o la exposición de un determinado tema.

En ocasiones es necesario discernir entre los síntomas que provienen de un deficiente funcionamiento de la estructura portante que, aunque similares, no deben confundirse con los aparecidos a consecuencia de un fallo de la cimentación. Es evidente que las actuaciones entre reforzar una estructura y consolidar una cimentación deben ser muy diferentes.

Por otro lado, la cuantía económica de este tipo de actuaciones es, normalmente, bastante elevada, lo que debe concienciar al técnico interviniente a determinar con total exactitud la intervención que debe efectuar.

Se pretende orientar al profesional que comienza en estas andadas a que tenga una mejor planificación y determinación de los hechos que están aconteciendo y para que no tenga que descubrir por sí solo lo que otros profesionales, a fuerza de sinsabores, ya descubrieron. Para lo cual, se expone una forma de acometer el estudio del edificio de forma sistemática, para que no pueda haber equívocos en la compresión de los fenómenos a los que el buen profesional se enfrenta.

# 1. Proceso del análisis

Si bien el *Diccionario de la Lengua Española* define **fisura** como aquella **grieta** que se produce en un objeto y grieta como aquella quiebra o abertura que se hace naturalmente en la tierra o en cualquier cuerpo sólido, es decir, lo mismo, se quiere comenzar este capítulo matizando la definición de ambas palabras, dentro del campo de la patología y como síntomas ineludibles de daños existentes, en los siguientes términos:

> **Grieta**: Abertura longitudinal incontrolada que afecta a todo el espesor de un elemento constructivo.
> **Fisura**: Abertura longitudinal incontrolada que afecta solo a una de las caras del elemento constructivo de forma superficial.

La diferencia entre grieta y fisura no está, en consecuencia, en el grosor de la abertura, sino en observar si traspasa, o no, la totalidad del grosor del elemento constructivo que se analiza.
Puntualizado lo anterior, es preciso adentrarse de lleno en el proceso de análisis del edificio, de acuerdo a los siguientes extremos:

## 1.1. Síntomas

Cuando se requiere a un técnico para analizar un edificio, es porque sus propietarios han observado la aparición o existencia de una serie de síntomas que concretados al campo de las cimentaciones son los siguientes:

**Deformaciones**. Aparecen tanto en los elementos portantes (estructura) como en los portados (cerramientos y particiones) y en sus distintas formas:

> **Pandeos**. Deformaciones de elementos lineales debido a esfuerzos de compresión.
> **Alabeos**. Deformaciones de elementos superficiales debido a esfuerzos o movimientos asimétricos.
> **Desplomes**. Desplazamientos de la cabeza de un elemento, con pérdida de su verticalidad, a consecuencia, normalmente, de esfuerzos horizontales.
> **Grietas y fisuras**. Como ya se ha mencionado con anterioridad, son aberturas longitudinales incontroladas que atraviesan o no la totalidad del elemento constructivo.

**Desprendimientos**. Es la separación y caída de un material constructivo de su soporte.
Los síntomas, que se han clasificado anteriormente en grandes grupos, se reflejaran en el momento de la inspección de forma meticulosa, tal como se detalla en los apartados siguientes.

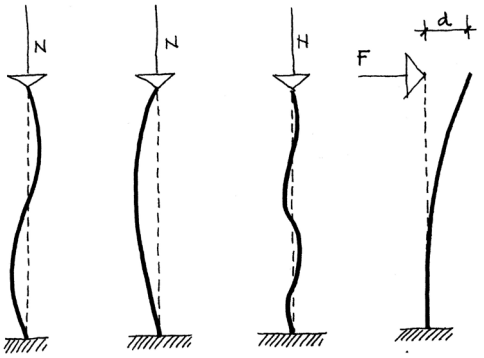



Figura 1.1 A) Pandeo, B) Pandeo, C) Pandeo, D) Desplome

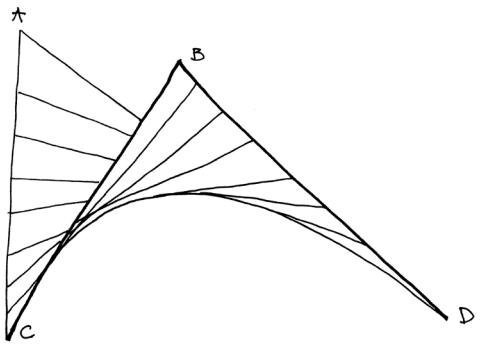



Figura 1.2 Alabeo

## 1.2. Estado del edificio: Fase de inspección

En primer lugar, será preciso inspeccionar el edificio que se tiene que analizar en todo su desarrollo e independientemente de su magnitud. Cada uno de los daños deberá ser ubicado en un documento para, posteriormente, poder cuantificar y valorar las reparaciones necesarias de forma concisa y no con estimaciones un tanto frívolas.
Debe reflexionarse que habitualmente este tipo de estudios sirve posteriormente para realizar una reclamación judicial a las partes intervinientes en la construcción del edificio y parece justo que los condenados a repararlo deben pagar solo lo que se ha dañado por su imprudencia o negligencia y no por el mantenimiento integral del mismo.
El primer análisis que hay que realizar en el edificio que se estudia es un levantamiento gráfico y fotográfico de los daños del mismo. Para ello se puede recurrir a la plasmación de la patología observada en un impreso tipo, ubicando las deformaciones, situación, forma y grosor de las grietas y fisuras, así como los desprendimientos existentes. De esta forma se podrá recordar posteriormente lo observado el día de la inspección, para poder valorar y cuantificar el fenómeno que se ha desarrollado.
Habida cuenta que la mayoría de los estudios se plantean en edificios de viviendas, se puede emplear para la toma de datos un impreso que contiene un esquema de una habitación tipo, con sus paredes abatidas perimetralmente. Para situar posteriormente dicha habitación se le representan los huecos (puertas y ventanas), así como aquellos elementos que puedan tener importancia en el análisis

posterior del edificio, como pilares, jácenas, vuelos, etc.
Entre los datos que se deben tomar no deben faltar la fecha aproximada de la última pintura efectuada, los materiales empleados en los acabados y las referencias a las habitaciones y espacios contiguos, para poder situar cada habitación posteriormente. Es conveniente realizar un estudio previo antes de visitar el edificio en cuestión, preparando un esquema general de cada vivienda y una fotocopia de cada una de las habitaciones que se han de inspeccionar.

Si el edificio es bastante grande, la documentación se puede preparar tras un muestreo previo, planificando un orden concertado por plantas y escaleras. Como término medio se puede planificar las visitas de inspección a razón de quince minutos por vivienda, no debiendo verse al día más de dieciséis (cuatro horas) ya que, por la experiencia obtenida a lo largo de los años, he observado que a partir de este número la toma de datos empieza a ser bastante deficiente. Por otro lado, si la sintomatología es similar se realiza más rápidamente inspeccionando todos los pisos que se hallan en la misma vertical, ya que se acaba aprendiendo la forma de la vivienda y la ubicación general de los síntomas que son comunes.
Las grietas y fisuras se grafiarán especificando sus grosores, empleando una doble grafía para las plantas: continua, la existente en el suelo y a trazos, las proyectadas del techo. Cuando por circunstancias de especial gravedad así se estime oportuno, se medirán y anotarán los grosores de las mismas
Existen escalímetros o fisurómetros para la medición de fisuras impresos en una tarjeta de acetato transparente con las que se pueden realizar mediciones por comparación con las existentes en el edificio.

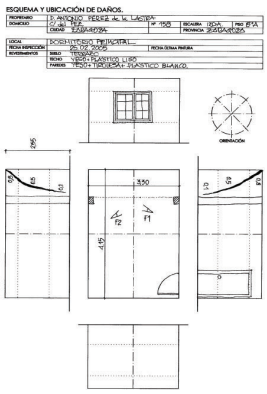



Figura 1.3
Hoja de toma de datos

De esta forma se podrá analizar si una grieta o fisura se desarrolla aumentando o disminuyendo de tamaño, dato que será posteriormente muy importante para conocer el movimiento que está ocurriendo en el edificio. Es interesante adjuntar toda esta documentación al informe realizado, con el propósito de constatar el estado en el que se encuentra el edificio, sirviendo como un acta de su estado actual.




Figura 1.4
Tipo de fisurómetro impreso en acetato.

## 1.3. Estudio fotográfico

Simultáneamente al levantamiento del estado de la fisuración descrito en el apartado anterior y, aprovechando la toma de datos, se ubicará en cada documento el lugar desde donde se toman fotografías de las distintas grietas y fisuras con referencia a la propia numeración de la máquina.
Las fotografías servirán, asimismo, coma acta del estado en que se encuentra el edificio en el día de la inspección. Sería conveniente que la misma máquina imprimiese la fecha en la propia fotografía.
Para este tipo de trabajo son óptimas cámaras compactas automáticas con objetivo zoom que, siendo relativamente pequeñas, dan unas prestaciones excelentes.
Ahora es conveniente utilizar cámaras digitales porque tienen una excelente sensibilidad y su transferencia al informe es muy cómoda, ya que podemos copiarlas en el ordenador de inmediato sin procesos de revelado.
Asimismo, no es conveniente realizar fotografías con flash a fisuras muy delgadas (< 0,20 mm) ya que no se aprecian en la impresión.
Por último, será preciso realizar fotografías de conjunto como fachadas, vestíbulos, etc., que servirán posteriormente para distintas funciones, como se verá.

## 1.3. Análisis de la fisuración

Obtenida la documentación citada con anterioridad es necesario realizar un análisis desde una perspectiva más lejana, que nos ayude a comprender lo que está aconteciendo en el edificio. Para ello se colocarán las fisuras en planta, alzados y secciones, tras lo cual se intentará reconstruir el movimiento general del edificio.

Observando estos tipos de esquemas, se puede deducir si el problema existente pertenece a un aspecto estructural o de cimentación.
Aunque la diversidad de problemas y de tipología de la edificación es tan grande, que se puede decir que los daños aparecidos en un edificio a consecuencia de desequilibrios en la cimentación, genera familias de grietas y fisuras similares en cada planta del edificio. Es decir, que suelen ser daños ubicados en zonas concretas, localizados en planta y no relacionados en altura.

En ocasiones, discernir de forma inmediata la causa origen de daños no es nada fácil, así como tampoco lo es sintetizar y clasificar las fisuraciones tipo y sus causas, sobre todo ante la diversidad de casos edificatorios y otros tantos posibles daños diversos. No obstante, se va a intentar sistematizar determinados casos concretos y su forma de reconocerlos.

### 1.4.1. Análisis en planta

Una losa de hormigón se fractura cuando se produce en ella un movimiento que forma una superficie alabeada. En efecto, si se considera un módulo formado por cuatro pilares y una superficie apoyada, ligada a ellos, y se considera, también, que uno de los pilares desciende, el movimiento de descenso de una de las esquinas de la losa produce una rotura a lo largo de la diagonal opuesta. En cambio, el descenso simultáneo e igual de dos pilares contiguos produce un basculamiento de la losa y no la rotura. Visto en planta, el descenso de un pilar produce la rotura de la losa en el sentido de la diagonal opuesta.

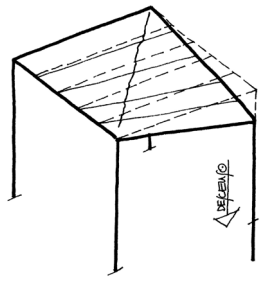



Figura 1.5
Movimiento en labeo

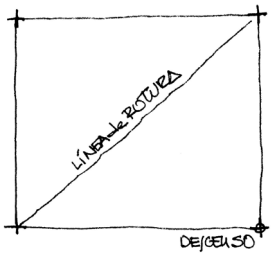



Figura 1.6
Línea de rotura de una losa

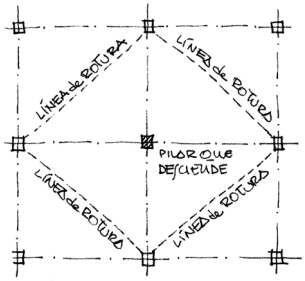



Figura 1.7
Rotura de una losa por descenso de un pilar central

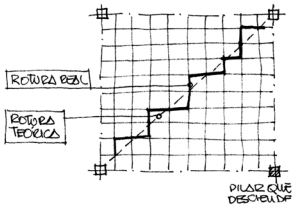



Figura 1.8
Rotura real de la losa

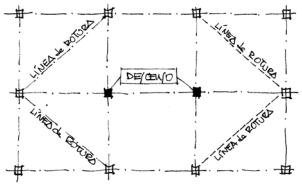



Figura 1.9
Rotura de losa por asiento de pilar central

Extrapolando el modelo a una trama más compleja, las líneas de rotura envuelven al pilar que ha descendido.

En este proceso hay que resaltar dos aspectos: en primer lugar, que la línea de rotura aparece solo en el caso en que el descenso del pilar es tan importante que la losa queda en vuelo; en segundo lugar, cuando la losa está revestida con pavimentos ejecutados sobre cama de arena, es habitual que la línea de rotura siga la trayectoria más cercana a la teórica, pero a través de los contornos de las piezas del pavimento, sin romper el propio pavimento. Esta forma de acusar la rotura de la losa o forjado es habitual en pavimentos de terrazo o mármol; en los de gres, colocados con mortero de cemento cola, la rotura real se asemeja bastante más a la teórica; en cambio, en los pavimentos flexibles estos síntomas no aparecen.

Ahora bien, si el descenso se produce en dos pilares consecutivos las líneas de rotura de la losa siguen envolviendo a los pilares descendidos. Es una patología clave en los movimientos verticales de los pilares que es necesario recordar, porque el pilar que descendiente siempre es abrazado por las fisuras de los forjados de la columna.
Es preciso no confundir los síntomas que aparecen en una losa por rotura debido al descenso de sus elementos sustentantes, con los síntomas debidos a rotura por flexión.

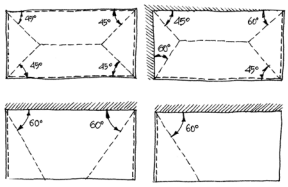


Figura 1.10
Roturas de losa según el tipo de empotramiento en el soporte

Un aspecto que hay que tener en cuenta en este tema es que cuando un pilar o varios descienden, la sintomatología aparecida se repite de forma similar en todas las plantas superiores del edificio; en cambio en roturas por excesivas deformaciones y/o cargas o sobrecargas no tenidas en cuenta, la sintomatología se aprecia más en las plantas inferiores que en las superiores, debido fundamentalmente al arrastre de cargas a través de la tabiquería y cerramientos.
Cuando la estructura sustentante es un muro de carga la diagonal de rotura, puede aparecer deformada. Habida cuenta que los muros de carga, como más adelante se verá, no se hunden de forma homogénea, la línea de rotura de la losa une secciones diferentes de dichos muros de carga.

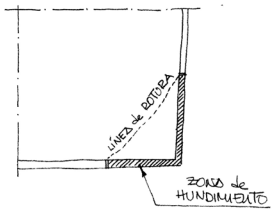



Figura 1.11
Rotura de losa por hundimiento de una zona

## 1.4.2. Análisis en sección y alzados

Al igual que se ha estudiado la fisuración en planta, reflejaremos la fisuración en los elementos verticales que cierran las distintas dependencias del edificio sea en su cara externa: alzados, o en su zona interna: secciones; lo que nos dará una idea bastante concreta de lo que le está ocurriendo.
Lo primero que es preciso analizar es el comportamiento de los materiales que componen la tabiquería o los cerramientos. Normalmente, son elementos compuestos por fábricas que se comportan bastante mal a los esfuerzos de tracción, por lo que se puede afirmar que "donde hay una fisura hay una tensión de tracción perpendicular a ella".

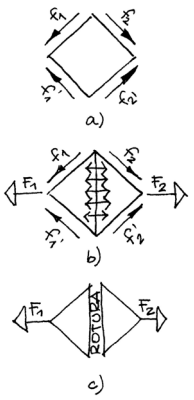



Figura 1.12
Proceso de la rotura de un material pétreo

En la figura de la página siguiente, que es un ejemplo de representación en sección, queda claro que el asentamiento de la zapata central está provocando la aparición de fisuras que, visto desde el interior de cada vivienda, sería más difícil de precisar.

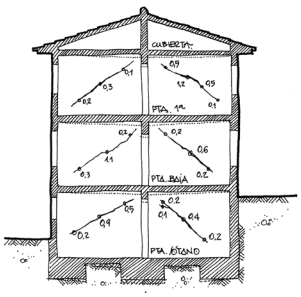



Figura 1.13
Análisis del edificio en sección

Como se puede observar en la figura adjunta, el descenso del lado del cuadrado de la posición **AB** a la **A'B'** lo deforma de manera que la diagonal **B'C** se alarga y la **A'D** se acorta, lo que ocasiona la aparición de tensiones de tracción y compresión más importantes cuanto más nos acercamos a su centro. En este punto, las tensiones de dirección **A'D** son de compresión y las de dirección **BC'** son de tracción.

Como los materiales que se emplean en construcción, en la ejecución de cerramientos y particiones, son materiales de tipo pétreo, resisten muy bien las tensiones a compresión y bastante mal las tensiones de tracción, manifestándose de todo ello una rotura, con la aparición en la diagonal **A'D**, de una grieta o fisura.
Para observar mejor el movimiento del edificio y si éste se presta a ello, se puede partir, bien de un dibujo en alzado, o bien de una buena fotografía del conjunto para analizar el movimiento que está padeciendo el edificio. El resultado obtenido, bastante espectacular, se genera cortando la fotografía o el alzado por las grietas existentes abriéndolas y exagerando el efecto. De esta forma el resultado visual es compresible por cualquier persona no experta en estos temas.

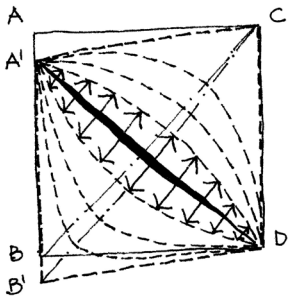



Figura 1.14
Aparición de la rotura de un tabique

Aunque el problema anterior no es un problema de cimentación, se puede observar que la rotura del muro de la torre es debido a la partición de empuje horizontal de la bóveda que la remata, poniéndose en evidencia la causa principal de los daños aparecidos.

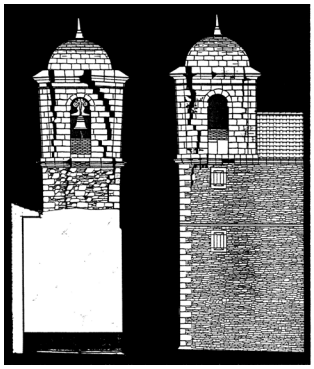


Figura 1.15
Representación gráfica exagerada de las grietas de un edificio



Figura 1.16
Representación gráfica de grietas y movimientos



Figura 1.17
Otro ejemplo de representación gráfica de grietas y movimientos

Como se puede observar se pueden emplear diversas técnicas que ayudan a expresar gráficamente el problema existente, para hacer comprender lo que está ocurriendo a un lector no especializado en estos temas.

En la figura 1.16. es el mismo problema planteado en una casa de finales del siglo XIX, donde una fuga de agua de la red municipal, está poniendo en serios apuros al muro de fachada que actúa como muro de carga. En esta foto se ha realizado esta técnica, por lo que cualquier lector puede observar que la casa está girando hacia la izquierda, por asentamiento de la zona señalada con flechas azules. Asimismo, se ha colocado una línea roja a trazos de forma vertical, para que se vea claramente el movimiento de vuelco de la casa hacia el lado izquierdo, que es por donde está asentando.

La siguiente fotografía, 1.17, es una vivienda unifamiliar, que se ha ejecutado con muros de carga de bloque de hormigón blanco. Al cortar la misma, abrir las grietas y exagerar el efecto, se observa claramente los movimientos del edificio y la zona de mayor hundimiento o asiento.

La colocación de flechas que indican el movimiento y líneas de referencia ayudan a comprender mejor los movimientos existentes que es lo que se pretende analizar para poder, posteriormente, emplear la técnica adecuada para su reparación.

### 1.4.3. Causa fundamental

Es conocido, por todo técnico en la materia, que la cimentación de un edificio es la parte de la estructura que tiene como misión transmitir los pesos propios de los elementos constructivos, así como las cargas y sobrecargas del edificio, al terreno, sirviendo como nexo de unión entre ambos.

Si se considera una cimentación perfectamente calculada, de forma que cada unidad de superficie transmite la misma tensión al terreno y, si este es un medio homogéneo e isótropo, se produce una tensión-deformación del terreno que se equilibra cuando la tensión transmitida por la cimentación y la reacción producida por el terreno son iguales.

En estas condiciones ideales el terreno se deforma homogéneamente y el edifico sufre un descenso uniforme que se denomina *asiento*. Este hundimiento pasa inadvertido para los propietarios del edificio, trabajando la cimentación con su estado de cargas y tensiones equilibradas previstas.

Ahora bien, si el hundimiento del edificio no es homogéneo, sino que se efectúa de forma desigual, bajando unas zonas más que otras, la estructura se deforma apareciendo tensiones no previstas que pueden llegar a romperla, así como a aquellos elementos que se sustentan en ella.

La diferencia de descenso entre unos puntos concretos de la cimentación y otros es lo que se denomina *asiento diferencial*, siendo la causa fundamental de los daños aparecidos en un edificio a consecuencia de un deficiente equilibrio entre cimentación y terreno.

Para analizar este extremo se consideran dos puntos de una cimentación, distantes entre sí en una distancia L. Si el primero, (A) desciende la distancia s1 y el segundo (B) $s_2$, siendo $s_2 > s_1$ se produce un asiento diferencial Δd cuyo valor es el siguiente:

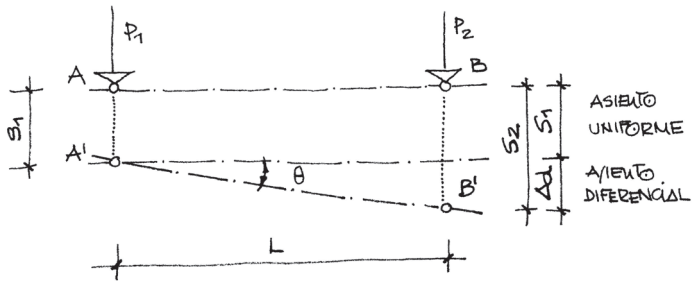



Figura 1.18 Asiento diferencial y distorsión angular

$$\Delta d = s_2 - s_1$$

El asiento diferencial ocasiona un giro de la cimentación denominado distorsión angular que se define como el cociente entre el asentamiento diferencial entre dos puntos y su distancia. De la figura anterior se deduce que:

$$tag\theta = \frac{s_2 - s_1}{L} = \frac{\Delta d}{L}$$

Como el ángulo θ es muy pequeño se puede considerar que θ=tgθ, de forma que la distorsión angular θ se puede expresar:

$$\theta = \frac{\Delta d}{L}$$

El asiento diferencial y, como consecuencia, de él la distorsión angular que se produce en la base de la estructura es la causa fundamental de todos los fenómenos patológicos debido a la cimentación.
Ahora bien. ¿Cómo influye un asiento diferencial en un paramento? Para ello se considera un elemento de 5,00 m de longitud y 2,50 m de altura, que está confinado en un marco estructural de jácenas y pilares.

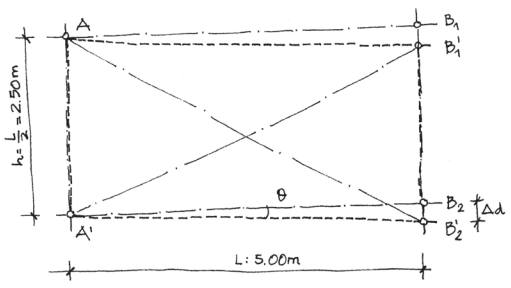



Figura 1.19 Distorsión angular de un paramento

Tal y como se ha representado el paramento, si el punto B2 asienta Δd, tomando la situación B'2, el punto B1 será arrastrado a la situación B'1, distorsionándose el paramento un ángulo θ, cuyo valor ya se ha calculado y es Δd/L. En estas condiciones ls diagonal AB'2 se alarga y la A'B'1 se acorta.
Como los materiales constructivos se comportan muy mal a tensiones de tracción, si se estudia la diagonal AB'2 se ve que se alarga, es decir que en esa dirección van a aparecer tensiones de tracción.
Si se analiza el movimiento en el ángulo inferior derecha se puede escribir:

$$sen\theta = \frac{\Delta L}{\Delta d}$$

$$\Delta L = \Delta d \cdot sen\theta$$

Como:

$$sen\theta = tag\theta \cdot cos\theta$$

Sustituyendo la fórmula anterior se obtiene que:

$$\Delta L = \Delta d \cdot tag\theta \cdot cos\theta$$

Cuando θ ≈0 el cosθ =1, por lo que

$$\Delta L = \Delta d \cdot \frac{\Delta d}{L}$$

y por lo tanto

$$\Delta L = \Delta d \cdot \frac{\Delta d^2}{L}$$

Aplicando la Ley de Hooke que dice:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

Donde
εx = Deformación
σx = Tensión
E = Módulo de elasticidad
Por otro lado, si se iguala εx = ΔL εx = ΔL
Se obtiene que:

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta \mathrm{d}^2}{L} \cdot E$$

Es decir, que la tensión que aparece como máximo en un paramento a consecuencia de un asiento diferencial es directamente proporcional al módulo de deformación del material, al cuadrado del asiento e inversamente proporcional a su longitud.

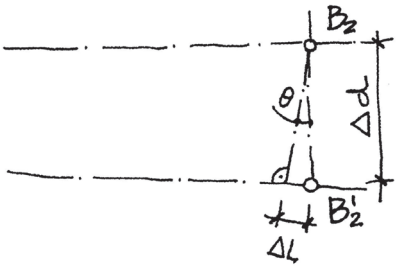


Figura 1.20 Ángulo inferior derecho

**Ejemplo**

Se supone un paramento típico de 5,00 m de largo por 2,50 m de altura y 20 cm de espesor, ejecutado con hormigón en masa tipo HM25 y se quiere conocer qué tensión se produce en su seno si se produce un asiento en el punto D de 10 mm o de 20 mm y cuál es la deformación máxima que puede soportar antes de romperse, es decir, antes de que aparezcan grietas y fisuras en su plano.

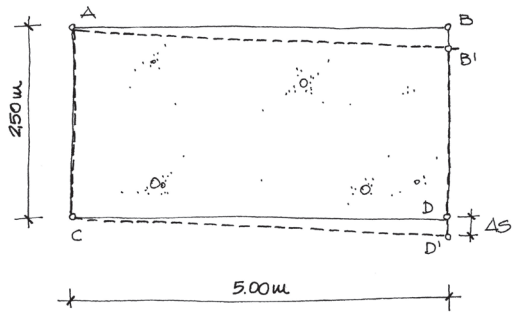



Figura 1.21 Distorsión angular de un paramento

Siguiendo el método antes establecido se calcula el valor del módulo de deformación del hormigón, que de acuerdo al artículo 39.6 de EHE:

$$E = 10.000\sqrt[3]{f_{ck}} = 10.000\sqrt[3]{25} = 29.240,18 N/mm^2$$

Obtenido este valor el asiento de 10 mm es:

$s_x$=102/5000·29.240,18=584,80N/mm$^2$

Como el muro tiene un grueso de 20cm

$s_x$=584,80/200=2,92 N/mm$^2$ (29,2 kp/cm$^2$)

Para el asentamiento de 20mm la tensión lineal será:

$s_x$=202/5000·29.240,18=2.339,21N/mm$^2$

$s_x$=2.339,21/200=11,70 N/mm$^2$ (117,0 kp/cm$^2$)

Por otro lado, la EHE dice en su artículo 39.1 que los valores medios de un hormigón a tracción vienen definidos por la expresión:

$$f_{ct,k} = 0,21\sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Ecuación que aplicada a un hormigón tipoH25

$$f_{ct,k} = 0,21\sqrt[3]{25_{ck}^2} = 1,80 N/mm^2$$

Por consiguiente, el muro de hormigón analizado se romperá con el consiguiente asiento:

1,80 = 29.24018/5000·200; $A_s$ = **7,85 mm**

Son cálculos teóricos que variarán en función de una serie de parámetros no tenidos en cuenta como la retracción, el curado, el hormigonado, etc., pero dan una idea de que las deformaciones tienen una interpretación matemática.

Por otro lado, si en el caso anterior el muro fuese de fábrica e ladrillo cerámico, el módulo de deformación sería según CTE-SE-F (artículo 4.6.5) E=1.000fk; para fk=4N/mm$^2$ el valor de E=1000·4=4000N/mm$^2$ y la tensión para un tabique de 7 cm sería de:
$s_x$ = 102·4000/5000·70 = 1,14N/mm$^2$

Cuando la resistencia a cortante no sea mayor de 0,20 N/mm$^2$

### 1.4.4. Origen de los asientos diferenciales

Los asientos tienen su origen en la deformabilidad de los suelos o comprensibilidad que varía según el tipo del mismo. La distorsión aparece cuando la compresión del terreno o, lo que es mejor, cuando la deformabilidad del suelo no es uniforme.

Es preciso tener en cuenta que la presión en un punto del subsuelo no es más que el peso de las tierras existentes. Si se elimina dicho terreno y se implanta un edificio, la tensión en cada punto del terreno tendrá que ver con la existencia de zapatas encima y la carga que transmiten cada una de ellas.

El terreno se comprime o deforma dependiendo de paramentos propios, que tienen mucho que ver con sus características físicas internas y con la carga que se le transmite.
Para que la cimentación del edificio funcione correctamente tiene que existir un equilibrio entre las cargas transmitidas y la capacidad mecánica del suelo para resistirlas. Por ello cuando se produce una alteración de este equilibrio, puede ser debida a los siguientes aspectos:

**A/.- Cimentación inadecuada.**

Dentro de este grupo se puede englobar causas como:

a/.- Inexistencia de estudio geotécnico.
Lo que implica realizar una cimentación a ciegas, por lo que puede ocurrir:

- Delimitación falsa del firme.
- Tensión admisible prevista muy superior a la existente.
- Terrenos agresivos.
- Cimentación en arcillas expansivas.
- Heterogeneidad del terreno.b/.- Deficiente ejecución.Este apartado hace referencia a los defectos de ejecución como:
- Hormigón inadecuado.
- Deficiente colocación de la armadura.
- Lavado del hormigón.
- Disgregación del hormigón.
- Estructura puesta encarga de forma inadecuada.

**B/.- Alteraciones de las condiciones de equilibrio.**

En este grupo se pueden reunir aquellas causas que pueden actuar en el equilibrio existente como, por ejemplo:

- Modificación de las acciones actuantes como: aumento del número de plantas, cambios de uso, modificación en que cargas o sobrecargas.
- Excavaciones junto al edificio (descompresibilidad del terreno).
- Filtraciones y escapes de agua, con los consiguientes arrastres y migraciones de finos.
- Vibraciones importantes: maquinaria pesada, metro, vía férrea, tranvía, etc.
- Rellenos importantes junto al edificio.
- Aparición o existencia de depresiones o dolinas.

Aunque los dos grupos parecen englobar toda la casuística que puede alterar el equilibrio cimentación-terreno, y pese a que se podría afirmar que el primer grupo causa daños de inmediato, mientras que el segundo son causas que provocan daños a largo plazo, es posible que pueda haber sus diferencias entre un grupo y el otro.

En efecto, es normal que aparezcan daños en un edificio a largo plazo (más de diez años en servicio sin problemas) cuando el hormigón de la cimentación se disgrega ante el ataque de un suelo agresivo.
Por todo ello, se puede enunciar qué daños aparecidos en el edificio antes de cumplir los cinco primeros años de funcionamiento son achacables a defectos debidos, normalmente, a una cimentación inadecuada. Los daños aparecidos con posterioridad serán probablemente problemas provocados por alteraciones de las condiciones iniciales del equilibrio y agresiones incontroladas, consecuentemente, un dato muy importante es averiguar la edad, lo más exactamente posible, del edificio. Estos datos se pueden obtener en el archivo histórico del ayuntamiento o en el catastro urbano de la ciudad.

### 1.4.5. Asientos de elementos superficiales

Independientemente de la causa que provoca el daño y que evidentemente habrá que descubrir antes de reparar dichos daños, la interpretación de las grietas y fisuras aparecidas en un muro de carga se pueden analizar siguiendo lo indicado por Fructuoso Maña en su libro *Patología de la cimentaciones* (editorial Blumen, 1978).

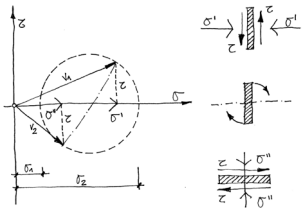


Figura 1.22 Círculo de Mohr. Esfuerzos Principales

Los muros de carga se componen de materiales muy diversos como barro y paja (tapial), adobe (muros ejecutados con piezas de barro sin cocer), muros de mampostería, sillares de piedra, ladrillos y morteros, bloques de hormigón, etc. Además, es frecuente que el mismo material cambie de calidad según el momento de la ejecución, su cochura, el vertido de agua en a un mortero duro, de vetas diferentes en la cantera, etc., por lo que el discurrir de una grieta teórica puede verse distorsionado en su trayectoria, máxime con la existencia de elementos que rompen la posible homogeneidad del muro como: huecos, balcones, dinteles, etc.

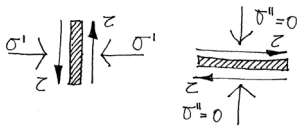


Figura 1.23
Simplificación de valores

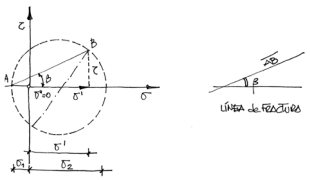


Figura 1.24
Simplificación de valores

Todo ello contribuye a que en ocasiones una grieta aparecida a causa de un problema de cimentación puede quedar oculta o distorsionada entre otras, propias de flexiones de la estructura, empuje del viento, sismo, etc., por lo que es muy importante saber distinguir unas grietas de otras, para darle la importancia justa que tienen.

No obstante, y para arrancar de algún punto, se supone que el muro que se va a estudiar es un medio homogéneo e isótropo, única forma de explicar su posible fisuración.

Si se utiliza como recurso teórico aceptable la teoría de la elasticidad y su aplicación con el círculo de Mohr y si se conocen los esfuerzos en dos posiciones perpendiculares de un elemento tensionado, se pueden calcular los esfuerzos principales:

En el caso de estudiar un momento plano sometido a un momento flector perpendicular a su plano el caso anterior se simplifica a:

Con lo que se obtiene la línea de fractura AB que forma un ángulo Δcon la horizontal. Si se realizara este mismo proceso en distintos puntos del plano, donde se conocen los valores de σ, y τ, se mantiene Δconstante, se obtiene la fractura para una tensión constante determinada, que se denominará isostáticas de compresión, cuyo diagrama es el siguiente:

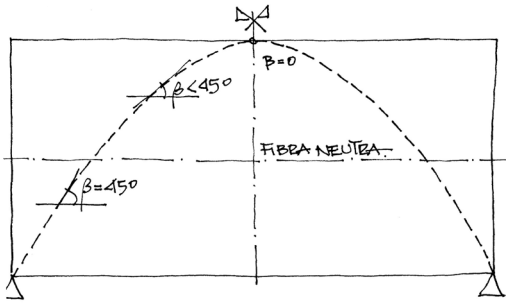



Figura 1.25 Obtención de la línea de fractura

Mediante este sistema se puede calcular las curvas isostáticas de compresión que coinciden con las posibles líneas de fractura. A continuación, se procederá a presentar diversos casos de muros de carga con sus isostáticas de compresión. Se habla de muros de carga por tener dos dimensiones predominantes (longitud de altura) y están sometidos a un momento flector perpendicular a su plano.

1.4.5.1.
Muro de un vano: Apoyado-apoyado

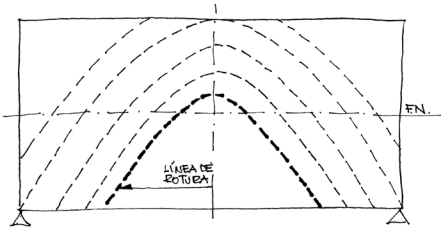



Figura 1.26
Isostática de compresión

La línea de rotura, grafiada más gruesa, aparece dependiendo de muchos parámetros como: de sus dimensiones, de la rigidez y material del muro, del estado de acciones que hay sobre el tipo de materiales, etc.

1.4.5.2.
Muros en forma de ménsula

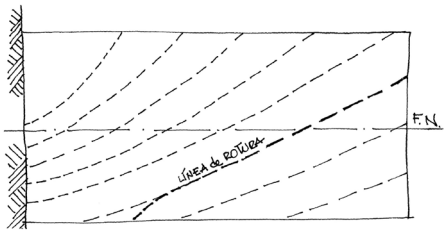



Figura 1.27
Isostática de compresión y líneas de rotura

Como ya se vio, la rotura a tracción sigue la isostática de compresión que suelen formar lo que se ha llamado **arco de descarga** donde confluyen las tensiones principales, coincidentes con los puntos de mayor tracción.

1.4.2.3.
Muro de dos vanos simétricos

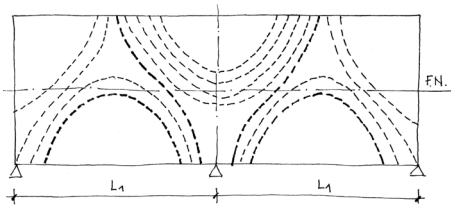



Figura 1.28
Isostática de compresión

1.4.2.4.
Muro de dos vanos simétricos

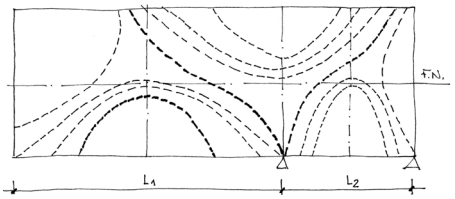



Figura 1.29
Isostática de compresión y líneas de rotura

1.4.2.5.
Muro de un vano con ménsula

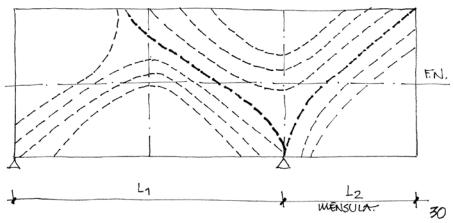



Figura 1.30
Isostática de compresión

1.4.2.6.
Muros de varios tramos

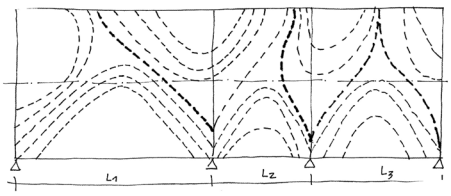



Figura 1.31
Isostática de compresión y líneas de rotura

Como se puede observar las isostáticas de compresión se van entrelazando de forma que la aparición de una línea de fractura cada vez puede aparecer en de la forma más diversa. Pero como se puede apreciar, siempre tiene una explicación basada en las isostáticas de compresión que sufre el paramento en su deformación.
Ahora bien, si se superponen los seis casos analizados con anterioridad con los posibles casos de asentamiento de un muro se puede justificar la forma de las fisuras que, como se verá, sigue alguna de las isostáticas de compresión estudiadas y que coincide con alguna de las posibles líneas de fractura.
Asimismo, la trayectoria de la fisura depende, en primer lugar, de las proporciones geométricas de la pieza; también depende del material con el que está construido y de aquellos elementos introducidos que rompen su homogeneidad como huecos, forjados, dinteles, etc., que pueden romper la trayectoria teórica hasta el punto de hacerla casi irreconocible.

A continuación, se va a sistematizar una serie de fisuras que aparecen frecuentemente en muros de edificios para analizar y estudiar el porqué de su trayectoria, así como todo lo analizado con anterioridad con su explicación más teórica.

### 1.4.5.7. Tipología de lesiones en muros

#### 1.4.5.7.A. Asientos de un extremo corto

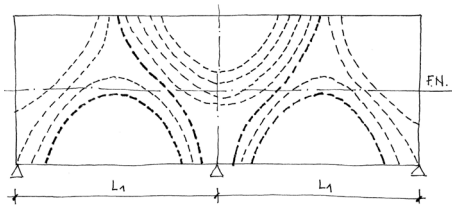



Figura 1.28
Isostática de compresión

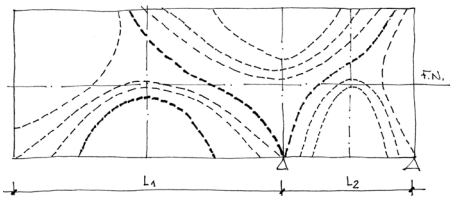



Figura 1.29
Isostática de compresión y líneas de rotura

Análisis de la lesión. Este caso se puede asimilar al caso quinto, ya que cuando la zona del terreno BC asienta, el punto B del muro se mantiene, por lo que se tiene un apoyo fijo AB y una zona en ménsula B'C.

Si se observan detenidamente ambas figuran, se comprueba efectivamente el tipo de lesión aparecido tiene una clara explicación a partir de las isostáticas de compresión establecidas que definen las posibles líneas de rotura. Ahora bien, si la zona de asentamiento de es algo mayor pueden aparecer los casos siguientes:

### 1.4.5.7.B. Asientos de un extremo medio

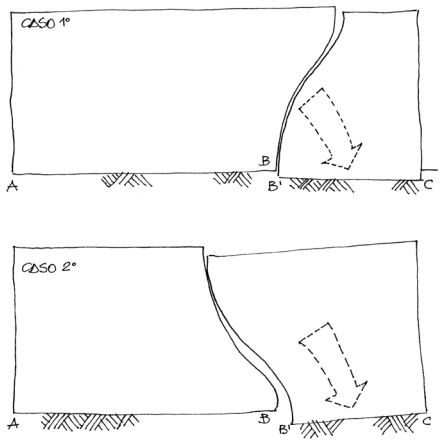



Figura 1.34
Posibles roturas de muro por asentamiento de un extremo medio

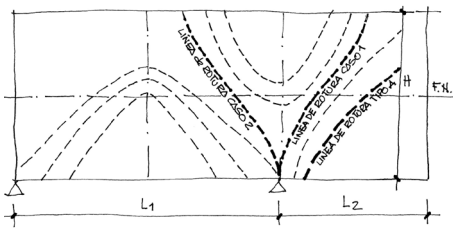



Figura 1.35
Isostáticas de compresión y líneas de rotura

Análisis de la lesión. Como en el caso a/ se puede similar al caso quinto según prevalezca una u otra línea de rotura, dependiendo de la relación $L^2$ y H.

### 1.4.5.7.C. Asiento de un extremo largo con apoyo extremo

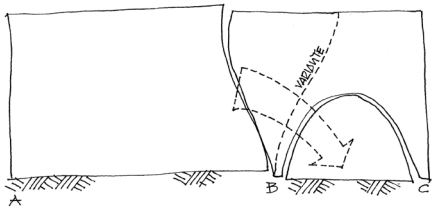



Figura 1.36
Posibles roturas de muro por asentamiento de un extremo largo con apoyo.

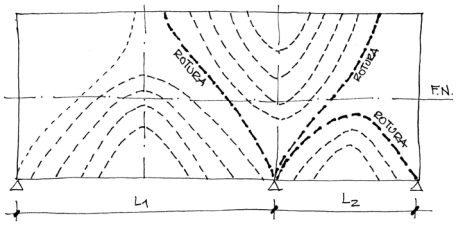



Figura 1.37
Isostáticas de compresión y líneas rotura.

Este tipo de rotura se podría asimilar a un caso cuarto que se ha superpuesto con el caso quinto. En un momento determinado.

Análisis de la lesión. Como se puede observar las grietas que suelen aparecer en un muro de carga de este tipo se pueden explicar perfectamente con las isostáticas de compresión, dependiendo su trazado de muchos otros factores, como anteriormente se ha indicado.

### 1.4.5.7.D. Asiento central corto

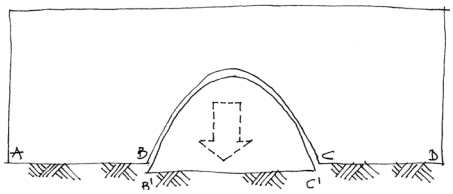



Figura 1.38
Posibles roturas de muro por asentamiento de un extremo medio

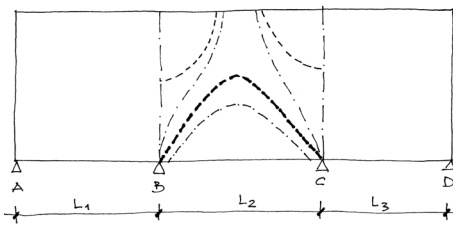



Figura 1.39
Isostáticas de compresión y líneas de rotura

**Análisis de la lesión**

Si los puntos ABCD permanecen fijos, el caso es asimilable al tipo seis que es un muro de tres tramos y cuatro apoyos.

Como en el caso b, dependiendo de las relaciones de los tres vanos con la altura, es decir, dependiendo de la zona asentada y de la altura del muro $L^2$ y H; pueden ocurrir variantes perfectamente justificada con las isostáticas de compresión de un muro con tres vanos.
La explicación es la siguiente:

### 1.4.5.7.E. Asiento central largo

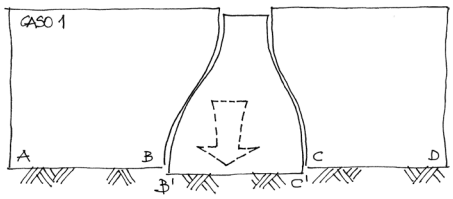



Figura 1.40
Isostáticas de comprensión y posibles líneas de rotura.

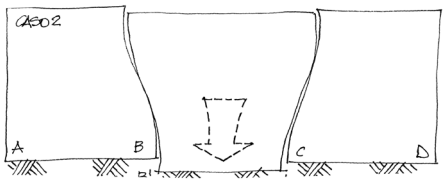



Figura 1.41
Isostáticas de comprensión y posibles líneas de rotura.

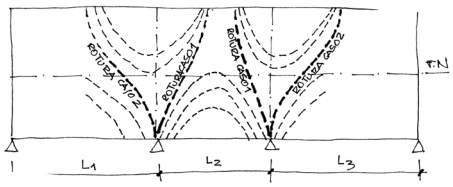



Figura 1.42
Isostáticas de comprensión y posibles líneas de rotura.

**Análisis de las lesiones**

Como se puede apreciar las explicaciones incluidas en el análisis de cada una de las versiones, se justifica perfectamente la teoría expuesta.

### 1.4.5.7.F. Asentamientos enteran muy largo

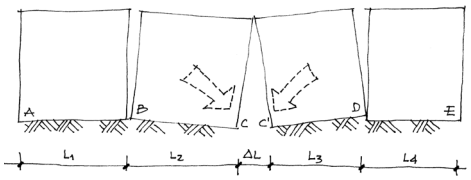



Figura 1.43 Isostáticas de compresión y posibles líneas de rotura.

Este caso es asimilable a una viga continua de cuatro vanos, predominando los esfuerzos normales de sobre los cortantes.

### 1.4.5.7.G. Discontinuidades en muros de reales

Las roturas descritas en los apartados anteriores, son reflexiones teóricas sobre muros homogéneos e isótopos totalmente exentos. La realidad es muy distinta ya que, en primer lugar, los muros están formados por fábricas de ladrillo o bloques unidos con mortero de cemento, además tienen huecos; están divididos por forjados etc., y, en segundo lugar, casi nunca están exentos sino confinados dentro de una súper estructura que los envuelve. Por ello, encontrar claramente los casos mencionados puede ser cuanto menos complicado.
Los muros de carga o los cerramientos están formados por hiladas de ladrillo o bloques de hormigón con juntas de mortero de cemento, lo que hacen de él un medio heterogéneo. Además, los movimientos de asentamiento son, en general, mucho más sutiles que los mencionados en los casos anteriores.
La forma de construir provoca las heterogeneidades no previstas. Por ejemplo, cuando se hormigona un forjado apoyado sobre un muro, el hormigón entrega en los agujeros de los ladrillos, solidarizando la primera hilada superior de la fábrica con el forjado. Por ello, los movimientos que provocan la patología, que se esperan en el encuentro muro-forjado, aparece normalmente una o dos hiladas más abajo.
También hay que tener en cuenta que cuando los operarios paran la ejecución del muro, para comer, cuando vuelven suelen batir posteriormente la mezcla, añadiendo un poco de agua; con lo que una hilada al menos queda con un mortero más pobre que el resto.

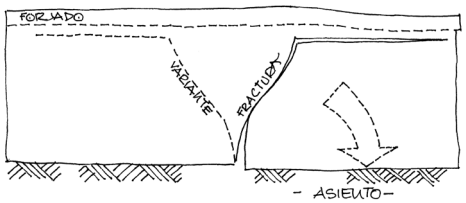



Figura 1.44 Comportamiento de muro de carga con forjado superior.

Por último, las cadenas de atado, zunchos y pilares pueden coartar claramente la libertad del desarrollo de una patología produciendo lesiones imprevisibles y en cierto modo irreconocibles. Para adecuar estos aspectos se pone como ejemplo un muro de carga con un forjado superior apoyado, que asienta por uno de sus extremos:

No es habitual que el forjado se fracture sobre todo si existe una cadena de atado perimetral armada. Como ya se ha mencionado la fractura horizontal se produce una hilada por debajo del forjado. Cuando la combinación anterior de muro forjado se repite varias alturas se pueden dar dos casos:

a) Si las cadenas de atado existen y son capaces de soportar bien los esfuerzos, se produce la fisuración expuesta con anterioridad de forma sistemática en cada una de las plantas.

b) Ahora bien, si las cadenas tratado no existen o la armadura no soporta los nuevos esfuerzos, el muro anterior actuará como un todo. Aunque pueden aparecer casos intermedios con fisuraciones superpuestas que, de alguna forma, pueden ocultar un movimiento teóricamente limpio.

Por ello, el edificio puede presentar diferentes lesiones, como las que se grafían a continuación:

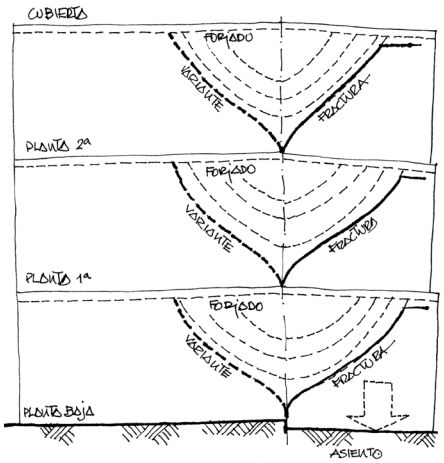



Figura 1.45
Comportamiento de muro de carga con varios forjados que resisten las acciones.

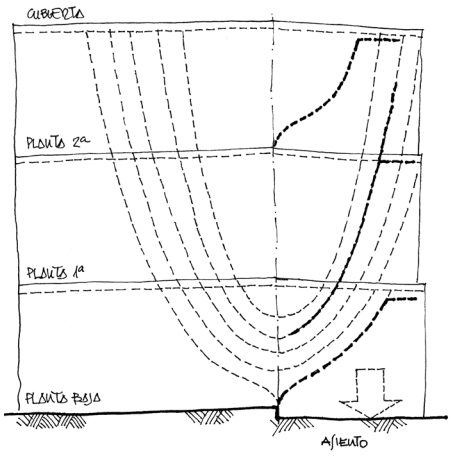



Figura 1.46
Comportamiento de muro de carga con varios forjados que resisten las acciones.

c) La existencia de huecos en la fachada crea tensiones concentradas en las esquinas de dichos huecos, modificando el tratado de las curvas isostáticas.

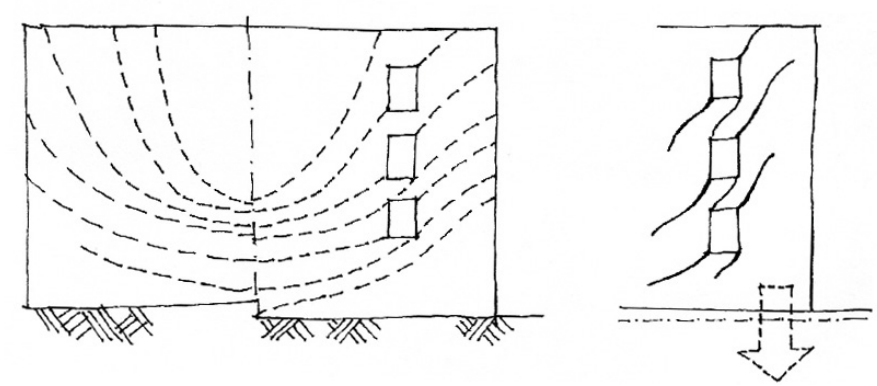


Figura 1.47 Comportamiento de muro de carga con varios forjados que y huecos.

Con todo lo expuesto con anterioridad se han analizado la forma cómo se presentan las lesiones de un muro, basadas en las curvas isostáticas de compresión, pero es sabido que la situación a la que se dedican casi nunca será aislada ya que los asientos afectan a todo el edificio.

**1.4.5.7.H. Patología en elemento espacial.**

Siguiendo el proceso expuesto hay que estimar que los muros normalmente son elementos que pertenecen a un edificio y, como tal, la patología aparece repetidamente si el asiento es simétrico respecto del edificio o no. Por ello, se puede contemplar dos casos:

Asiento del edificio: simétrico. Si el asiento se produce de forma simétrica a los ejes del edificio, como muros paralelos y sintiendo lesiones cero citadas con anterioridad se puede obtener el siguiente esquema de lesiones:

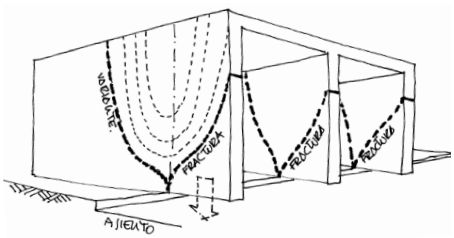



Figura 1.48
Patología de movimiento simétrico de un edificio.

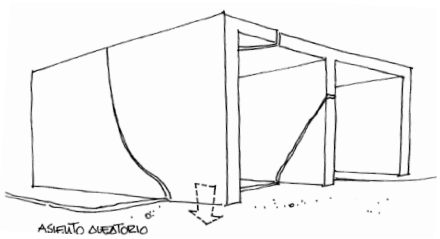



Figura 1.49
Patología de movimiento simétrico de un edificio

El asiento del edificio: asimétrico. Más frecuente al caso anteriormente expuesto es encontrarnos con un asentamiento simétrico del edificio, por lo que las lesiones no repiten el mismo esquema de fisuración. Son casos difíciles de comprender, si no se realiza un esquema de conjunto.

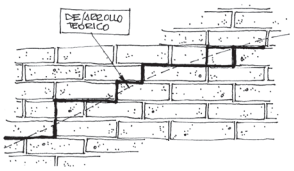



Figura 1.50
Forma de apertura de un muro de fábrica

Este suele ser el caso de fugas de agua de las redes de agua saneamiento. La vía de escape del agua puede tocar algunas cimentaciones y otras no, por lo que los asientos que se producen son casi siempre totalmente asimétricos.
El caso del apartado anterior podría presentar un cuadro de lesiones totalmente diferente al aquí presentado, como se observa en la figura anterior.

Desarrollo de las fisuras. Es necesario observar que el muro de fábrica de ladrillo o de bloques, se componen de dos materiales distintos: ladrillo o bloque y el mortero de cemento, que tienen módulo de deformación y resistencia diferente, las fisuras suelen discurrir normalmente, cuando son inclinadas, por la junta de mortero, rompiendo en contadas ocasiones las piezas cerámicas o de hormigón.

### 1.4.6. Lesiones en estructuras de hormigón

Las lesiones que pueden sufrir los edificios con estructura portante de hormigón armado, debido al suelo, vienen justificadas por la existencia de asientos diferenciales.

En efecto, supongamos una estructura porticada de hormigón armado, compuesta de pilares y jácenas. Si el asentamiento de un pilar es mayor que el de sus colindantes, se producirá un asiento diferencial, tal y como se indica en la siguiente figura:

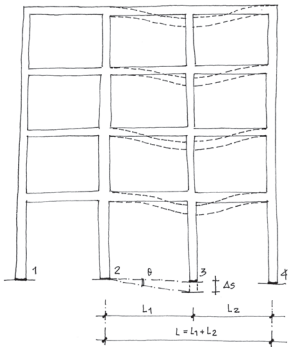



Figura 1.51
Asiento de un pilar de una estructura de hormigón

Si se considera un asiento diferencial (Δs), como ya se vio en el apartado 1.4.3, aparece una distorsión angular (θ) en la estructura.

$$\theta = \frac{\Delta s}{L}$$

Ahora bien, este asentamiento provoca la aparición de unos momentos flectores en las jácenas que se apoyan en el pilar que asienta cuyo valor es el siguiente:

$$M = \frac{6 \cdot E_e \cdot I}{L^2}$$

Por otro lado, se sabe que:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} \qquad M = \frac{\sigma \cdot I}{y}$$

Sustituyendo el valor de M en la ecuación anterior, se obtiene que:

$$\frac{\sigma \cdot I}{y} = \frac{6 \cdot E_e \cdot I}{L^2}$$

Teniendo en cuenta la expresión de la distorsión angular, se puede expresar como:

$$\frac{\sigma \cdot L}{E_e \cdot y}$$

Y que si se analiza el cerramiento que rellena uno de los vanos, se puede expresar la distorsión angular como:

$$\frac{\tau}{G_c}$$

Donde $G_c$ es el Módulo de deformación del cerramiento cuyo valor es:

$$G_c = \frac{\mathrm{E_c}}{2(1 + \mathrm{v_c})}$$

Donde:
$E_c$ = Módulo de Elasticidad del cerramiento.
$v_c$ = Módulo de Poisson del cerramiento.
Igualando ambas expresiones anteriores:

Obteniéndose que:

$$\frac{\sigma_\mathrm{e}}{\tau_\mathrm{e}} = \frac{6 \cdot E_e \cdot y_e}{\mathrm{G_c} \cdot L}$$

**Ejemplo**
Si se considera una estructura antigua de hormigón armado ($f_{ck}$=175 kp/cm$^2$) con:

$$E_e = 19.000 \cdot \sqrt{175} = 251.346,37 kp/cm^2$$

Dentro de los vanos de la estructura hay un tabique realizado con un ladrillo perforado de las siguientes características:
$\Delta_e$= 3,00 kp/cm$^2$
$E_c$ = 10.000 kp/cm$^2$
$v_c$ = 0,2
La luz del vano es de 5,00 m y el canto de la jácena es de h=40 cm, por lo que se puede expresar que:

**1º.- Módulo en de rigidez del cerramiento:**

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\mathrm{v_c})} = \frac{10.000}{2\cdot(1+0,2)} = 4.166.67\frac{kp}{cm^2}$$

**2º.- Relación σe/τe :**

$$\frac{\sigma_e}{\tau_e} = \frac{6\cdot E_e\cdot y_e}{G_c\cdot L} = \frac{251.346,37\cdot 20}{166,67\cdot 500} = 14,48$$

La relación **σe/τe = 14,48** nos indica que cuando el tabique se fractura (τ>3 kp/cm²) la jácena de la estructura de hormigón recibe la tensión adicional de 3·14,48 = 43,43 kp/cm², pero como el hormigón está trabajando a 175/1,50 = 116,67 kp/cm², la tensión adicional aumenta la tensión de trabajo a: 116,67+73,73 = 160,10 kp(cm² < 175 kp/cm² tensión siempre inferior que la de cálculo.

Del ejemplo expuesto D. Fructuoso Maña formula un axioma básico, que dice:

**Todo el edificio, cuyos cerramientos estén confinados contra la estructura, presentará frente a un asiento diferencial, impuesto al conjunto, una rotura de los cerramientos mucho antes de que se produzca ningún deterioro sobre los elementos estructurales.**

De lo expuesto se deduce que si los cerramientos están libres (sin retacar) los asientos no tendrán repercusión sobre los mismos. Este axioma es aplicable a los movimientos estructurales de flexión. Indicado lo anterior se va analizar los sitios más probables de aparición de lesiones de acuerdo a distintos esfuerzos.

### 1.4.6.1. Lesiones por asiento del pilar central

A/ Momento flector
(momentos que se inducen)

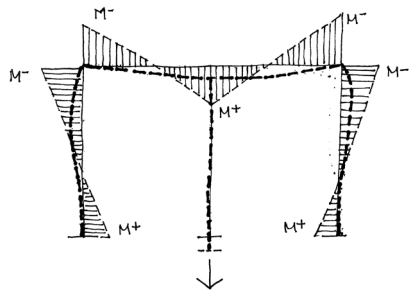



Figura 1.53
Ley de momentos inducidos en una estructura de hormigón, por asiento de un pilar.

Lesiones probables

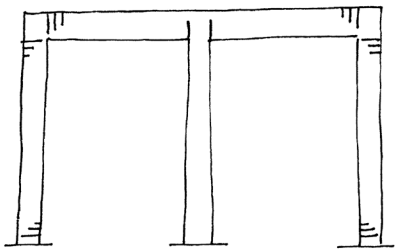


Figura 1.54
Ubicación de lesiones más probables en una estructura de hormigón, por asiento de un pilar.

Cuando asienta el pilar central aparecen dos tipos de esfuerzos: por un lado, una serie de momentos flectores, cuya aparición provoca tensiones máximas en los extremos, tal como se indica en el gráfico anterior. Pero además, se producen esfuerzos cortantes, cuyos diagramas y ubicaciones de lesiones es el siguiente:

B/ Esfuerzo cortante

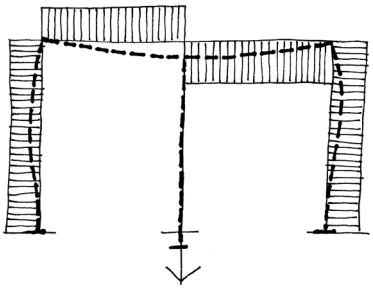


Figura 1.55
Ley de Esfuerzos Cortantes en una estructura de hormigón, por asiento de un pilar.

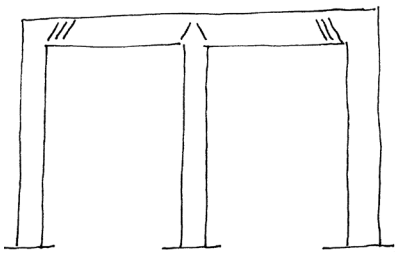


Figura 1.56
Lesiones más probables debido a los esfuerzos cortantes inducidos en una estructura de hormigón, por asiento de un pilar.

Lesiones probables

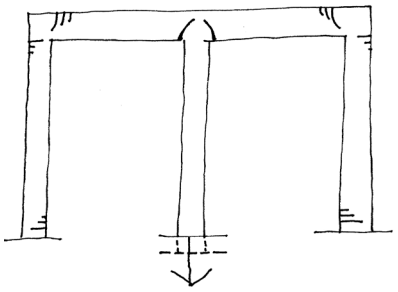


Figura 1.57
Lesiones más probables debido a los esfuerzos resultantes, por el asentamiento de un pilar.

Ahora bien, si se suman las lesiones aparecidas debido a los momentos flectores, con lo que se introducen debido a los momentos aparecidos con los esfuerzos por tanto en el cuadro de lesiones ser. el siguiente:

### 1.4.6.2. Lesiones por asiento en pilar extremo

A/ Momento flector inducido

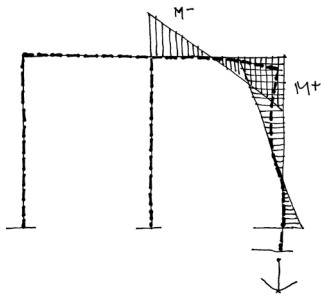



Figura 1.58
Diagrama de Momentos Flectores inducidos, por el asentamiento de un pilar extremo.

Lesiones probables

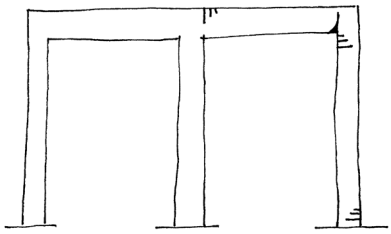


Figura 1.59
Lesiones probables debidas a los Momentos Flectores inducidos por el asentamiento de un pilar extremo.

B/ Esfuerzo cortante inducido

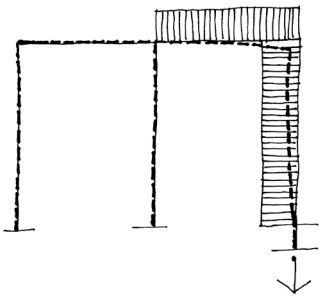


Figura 1.60
Esfuerzo cortante inducidos por el asentamiento de un pilar extremo.

Lesiones probables

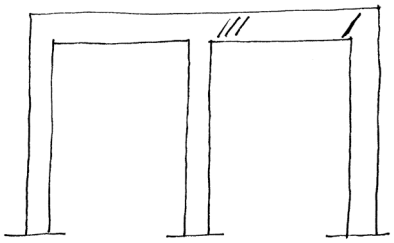


Figura 1.61
Lesiones probables debidas al esfuerzo cortante inducidos por el asentamiento de un pilar extremo

C/ Lesiones resultantes

Si, como el caso anterior, se suma a las lesiones probables en cada caso se obtiene la lesión la resultante es más probable, en caso de que asiente un pilar extremo, que es el siguiente:

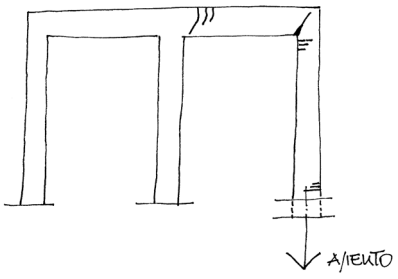



Figura 1.62
Lesiones probables resultantes debidas los momentos y esfuerzos inducidos por el asentamiento de un pilar extremo.

### 1.4.6.3. Lesiones debido a flechas excesivas

Es importante reflexionar ahora, porque las flexiones puras que aparecen en una jácena en servicio no deben confundirse con las vistas anteriormente. Estas patologías son las siguientes:

A/ Momentos flector de cargas

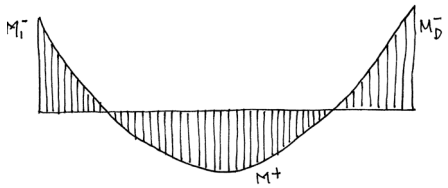



Figura 1.63
Momento flector de cargas

Lesiones debidas a la flexión

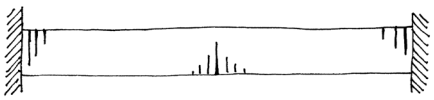


Figura 1.64
Lesiones probables debidas al Momento flector de cargas.

B/ Lesiones debidas a flechas + asientos

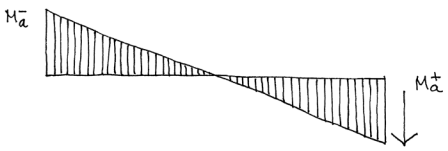



Figura 1.65
Momento flector debido a los asientos

Momento resultante

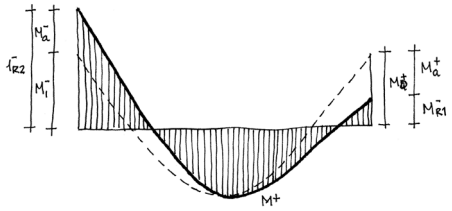



Figura 1.66
Momento flector resultante debido a los asientos + flexiones.

En el caso analizado la aparición de asiento diferencial en el nudo derecho, favorece a éste y perjudica al nudo contrario de manera que la suma de fisuras daría las siguientes resultantes:

A.- Lesiones debidas a las cargas

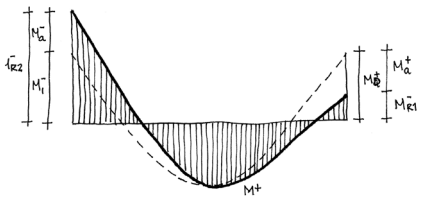



Figura 1.67
Momento flector de cargas

B.- Lesiones debidas al asiento diferencial

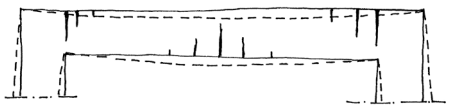


Figura 1.68
Momento flector de cargas

C.- Lesiones resultantes debidas a las cargas + al asiento diferencial

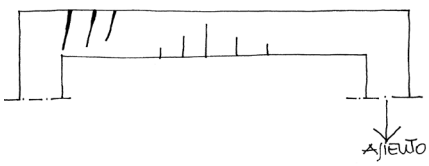



Figura 1.69
Probables lesiones resultantes debidas a las cargas + al asiento diferencial

Evidentemente, la aparición o no de lesiones en el nudo derecho se deberá a sí el momento positivo, fruto del asiento menos el momento negativo, debido a las propias solicitaciones del estado de cargas, superan la capacidad de fisuración del mismo. En todo caso, el nudo derecho se verá favorecido en principio, en tanto en cuanto al asiento no sea lo suficientemente importante.

### 1.4.7. Lesiones de asientos y/o flexión

Es habitual no poder observar la patología, explicada en el apartado anterior, si no se descubren sus laterales, sobre todo en jácenas planas cuyo canto se encuentra embebido en el grueso del forjado; por consiguiente, para poder descubrir las causas de una patología se deben analizar las fisuraciones existentes en la tabiquería o cerramientos de las distintas dependencias del edificio.

Para poder distinguir perfectamente el origen de la causa que está produciendo la patología observable, es necesario, cuando no se tiene experiencia, realizar un esquema rápido de conjunto, que ayudará mejor a comprender la causa de la patología.

Los elementos importantes a observar son los siguientes:

- Esquema de la estructura.
- Situación del arco de descarga.
- Repetición de la patología en otras plantas.

**A/ Esquema de la estructura**

Ante la inspección de una patología es preciso realizar un esquema de la estructura que sostiene el tabique o cerramiento fisurado.
En general, la patología en muros de carga tiene su origen en la aparición de asientos diferenciales. En cambio, la patología de tabiques dentro de un vano tiene su origen en flexiones excesivas.

**B/ Situación del arco de descarga**

Es fundamental situar el arco de descarga aparecido respecto de la estructura. Hay que tener en cuenta que una fisura se levanta señalando el punto que desciende por eso, si señala el centro de un vano indica claramente una importante flexión de una jácena o del entramado. En cambio, si señala un muro o apoyo (pilar) nos está indicando el asiento de dicho elemento o su colapso.

**C/ Repetición de la patología**

Normalmente la patología de flexiones suele ser acumulativas, de forma que la rotura de la tabiquería suele aparecer en un punto aislado, en cambio, la aparición de una patología debido a un asentamiento de un elemento suele repetirse en todas las plantas del elemento afectado.

En resumen, se puede considerar lo que sigue, que es muy importante de tener claro:

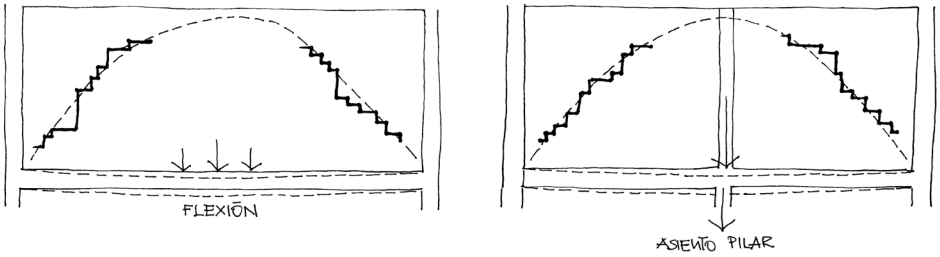



Figura 1.70 Patología debido a flexiones y asientos.

En caso de edificios construidos con muros de carga es fundamental conocer si las grietas y fisuras son debidas a flexiones de los forjados (figura izquierda) o a asientos diferenciales de la cimentación (figura derecha).

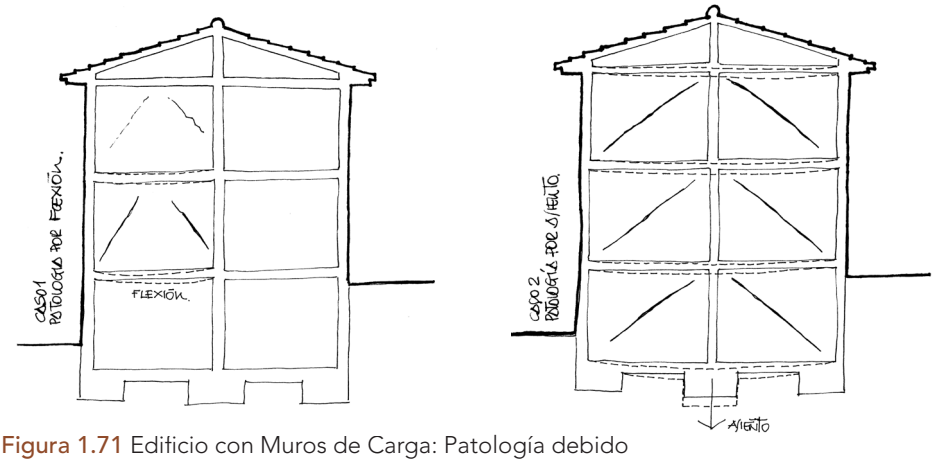



Figura 1.71 Edificio con Muros de Carga: Patología debido a flexiones (izquierda) y a asientos (derecha).

En el caso de un edificio construido con estructura portante metálica o de hormigón es, asimismo, fundamental conocer si las grietas y fisuras son debidas a flexiones de los forjados (figura izquierda) o a asientos diferenciales de la cimentación (figura derecha).

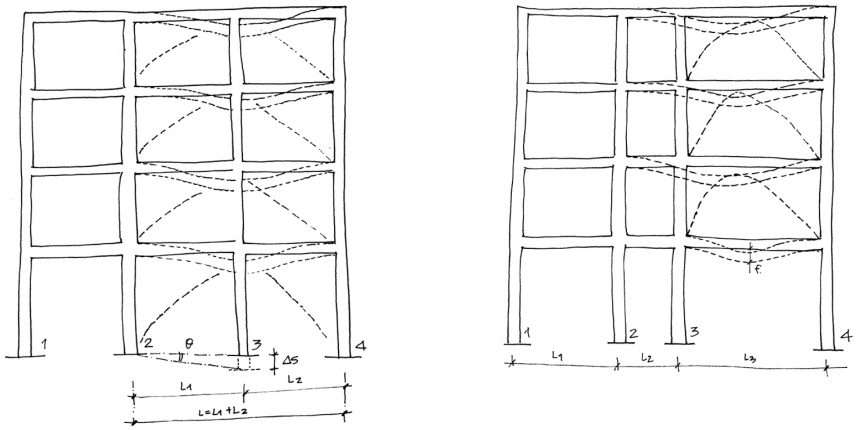



Figura 1.72 Edificio con Muros de Carga: Patología debido a flexiones (izquierda) y a asientos (derecha).

## 1.5. Seguimiento de las lesiones

Mientras se realiza todo el proceso de análisis previo, se puede estudiar la fisuración aparecida mediante la colocación de testigos o realizando una modelización de los movimientos del edificio.

### 1.5.1. Análisis de movimientos: Testigos

Si el problema no parece muy grave, se puede realizar un seguimiento de la fisuración mediante la colocación de testigos. Estos pueden ser de escayola o vidrio.

**A/ Testigo de Escayola**

Se realizan a partir de un trozo delgado de escayola obtenido de las placas de techos desmontables, de 10×10 cm, cogido con pasta de escayola a cada uno de los lados de la fisura. En el momento de la instalación se pondrá el número del punto de referencia y la fecha de su colocación.

Este elemento es lo que tradicionalmente se ha usado y solo marca la actividad de la fisura. Es decir, si se rompe nos indica que el edificio se está moviendo y si no, es que ya está estabilizado.

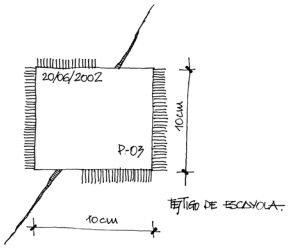



Figura 1.73
Colocación de un testigo de escayola

**B/ Testigo de Vidrio**

Igual que en el caso anterior este testigo puede ser un trozo de vidrio de 10×4 cm con un grosor de 2 o 3 mm.

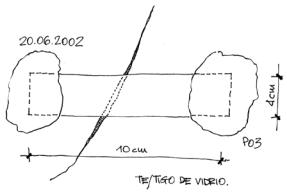



Figura 1.74
Colocación de un testigo de escayola

El problema de los testigwos es que el propietario o usuario de la vivienda puede ver el avance de la patología, con lo que puede causar una alarma innecesaria.

**C/ Anotación en la Fisura**

Otra forma de realizar el seguimiento es colocar una marca con un lápiz donde acaba la fisura, poniendo la fecha a su lado.

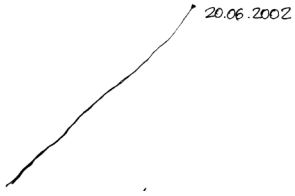



Figura 1.75
Anotación en la propia fisura

Este sistema es el más barato, pero tiene el inconveniente de que delimitar el final de la fisura es difícil de interpretar con exactitud y como en los casos anteriores los propietarios conocen la evolución, lo que crea una alarma innecesaria.

**D/ Seguimiento por Laboratorio de Ensayos**

Los métodos que emplean los laboratorios de ensayos técnicos suelen ser más exactos y fiable y nadie se entera del resultado del ensayo hasta que el técnico que lleva el análisis de la patología lo considera oportuno y emite el informe requerido. Lo importante no es si existe o no movimiento, sino cuál es su velocidad, si tiende a la estabilización o el movimiento es progresivamente lineal.

En este apartado se pueden considerar varios métodos:

**D1.-Seguimiento con Pernos y Pie de Rey**

Un primer método muy sencillo consiste en colocar dos pernos fijos a ambos lados de la grieta o fisura y realizar periódicas visitas durante seis meses o un año. La ventaja es que los puntos de referencia pasan inadvertidos y la medición la lleva el técnico que realiza las mediciones. Como los pies de rey que se utilizan son de alta precisión, es conveniente que el técnico que realice la medición sea siempre el mismo y lo haga de la misma forma.

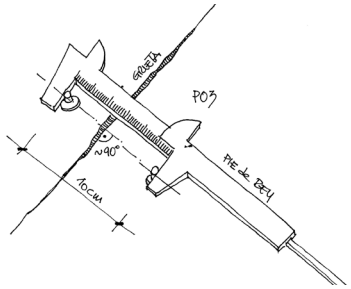



Figura 1.76
Medición del movimiento con pie de rey de precisión

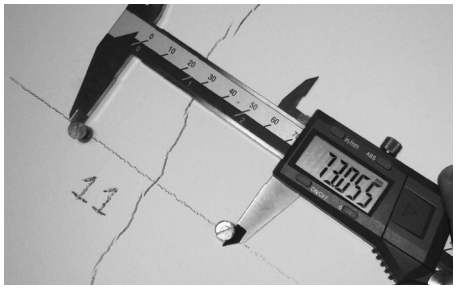


Figura 1.77
Medición del movimiento con pie de rey de precisión

**D2.-Seguimiento con medidor fijo: Flexímetro**

Este método consiste en un reloj comparador que mide analógicamente el recorrido de una varilla. Se instala fijo, apoyando la varilla en un perno o apoyo fijo, con lo que la lectura es constante. Por su costo, el punto de medición tiene que ser protegido, así como por su sensibilidad cualquier movimiento puede distorsionar la lectura. También es sensible a los cambios climáticos por lo que su uso en exteriores hay que hacerlo con precaución.

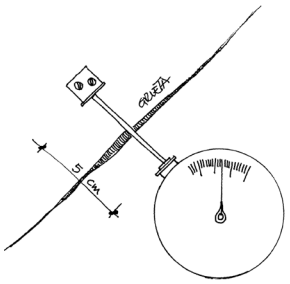



Figura 1.78
Medición del movimiento mediante un flexímetro

Esta metodología tiene la problemática de ser instalaciones fijas que hay que colocar en sitios inaccesibles al vandalismo y a manos ajenas a su ubicación.

**D3.-Seguimiento con Fisurómetros**

Otra forma de realizar el seguimiento es mediante la utilización de fisurómetros que se comercializan en el mercado impresos en láminas finas de PVC, que permite medir el grueso de una fisura; también nos pueden permitir medir y cuantificar los movimientos que se producen en una fisura en función del tiempo o de la temperatura.

**D3.-Seguimiento con Galgas Extensiométricas**

Las galgas extensiométricas son elementos basados en transductores con las que se pueden llegar a medir hasta precisiones de 10-9 m. Las hay de muchas tipologías, pero aplicadas en las mediciones a largo plazo se pueden ver afectadas por los cambios de temperatura.

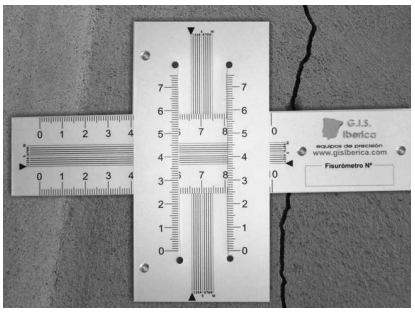


Figura 1.79
Seguimiento mediante fisurómetro.

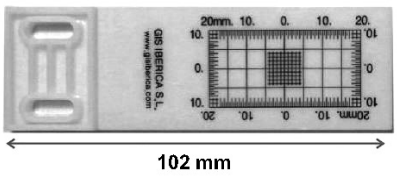



Figura 1.80
Otro tipo de fisurómetro comercializado

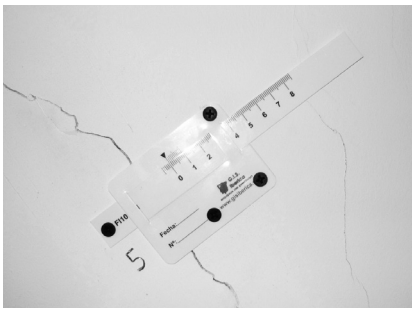


Figura 1.81
Seguimiento real mediante fisurómetro.

Evidentemente, la aparición o no de lesiones en el nudo derecho se deberá a sí el momento positivo, fruto del asiento menos el momento negativo, debido a las propias solicitaciones del estado de cargas, superan la capacidad de fisuración del mismo. En todo caso, el nudo derecho se verá favorecido en principio, en tanto en cuanto al asiento no sea lo suficientemente importante.

### 1.5.2. Análisis de movimientos: Modelización

En ocasiones si el tema es lo suficientemente grave e importante, se puede realizar una modelización por una empresa especializada en auscultación que, mediante la instalación de una serie de dispositivos, controla la edificación y el terreno, así como el seguimiento e interpretación de los datos obtenidos. A continuación, se incluye, a modo de ejemplo, el control de una junta de dilatación mediante terna de control numérico y gráfico.

En la página anterior se reproduce una página de un informe de auscultación, donde por un lado se indica el punto controlado (TR2.1), su ubicación, los desplazamientos habidos a origen (mm), la velocidad de los desplazamientos y, por último, un gráfico con la evolución de la temperatura, la apertura de la junta y su deslizamiento.

En esta obra se tomaron más de cien puntos de control, por lo que se podrían introducir en un ordenador, modelizando los movimientos a lo largo del tiempo.

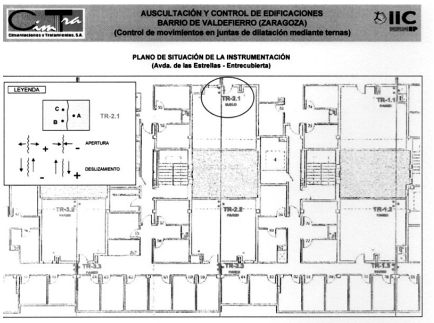



Figura 1.82.1
Seguimiento real mediante auscultación de una junta de dilatación

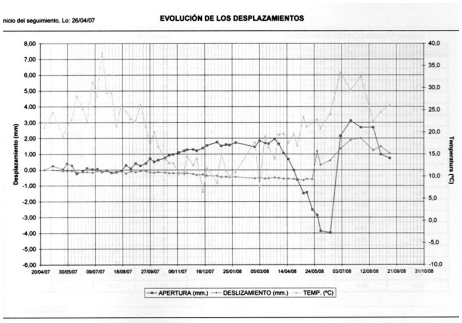



Figura 1.82.2
Seguimiento real mediante auscultación de una junta de dilatación

## 1.5.2. Análisis de movimientos: Curvas

Excepto en el caso de temas muy complicados y con grandes repercusiones socioeconómicas el técnico se encuentra solo. A lo sumo, con el respaldo de un laboratorio de ensayos homologado, que le va proporcionar los datos, de forma que debe saberlos interpretar.

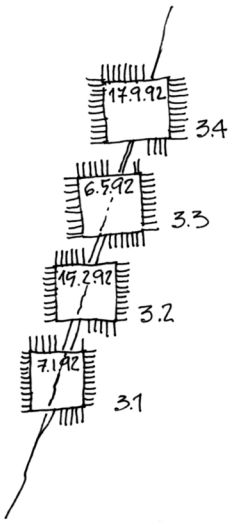



Figura 1.83
Seguimiento mediante testigos de escayola o cristal

**A/ Interpretación del movimiento: testigos**

Si el seguimiento se realiza mediante testigos de escayola o cristal, en el momento que se conozca la rotura de uno de estos testigos, se mandará colocar otro cerca de él, fechando siempre el día de su colocación.

Como durante el seguimiento de una fisura se ha observado un movimiento activo, cada vez que se ha roto un testigo se ha colocado uno nuevo, de esta forma se han obtenido una serie de fechas que nos indican los siguientes intervalos de días:

| | |
|---|---|
| 07.01.1992 | 0 días |
| 15.02.1992 | 039 días |
| 06.05.1992 | 082 días |
| 17.09.1992 | 134 días |
| 07.01.1993 | 112 días |

Con los datos obtenidos de esta forma sencilla, se puede obtener que el movimiento tiende a equilibrarse (situación de consolidación lenta) o tiende a acelerar el movimiento (actuación urgente y rápida: posible apuntalamiento del edificio y/o de la zona afectada). Con esta metodología solo se puede saber la existencia de un movimiento y su tendencia.

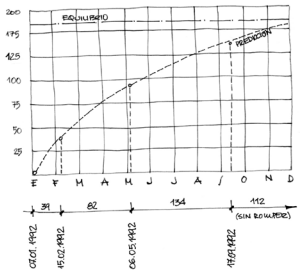



Figura 1.84
Seguimiento mediante testigos de escayola o cristal: Estimación de la tendencia

Aunque el caso descrito parece aceptable y sencillo de hacer, tiene varios inconvenientes: en primer lugar, los testigos deben ser observados casi todos los días por alguien ajeno al tema. En segundo lugar, es difícil porque apreciar a simple vista la rotura de un testigo es un problema subjetivo, porque solo es realmente apreciable la rotura, cuando la fisura tiene un determinado grosor. Por todo ello, el sistema es aceptable, pero muy impreciso técnicamente.

Por lo expuesto, será mejor emplear alguno de los métodos antes indicados que son objetivos, obteniendo dos parámetros en cada medición: la fecha y la apertura de la fisura. De estos dos valores se pueden obtener, asimismo, la velocidad del movimiento que es un dato más concluyente.

Con estos valores se puede practicar una discusión objetiva, cuyo razonamiento son los siguientes:

**A/ Interpretación del movimiento: métodos objetivos de medición**

Si se empieza con un método objetivo de precisión mínima del orden de 0,1 mm o menor, durante periodos constantes de tiempo, como una vez al mes o una vez al trimestre, y se llevan dichos valores a un diagrama de deformación-tiempo, se puede observar varios casos:

**CASO 1º.- CURVA CÓNCAVA**

Si los incrementos de deformación aumentan con el tiempo, o lo que es lo mismo, si la velocidad de apertura de la fisura va aumentando, es un caso preocupante, ya que la aceleración progresiva del deterioro puede arruinar al edificio y llegar en un periodo más o menos dilatado de tiempo a su colapso.

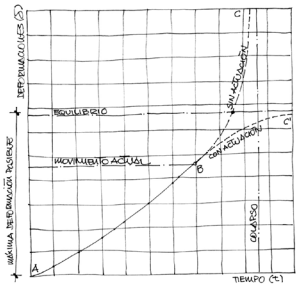



Figura 1.85
Curva cóncava del seguimiento

Es un caso típico en el que sobre un fenómeno de consolidación se superponen otras causas: descompresión lateral por excavaciones próximas, basculamiento del edificio, etc.

Ante este caso se deben tomar medidas urgentes de consolidación del edificio lo más rápidamente posible.

Como se puede observar, si el edificio se encuentra en la posición B, habiendo obtenido la curva de deformación AB, pueden aparecer dos casos: primero si no se hace nada, la curva pasa del límite del posible equilibrio y se aproxima a la recta de colapso, hasta que se produce la ruina. Segundo, si se realiza una actuación se puede hacer un cambio de tendencia en el punto B para conseguir estabilizar las deformaciones antes de llegar al colapso.
Toda intervención en el edificio deberá producir una inflexión en la curva para tender lo más rápidamente a su equilibrio natural.

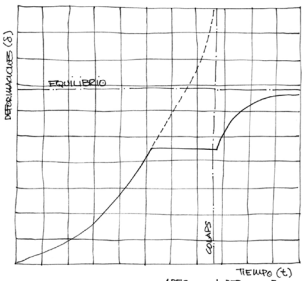



Figura 1.86
Curva cóncava del seguimiento con apeo y recalce

Fig. 1.86. Curva cóncava del seguimiento con apeo y recalce.
La actuación en estos casos es apear en primer lugar el edificio, con lo que la curva se estabiliza mientras está apeado. Posteriormente, se recalza o se elimina las causas que lo estaban deteriorando. Cuando se retire el apeo y la nueva cimentación entre en carga, la curva de deformación se irá acercando progresivamente a su asíntota de equilibrio.

En este caso la curva de deformación-tiempo quedará como se indica en la figura siguiente.

**CASO 2º.- CURVA CONVEXA**

**A.**

En el caso de que la curva sea convexa, pueden ocurrir dos casos:

**a) La rotura de la estructura** (para una determinada deformación) se encuentra por debajo de la recta de equilibrio.
Si no existe actuación el colapso ocurre cuando la curva deformación-tiempo corta a la deformación que rompe la estructura.

**b) Forma de modificación y alargamiento de la vida útil del edificio.**
Si antes de que la curva de deformación-tiempo alcance el colapso del edificio se puede realizar un apeo del edificio y su recalce liberalizándolo, con lo que se puede rebajar la deformación de equilibrio por debajo de la rotura de la estructura. El edificio puede ser salvado, con un coeficiente de seguridad aceptable, según se indica en el gráfico siguiente.

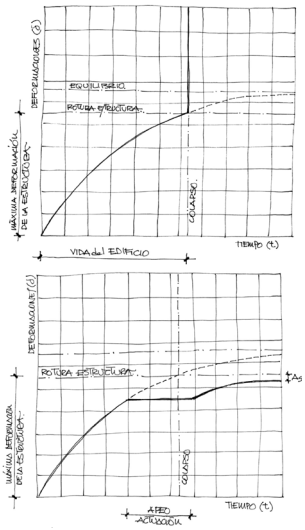



Figura 1.88
Curva convexa del seguimiento con reparación

**c) Conclusiones**
Del seguimiento periódico de la apertura de una fisura, representado en un diagrama de deformación-tiempo, se puede deducir si el deterioro del edificio es progresivo hacia el colapso o ralentizado hacia su equilibrio natural.

Normalmente el segundo caso se produce en terrenos comprimibles (rellenos, arcillas, limos, etc.), mientras que el primer caso es el resultado del segundo con la adición de alguna causa externa posterior como filtraciones de agua, excavaciones, etc.

Se ha comprobado anteriormente que el apeo del edificio estabiliza la curva de deformación-tiempo y que una actuación correcta proporciona una inflexión de la curva acercándola a su asíntota de equilibrio.

En cualquier caso, las deformaciones son directamente proporcionales al tiempo de forma que toda actuación debe ser ejecutada lo antes posible, para que las deformaciones máximas alcanzadas, en el equilibrio, sean lo menores posibles.

Un refuerzo de la estructura hace subir la recta de equilibrio y, por consiguiente, su coeficiente de seguridad.

**C/ Ejemplo de aplicación**

**Planteamiento.**

Un edificio de nueva construcción se ve afectado de una depresión cárstica (dolina) de forma que el primer bloque ha girado respecto de la perpendicular, abriéndose la junta de dilatación del orden de 71 mm.

La rigidez de la cimentación, muy fuertemente arriostrada, ha hecho que, salvo el basculamiento evidente, apenas si ha aparecido en sus cerramientos y tabiquería patología preocupante.

La administración local que por imposición judicial debe realizar una primera labor de control, nos encarga el tiempo de que dispone para realizar cualquier actuación de consolidación.

**Análisis del problema.**

En primer lugar, hay que considerar que el desplome de un pilar con una carga P de una excentricidad e, induce un momento de:

$$M = P \cdot e$$

Por otro lado, en condiciones normales, el momento resultante de la excentricidad e, debe ser soportado por la armadura de una de las caras del pilar:

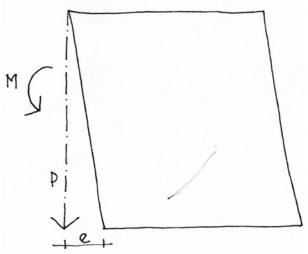



Figura 1.89
Desplome de un edificio

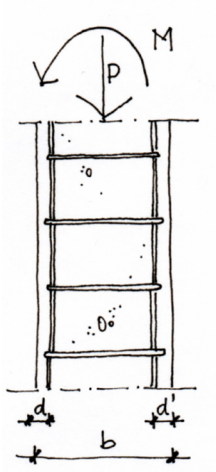



Figura 1.90 Pilar que se analiza.

$$M = a_i \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot (b - d)$$

Donde:
M = Momento existente.
$a_i$ = Sección de acero.
$f_{yk}$ = Resistencia característica del acero.
b = Lado del pilar.
d = Recubrimiento.Como M = P·e
Si se igualan ambos términos

$$P \cdot e = a_i \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot (b - d)$$

De donde se obtiene que:

$$e = a_i \frac{f_{yk}}{P \cdot \gamma_s} \cdot (b - d)$$

Expresión que estima la máxima excentricidad que se puede desplomar un pilar antes del colapso (rotura de la armadura).

Datos de partida
El edificio tiene los siguientes datos de partida:

Hormigón
HA25 ..... fck=250kp/cm²
Acero
B500S ..... fck=5100kp/cm²
Acciones características
Techo sótano-2 ..... 550kp/cm²
Sótano -1 a techo planta 5ª ..... 520kp/cm²
Cubierta ..... 500kp/cm²
Fachada y cerramiento patio ..... 670kp/cm²

A efectos de cálculo del límite último, solo se tiene en cuenta pesos propios y cargas de reales.

Con estos datos de partida, se han analizado una serie de pilares para comprobar cuál puede ser la excentricidad máxima que deben soportar los pilares antes de que se produzca el colapso.



Figura 1.90
Edificio cuyo colapso de pilares se analiza

Para ello, se seleccionan una serie de pilares para calcular la excentricidad máxima en cada planta, de acuerdo a las cargas fundamentales que soporta y de acuerdo con los parámetros antes establecidos.

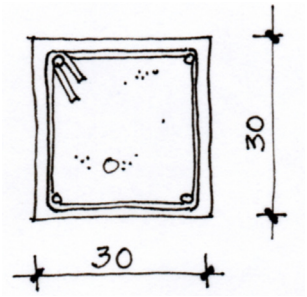


Figura 1.92
Pilar que se analiza

A continuación, se indica proceso de cálculo de uno de ellos y del resto los valores de las excentricidades obtenidas:

Superficie de Influencia: $S_i$ = 3,06 $m^2$
Longitud de fachadas: F = 3,50 m
Acero (una cara) $A_i$ = 2Ø12 (2,26 $cm^2$)
$P_{(Axil)}$= 3,06·500+673·3,50=3.875 kp

$$P \cdot e = a_i \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot (b - d)$$

Lo que significa que con la carga que tiene el pilar puede sufrir un desplazamiento de 72,42 cm para acercarnos al colapso. Pero para ello, sería considerado exclusivamente la rotura del acero sin tener en cuenta la compresión del hormigón.

**Otras consideraciones.**
En la teoría clásica de cálculo de una sección afección pura se puede establecer lo que sigue:
Para una sección de hormigón A por ben se puede deducir:

Para una sección de hormigón a·b se puede deducir:

$$F_s = a_i \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$0,85 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot h \cdot a$$

Donde:
$F_s$ = Máxima tracción del acero.
$a_i$ = Armadura.
$g_s$ = Coeficiente de seguridad del acero.
$f_{yk}$ = Resistencia característica del acero.
$f_c$ = Máxima capacidad del hormigón.
a = Ancho de la sección.
H = Canto de la sección a compresión.

Por otro lado, se conoce que:y=(b-d)-h/2 Siendo b el canto de la sección. Aplicando al ejemplo que nos ocupa se obtiene lo que sigue:

$$F_s = a_i \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 2,26 \cdot \frac{5100}{1,15} = 10.022,61kp$$

Que es la capacidad mecánica máxima que puede soportar el acero. En cuanto al hormigón, se puede establecer que:

$$0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_s} \cdot h \cdot a = 0,85 \cdot \frac{250}{1,50} h \cdot 30 = 4250 \cdot h$$

Si se iguala ambas ecuaciones
fs=fc10.022,61=4.250h de donde h=2,36 cm
Se puede ahora calcular y a partir de:
y= (30-2)-(2,36/2)=26,82 cm
Una vez conocido el valor de y se puede establecer el movimiento de agotamiento de la sección:
Mago=fs·y=10.022,61·0,2682=2.688,06mkpAhora bien, como el momento que produce el desplome era: M=P·e, para que la sección no se agote, la excentricidad máxima no debe ser mayor de:
$M = M_{ago} \rightarrow P \cdot e = F_s \cdot y$
De donde:

$$e = \frac{F_s \cdot y}{P}$$

Lo que, aplicado al ejemplo, da como resultado:

$$e = \frac{2.688,06}{3.875} = 0,69m < 0,7242m$$

Es decir, que antes de romperse el armado del pilar, se agotaría la cabeza de compresión de hormigón.
Siguiendo el proceso establecido, se obtiene el pilar más desfavorable:

**PILAR Nº 13.- PLANTA SÓTANO -1.**

Superficie de Influencia: $S_i$ = 15,67 $m^2$
Acero (una cara) $a_i$ = 2Ø16 (4,02 $cm^2$)
$P_{(Axil)}$ = 15,67·(500+7·520) = 64.873,80 kp
Analizando exclusivamente el acero se obtiene:

$$e = a_i \frac{f_{yk}}{P \cdot \gamma_s} \cdot (b-d) 4,02 \frac{5100}{64873,80 \cdot 1,15} \cdot (35-2) = 9,07cm$$

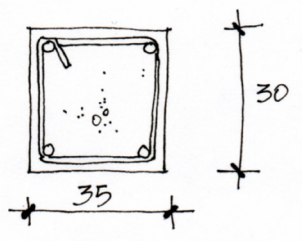



Figura 1.94
Pilar que se analiza

Ahora bien, analizando el momento de agotamiento del hormigón se puede obtener:

$$F_s = a_i \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 4,02 \cdot \frac{5100}{1,15} = 17.827,83kp$$

$$f_c = 0,85 \cdot \frac{250}{1,5} \cdot h \cdot 30 = 4250 \cdot h$$

De donde se obtiene que:
h = 17.827,83/4.250 = 4,19 cm
y = (35-2)-4,19/2 = 30,91 cm
$M_{ago}$ = 17.827,83·0,3091 = 5.509,69 mkp
Como P"e = $M_{ago}$ → P·e = 5.509,69/4.873,80 = 0,0849m
Es decir, **e=8,49 cm**

**APLICACIONES DEL CÁLCULO.**

1. La junta de dilatación se ha abierto 71 mm en dos años con una velocidad de apertura de 2,95 mm/mes, lo que concuerda muy aproximadamente con el valor que nos proporciona la empresa que ha realizado el control del movimiento que da un movimiento medio de 2,78 mm/mes.

2. El edificio se ha movido 7,1 cm y tiene PB+5 alturas, cada pilar se moverá un desplazamiento de 7,1/6=1,18 cm por lo que el movimiento real en cada año es de 0,59 cm/año. Para alcanzar los 8, 49 cm se necesitarán 8,49/0,59=14,39 años y como la medición empezó hace dos años, se necesitará el paso mínimo de 12 años para empezar a preocuparnos.

3. No obstante, los coeficientes de seguridad aplicados, la ductilidad del acero empleando que según la marca puede ir del 1,15 a 1,35, lo que daría un margen de seguridad mayor.

4. También hay que considerar que el esfuerzo de un pilar se trasladaría a los inmediatamente adyacentes, funcionando la estructura como un elemento monolítico antes de colapsar los pilares individualmente.

5. Por último, en este ejemplo hay un determinado umbral de solicitaciones que una vez transgredido, la rotura de tabiques y cerramientos, impediría su recuperación. Por este motivo no se debería dejar más de un tercio posible del recorrido al colapso, es decir 14,39/3=4,79 años; pero ya habían transcurrido dos años desde el comienzo de la patología; el límite para realizar una intervención debería estar a los 2,79 años.

## 1.6. Ejemplos de patología y análisis

### 1.6.1. Forma de medir la patología

Lo importante a la hora de analizar los movimientos que se observan durante el proceso de seguimiento es examinar cómo se mueve el edificio y cuál es la causa del mismo, mucho más que el propio movimiento en sí. Lo importante a la hora de analizar los movimientos que se observan durante el proceso de seguimiento es examinar cómo se mueve el edificio y cuál es la causa del mismo, mucho más que el propio movimiento en sí. En la fotografía adjunta se puede observar que la grieta de fachada se ha abierto 9,5 mm, pero también es importante aclarar que la zona derecha ha descendido del orden de 4.5 mm respecto de la zona izquierda. Estos movimientos relativos es importante apreciarlos para comprender, finalmente, el movimiento global.

Si se hace una fotografía del movimiento de una junta de dilatación, como la fotografía que se adjunta, hay que tener otras referencias. Se puede observar que ahora la junta tiene una apertura de 29,5 mm; pero como la junta suelen ejecutarse colocando un poliestireno 20 mm, la apertura adicional que se ha producido es de 9,5 mm, que se corresponde con lo medido en la grieta de la fotografía anterior de la misma fachada.

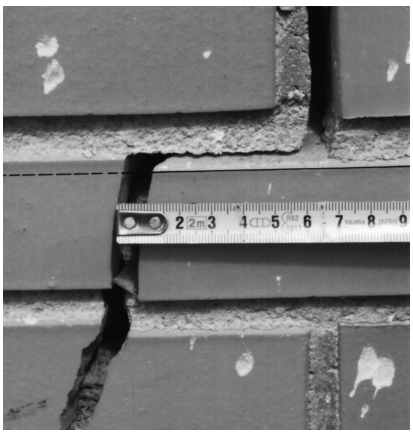


Figura 1.95
Fotografía de un detalle de la patología.

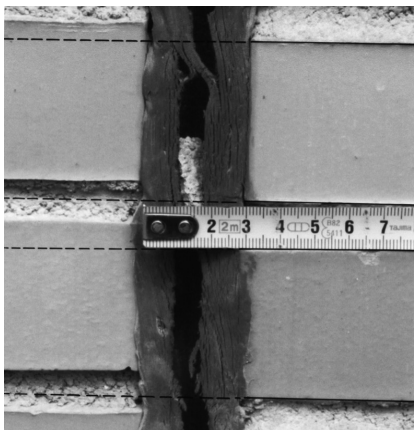


Figura 1.96
Fotografía de los movimientos de una junta de dilatación.

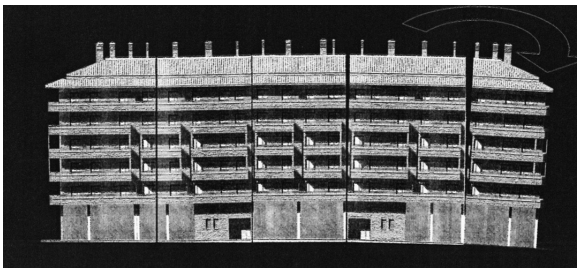


Figura 1.97 Esquema del basculamiento del bloque derecho.

### 1.6.2. Grietas y fisuras estructurales

Es importante distinguir entre las grietas y fisuras de origen natural, de las debidas al asiento de la cimentación.

En la fotografía siguiente se observa que las fisuras apuntan al vano, lo que indica que son fisuras debido a la deformación del forjado. Dicha fotografía es parte de una estructura de hormigón con el siguiente esquema:

Otro tipo de fisuras o grietas, como la que aparece en la fotografía siguiente, son consecuencia de la flexión que provoca un voladizo.

Flexión que se puede interpretar con el movimiento aparecido en el esquema anterior.

Este tipo de grietas y fisuras aparecen como consecuencia de la flexión de los vuelos. La propia carga del cerramiento hace flexionar a la losa de hormigón que configura el vuelo. Esta flexión transmite la carga al vuelo inferior y así sucesivamente, acumulándose la carga en el vuelo-suelo de la planta primera, que es el que más se flexiona al no tener apoyos debajo.

La deformación de las losas de los vuelos hace que se descuadren los cierres laterales apareciendo las típicas grietas que, como siempre, apuntan al punto que más baja, que es el extremo del vuelo.

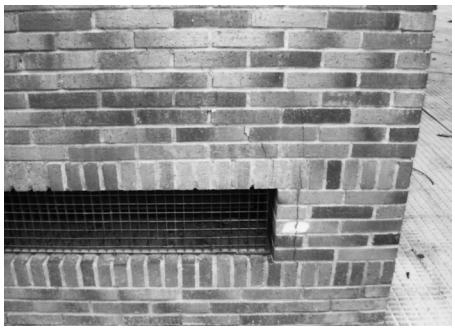


Figura 1.98
Fotografía de las grietas de la fachada de un edificio con estructura de hormigón

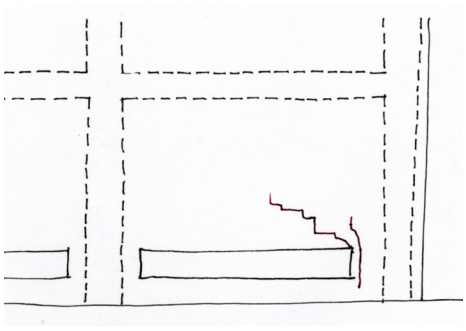


Figura 1.99
Esquema de las grietas de la fotografía anterior

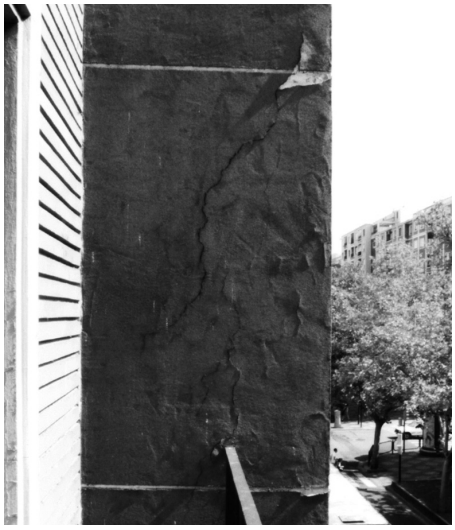


Figura 1.100
Fotografía de las grietas de la fachada de un edificio con estructura de hormigón

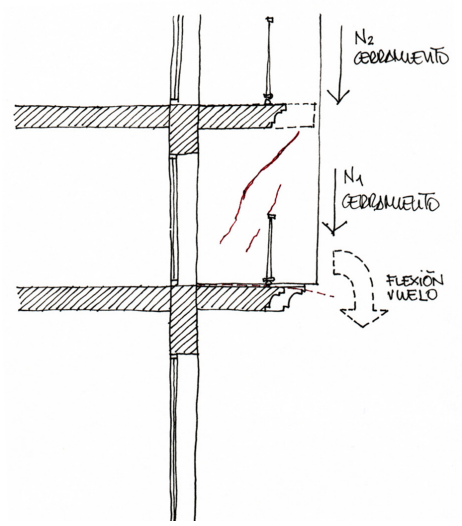



Figura 1.101
Esquema de las grietas de la fotografía anterior

### 1.6.3. Grietas y fisuras de asiento

En un edificio conformado por muros de carga y dos plantas, el muro de fachada está asentando por un problema de descompresión del terreno que se produce al abrir la calle para ejecutar la red de saneamiento. El descenso provoca un giro hacia afuera, impedido por el entramado del techo de la planta baja. Por eso, el muro exterior se comba al ser de una fábrica muy flexible.

En los cerramientos exteriores perpendiculares a la fachada aparecen las típicas grietas y fisuras que apuntan al cerramiento exterior que asienta.

Otro caso como el que se presenta en la fotografía anterior, se puede observar una fisura a 45° que apunta a la cabeza de un pilar circular de fachada. Indudablemente, la configuración de la fisura indica que dicho pilar asienta. Será preciso, posteriormente, averiguar por qué dicho pilar tiene un asiento diferencial, para poder actuar en consecuencia, paralizando el movimiento y reparando la patología aparecida.



Figura 1.102
Fotografía con grieta de asientamiento



Figura 1.103
Fotografía con grieta de asientamiento



Figura 1.104
Fotografía con grietas de asientamiento

En el caso siguiente se puede apreciar la patología aparecida en un edificio de tres plantas, a consecuencia de la fuga de agua de la red municipal.

El agua contra la zona de la puerta de la casa colindante, apuntando las grietas hacia el encuentro de ambas casas, que es por donde ha aparecido una patología más potente.

Se puede observar, en este caso, la aparición de grietas que son debidas a reparaciones recientes del muro, como las que aparecen apuntando hacia arriba y hacia la izquierda. El resto de las grietas apuntan a la puerta grande de la casa colindante.

Por último, se presenta un caso donde solo se observa un tabique con patología aparente a 45º que apunta al muro de carga de fachada.

Que la apertura de la grieta sea mayor por debajo que por arriba indica que el muro se está deslizando por abajo, hacia la calle. Si fuera al contrario indicaría que hay un cabeceo de la parte superior del mismo. Ambas patologías, que se contemplan después de la fotografía, se indican en los esquemas que la analizará a continuación.

Como se puede ver cada caso puede ser distinto, incluso para causas comunes. Las reacciones de cada edificio y de cada elemento, ante acciones similares, pueden ser diferentes. Como puede observarse la patología es muy parecida, variando el grosor de la grieta.

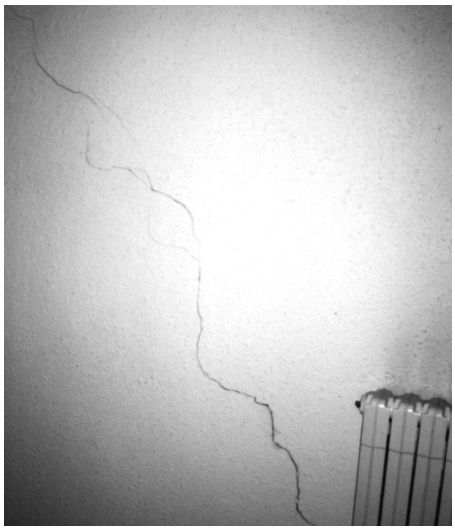


Figura 1.100
Fotografía con grietas de flexión de forjado

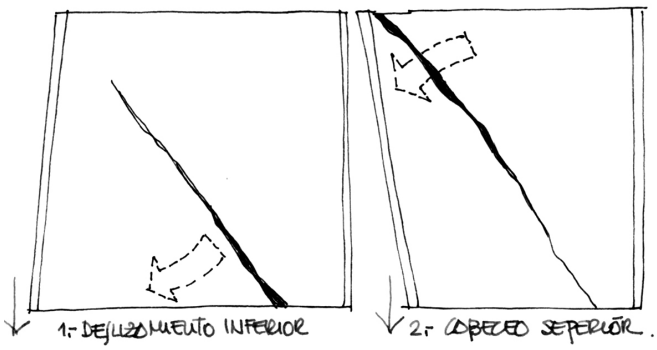



Figura 1.101
Esquema sobre la formación de las grietas de fleje de forjado

### 1.6.4. Dibujos complementarios

En ocasiones, es preciso realizar un dibujo que se aleje el problema planteado para tener una perspectiva suficiente, con el propósito de comprender la globalidad de la patología. Por ejemplo, se presenta el caso de la aparición de fisuras inclinadas, de lo que se deducía la existencia de asientos diferenciales sin poder comprender correctamente el problema que planteaba en su conjunto.

Si se analiza la fisura de la fotografía anterior, parece deducirse que la esquina derecha de la casa está asentando. En cambio, si se dibuja la patología en un dibujo más amplio del conjunto de adosados, se comprueba la existencia de un gran arco de descarga que identifica que una zona del grupo de viviendas adosadas que está asentando.



Figura 1.107
Fotografía de una grieta inclinada



Figura 1.108
Fotografía de una grieta inclinada




Figura 1.109 En un esquema general más amplio la patología puede apreciarse de forma diferente

Por último, en ocasiones lo evidente puede ser totalmente falso. Por ejemplo, en la fotografía siguiente parece evidente que la zona izquierda está asentando. No obstante, cuando se analizan más despacio el problema se comprueba que no es que haya descendido la zona izquierda, sino que lo que ha sucedido es que la zona derecha ha subido, porque el edificio se encuentra sobre un terreno expansivo.

En efecto, cuando se analiza pormenorizadamente los movimientos del edificio se comprueba que estos son totalmente inversos a los que aparentemente se prevén. El edificio no asienta por su zona izquierda, sino que está ascendiendo por su zona derecha, aunque los efectos de la grieta sean los mismos.

## 1.7. Conclusiones sobre las lesiones

Una vez levantada el acta gráfica sobre el estado de las lesiones del edificio, es preciso intentar abstraerse de la multitud de datos obtenidos para poder comprender el origen del problema.

Si el edificio es pequeño de una o dos plantas, como se ha visto en el ejemplo primero del apartado 1.6.4, para poder tener cierta perspectiva del problema es relativamente sencillo, si se sabe lo que se está buscando. Se observa en dicho ejemplo que solamente con dibujar la patología en una fachada del conjunto, nos proporciona una visión general, donde se puede comprobar que las grietas-fisuras de fachada indican el movimiento de asentamiento de una zona central del conjunto, delimitando de esta forma el problema a una zona concreta a estudiar.

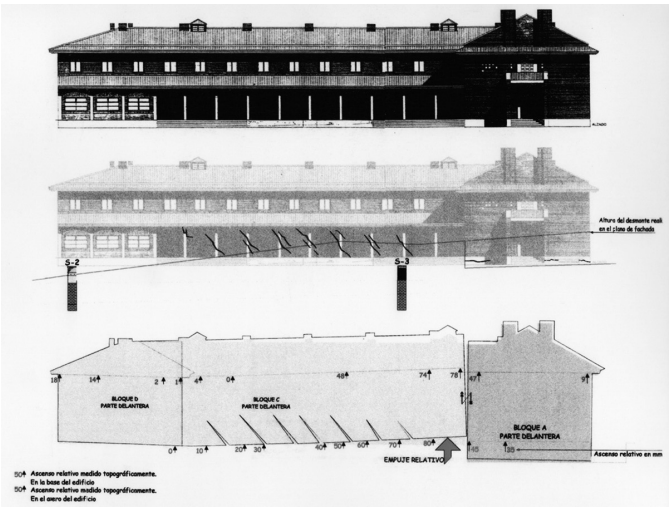



Figura 1.110 En un esquema general más amplio la patología puede apreciarse de forma diferente

Detectado el problema, el siguiente paso será ubicarlo en el tiempo y realizar un seguimiento de la apertura o cierre de las grietas existente; para comprobar su grado de actividad.

No es lo mismo que la patología venga del origen de la edificación, a que sea un fenómeno de posterior aparición. Ya se ha señalado que un edificio que se comporta tal y como estaba previsto, no presentando patología en los primeros años de servicio y que de pronto empieza a tener problemas, con la aparición de grietas y fisuras en una zona determinada. Esto suele indicar la existencia de una agresión externa, como la fuga de agua de las redes de abastecimiento de agua y/o saneamiento, disolviendo suelos o arrastrando limos o arcillas a otros estratos más profundos, perdiendo volumen y provocando la aparición de nuevos asientos diferenciales.

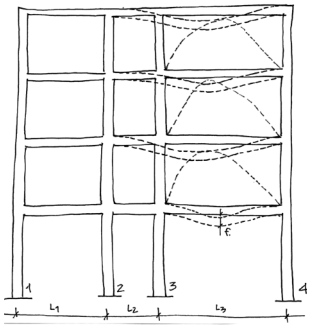


Figura 1.111
Esquemas de análisis del movimiento del conjunto de un edificio.

En una ocasión, se tuvo que responder a una demanda judicial sobre un problema bastante generalizado de aparición de grietas y fisuras en la tabiquería interior de un bloque de 120 viviendas, con dos escaleras y doce plantas alzadas. El arquitecto que analizaba el edificio, y en el que se fundamentaba la demanda, esgrimía, como fundamento de la aparición de la patología, la superposición de los bulbos de presiones de algunas zapatas.

Es decir que, según el arquitecto de la demanda, al superponerse el bulbo de presiones de una zapata en otras se había colapsado el terreno, provocando el asentamiento de algunas zapatas, por consiguiente, la aparición de la patología existente.

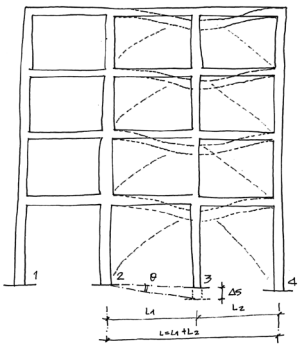


Figura 1.112
Aparición de fisuras por deformaciones de los forjados de un edificio.

Cuando se analizó el edificio para la defensa se observó que las fisuras eran de este tipo:
Fisuraciones que describen movimientos de forjados y no asientos de alguna zapata que, como ya se vio, provoca el arco de descarga entre los vanos colindantes al pilar que asienta, provocando la aparición de la siguiente patología.

No obstante, lo que más clarificó el tema fue colocar gráficamente las viviendas con patología agrupada o clasificada por colores en su posición en cada uno de los bloques, concluyendo que, si el problema existente hubiera sido como consecuencia del asentamiento de algún pilar, todas las viviendas a un lado y otro de dicho pilar estarían afectadas y no lo estaban. Se distribuía la patología según luces de vanos y de forma más aleatoria, que no es ahora el momento de analizar, pero lo que sí queda claro es que la patología nada tiene que ver con la cimentación del edificio.

En definitiva, si dicho arquitecto hubiera colocado las viviendas con patología de forma gráfica para tener una cierta perspectiva del problema, el asiento de algún pilar habría sido descartado.

Por lo expuesto, se observa que es muy importante diferenciar las zonas que descienden, ya que cuando es por flexión de un forjado, el arco de descarga se forma encima del vano. Mientras que, si es por asiento de un pilar el arco de descarga, se forma a ambos lados de un pilar, como se indica en los esquemas anteriores.

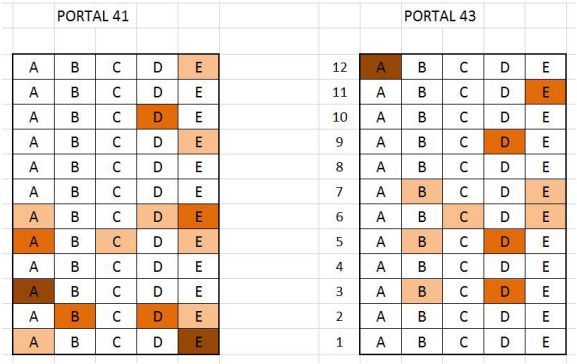



Figura 1.113 Aparición de fisuras por asiento del pilar 3.

**OTROS ASPECTO A INVESTIGAR.**

Un aspecto para realizar una investigación es calcular el diagrama de reparto de tensiones cuando un tabique o cerramiento entra en carga. Este análisis tendría que coincidir con los diagramas que se iniciaron en las isostáticas de compresión.

En este sentido, se ha introducido los parámetros de un paramento vertical de dimensiones similares a un tabique y se ha ido cargando, liberalizando sus apoyos. De esta forma se ha obtenido un diagrama superficial de tensiones donde se aprecia la aparición de un arco de descarga.

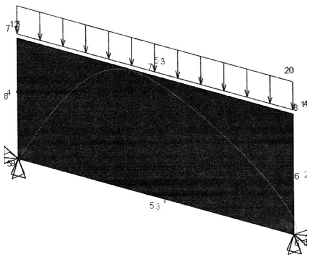


Figura 1.114
Esquema con la ubicación de la patología de cada uno de los bloques.

A continuación, se presenta la figura obtenida de la distribución de tensiones en el interior del paramento, que, aunque no se aprecia bien, se ha reforzado con una línea para que se aprecie la aparición del arco de descarga.

## 2. Apeos

Antes de proceder a un recalce de la cimentación y dependiendo de la tipología de que se vaya a emplear en el mismo, será preciso descargarla para poder manipular en su entorno. Esta operación se denomina apeo y consiste en realizar una estructura provisional que soporte la transmisión de cargas al terreno.

Es evidente que, dependiendo de la tipología de la cimentación y de la situación el elemento a apear, así como de los medios técnicos disponibles, el sistema de apeo a emplear será de un tipo u otro.

Además, habrá que considerar en todo momento la tipología del elemento estructural que se apea, ya que no es lo mismo el apeo del muro de carga, cuya carga es continua, que el apeo de una columna, donde la carga es puntual.

Para proceder a realizar el apeo de un elemento estructural que transmite cargas al terreno se deben consideran los siguientes extremos:

a) En primer lugar, deben asegurarse los huecos existentes.
b) Por otro lado, será preciso considerar como la posible existencia de vuelco de elementos.
c) Prever los puntos de apoyo del apeo, así como el tratamiento de los mismos.
d) Estudiar los materiales disponibles y forma de colocación.
e) Estado de cargas de los elementos que se apean y sistema de descarga curado.

Teniendo en cuenta lo indicado en los extremos anteriores y considerando que este capítulo se dedica a los apeos de elementos estructurales que deben ser realizados, se proponen algunos ejemplos para que el técnico que proyecta el recalce los considere como punto de partida.

## 2.1. Conclusiones sobre las lesiones

En primer lugar, hay que tener en cuenta que para realizar un recalce hay que estar seguro de que el elemento a recalzar no tiene otras cargas por lo que es necesario apearlo.En primer lugar, hay que tener en cuenta que para realizar un recalce hay que estar seguro de que el elemento a recalzar no tiene otras cargas por lo que es necesario apearlo.Para ello se utilizarán elementos estructurales acorde con las cargas que soporta. Por ejemplo, en un primer lugar, sea el elemento a recalzar es muro de carga será preciso de reforzar los huecos que contenga, ya que al ser los puntos más frágiles es posible la aparición de posibles grietas, al ser elementos que debilitan la zona del muro donde se cuentan.En la parte superior del dibujo que se adjunta en la página siguiente, se indican algunos ejemplos de consolidación de huecos y el sistema denominado con Cruz de San Andrés. Con esta solución se pretende que el hueco no se deforme, para lo que se coloca un dintel compuesto por un tablón de 7x 24 cm, que se descarga mediante tablones cruzados a las esquinas inferiores. Con este sistema se pueden hacer multitud de soluciones diferentes como las que se indican en el dibujo de la página siguiente.

Cuando se apea un arco, hay que tener en cuenta que las cargas de éste se transmiten a ambos laterales o a las columnas que lo soporta. Para lo cual el apeo se realizará recogiendo todas las cargas de forma continua y transmitiéndolas al terreno con el propósito de descargar los puntos de concentración de fuerzas, que en este elemento estructural son los muros laterales que lo delimitan, con las columnas que soportan las cargas.

Con las soluciones propuestas, se pretende que el técnico que proyecta el apeo reflexione una solución idónea para apear el elemento que se va a recalzar, a partir de la multitud de soluciones que pueden existir.

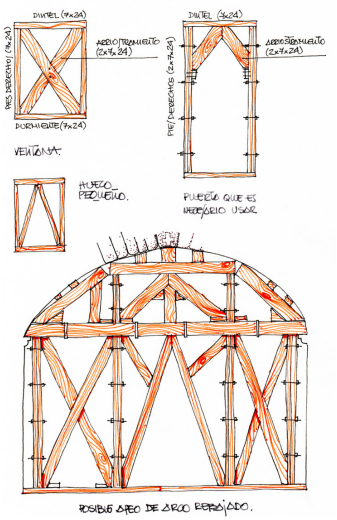



Figura 2.1 Ejemplos de apeos de huecos y arcos.

## 2.2. Apeo de muro de carga con madera

Se expresa a continuación una solución clásica para apear un muro de carga que transmite el peso a los codales laterales, para dejar espacio libre y poder realizar un recalce tradicional, que en este ejemplo sería el aumento de la superficie de la zapata.

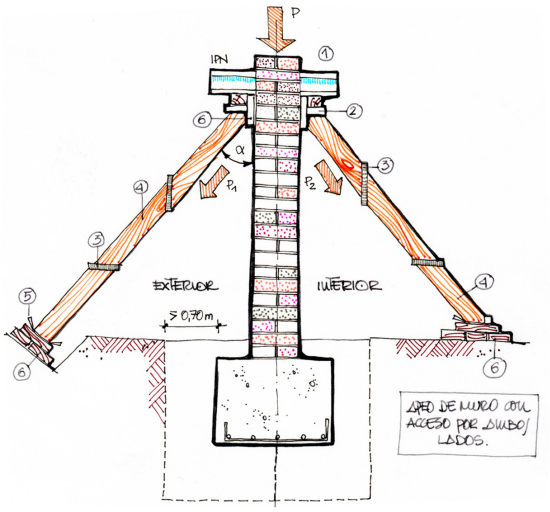



Figura 2.2 Ejemplos de apeos de muro de carga con perfiles metálicos y codales de madera.

Como se ve, en la solución que se adjunta, no solo se emplea madera, sino perfiles metálicos para descargar el muro mediante codales en los laterales de la zanja de cimentación. Esta solución puede ser sustituida por cualquier otra siempre que tengan la misma pretensión, que será la descarga de cargas del muro para poderlo apear de forma cómoda y fácil.

## 2.3. Apeo de muro de carga con acceso por ambos lados y gatos hidráulicos

En ocasiones, es preciso apear un muro de carga para poder realizar un recalce tradicional, como el que se propone en la figura siguiente (2.3). Hay que excavar media cimentación longitudinalmente, para colocar la armadura y hormigonar medio recalce y posteriormente se realiza el otro medio. La armadura se coloca plegada de forma que cuando se escava la segunda fase se despliega y se recompone, quedando una armadura única conjunta.

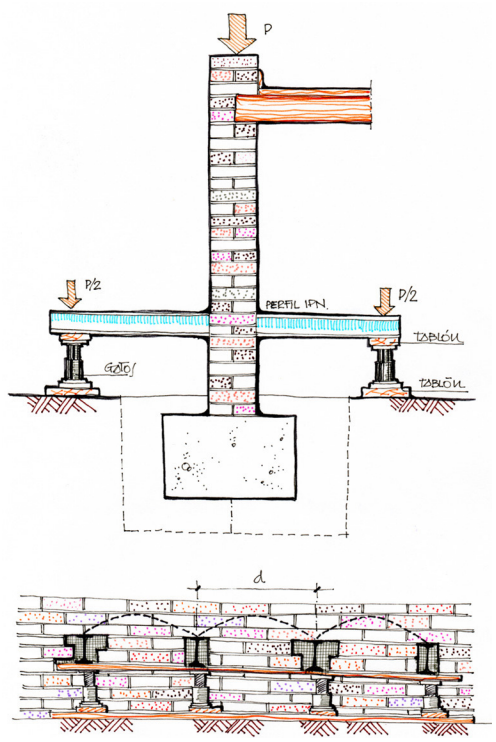



Figura 2.3 Ejemplos de apeos de muro de carga con acceso por ambos lados, con perfiles metálicos, gatos hidráulicos y codales de madera.

## 2.3. Apeo de muro de carga con acceso por ambos lados y gatos hidráulicos

En otras ocasiones, el acceso solo es posible por uno de los dos lados, por lo que hay que realizar un apeo ingenioso que compense el peso del muro.

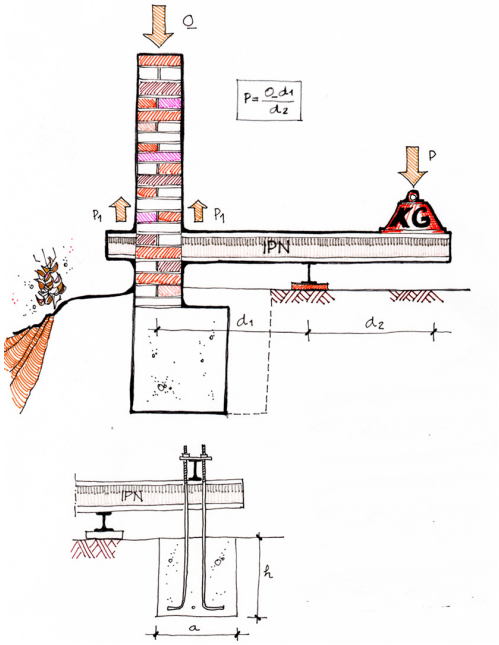



Figura 2.3 Ejemplos de apeo de muro de carga con acceso desde uno de los lados, con perfiles metálicos

## 2.5. Apeo de pilar de hormigón con perfiles metálicos y gatos hidráulicos

Si es preciso apear un pilar de hormigón, será necesario recoger la carga del pilar y levantarlo de 10 a 20 mm para que una vez hecho el recalce el terreno entre en carga.

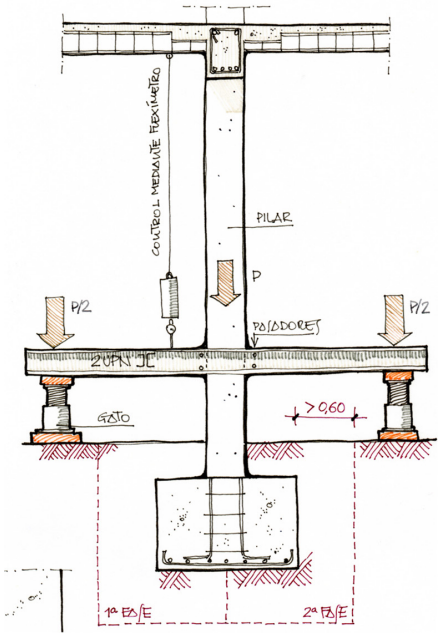



Figura 2.5 Ejemplo de apeo de un pilar con dos perfiles metálicos y dos gatos hidráulicos.

## 2.6. Apeo clásico de un mutro de fachada con madera

Aunque este sistema se va sustituyendo por estructuras metálicas tubulares con contrapesos de hormigón, es preciso dejar recuerdo de lo que fue un sistema de apeo de una fachada con tablones de madera.

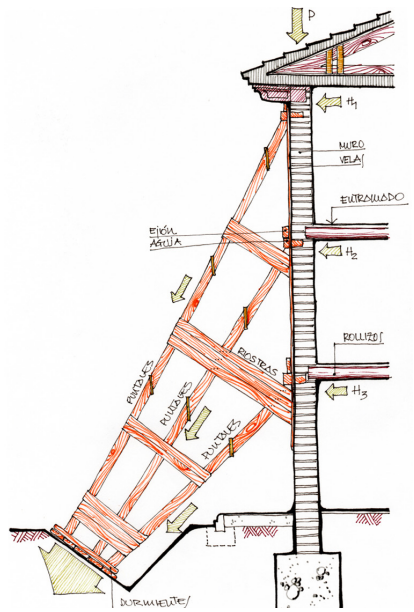



Figura 2.6 Ejemplo de apeo clásico de fachada con puntales y tablones de madera.

## 2.7. Apeo de pilar con estructura tubular embridada

Los apeos de madera hoy día se realizan casi en su totalidad por estructuras metálicas tubulares con contrapesos de hormigón. Es preciso dejar constancia las cargas que soportan los puntales y las cargas que hay que apear.

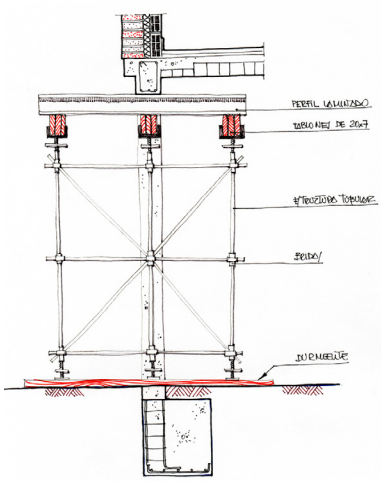


Figura 2.7 Ejemplo de apeo de pilar de hormigón con estructura tubular embridada.

## 2.8. La utilización del puntal telescópico

Los puntales telescópicos se componen, fundamentalmente, por dos tubos huecos metálicos que se deslizan uno dentro de otro. Cada uno tiene una placa base, utilizándose en el extremo del interior un regulador roscado que apoya contra un pasador que se ancla a agujeros existentes en el tubo hueco superior.Los puntales telescópicos se componen, fundamentalmente, por dos tubos huecos metálicos que se deslizan uno dentro de otro. Cada uno tiene una placa base, utilizándose en el extremo del interior un regulador roscado que apoya contra un pasador que se ancla a agujeros existentes en el tubo hueco superior.

El regulador suele ser de dos tipos: con orejetas o barra reguladora. En ambos casos permite regular su altura con bastante precisión. Si se conocen las características técnicas de los tubos y del pasador, se puede calcular el puntal como cualquier elemento estructural sometido a pandeo debido a su estado de la ruptura.

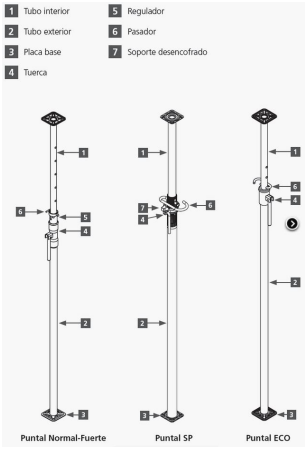



Figura 2.8
Tipos de puntuales para apeos provisionales.



Figura 2.9
Tipos de puntuales telescópicos para apeos provisionales.

| | PUNTA NORMAL | | PUNTA FUERTE | | | SP-34 | SP-40 | SP-50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Altura (m) | 1,75 - 3,10 | 2,10 - 3,5 | 2,10 - 3,55 | 2,25 - 4,0 | 3,05 - 5,25 | 2,00 - 3,40 | 2,5 - 4,00 | 3,9 - 5,00 |
| 1,75 | 23,00 | | | | | | | |
| 1,80 | 23,00 | | | | | | | |
| 1,90 | 23,00 | | | | | | | |
| 2,00 | 23,00 | | | | | 26 | | |
| 2,10 | 23,00 | 23,00 | 26,00 | | | 26 | | |
| 2,20 | 21,71 | 22,57 | 26,00 | | | 26 | | |
| 2,30 | 20,43 | 22,14 | 26,00 | | | 26 | | |
| 2,35 | 19,79 | 21,93 | 26,00 | 22,50 | | 26 | | |
| 2,40 | 19,14 | 21,71 | 26,00 | 22,50 | | 26 | | |
| 2,50 | 17,64 | 20,50 | 26,00 | 22,50 | | 26 | 28,00 | |
| 2,60 | 15,93 | 18,50 | 26,00 | 22,50 | | 26 | 28,00 | |
| 2,70 | 14,21 | 16,50 | 26,00 | 22,50 | | 25,3 | 28,00 | |
| 2,80 | 12,50 | 14,50 | 26,00 | 22,38 | | 24, | 28,00 | |
| 2,90 | 11,17 | 13,33 | 24,83 | 22,25 | | 22,5 | 28,00 | |
| 3,00 | 9,83 | 12,17 | 23,67 | 22,13 | | 21 | 28,00 | |
| 3,10 | 8,50 | 11,00 | 22,50 | 22,00 | | 19,3 | 28,00 | |
| 3,20 | | 10,36 | 20,83 | 21,32 | | 17,5 | 28,00 | |
| 3,30 | | 9,72 | 19,31 | 20,64 | | 16,5 | 27,00 | |
| 3,40 | | 9,08 | 17,94 | 19,95 | | 15,8 | 26,00 | |
| 3,50 | | 8,44 | 16,56 | 19,27 | | | 25,00 | |
| 3,60 | | | 15,19 | 18,59 | | | 24,00 | |
| 3,65 | | | 14,50 | 18,25 | 15,00 | | 23,25 | |
| 3,70 | | | | 17,57 | 14,66 | | 22,50 | |
| 3,80 | | | | 16,21 | 13,97 | | 21,00 | |
| 3,90 | | | | 14,86 | 13,28 | | 19,50 | 22,00 |
| 4,00 | | | | 13,50 | 12,59 | | 18,00 | 22,00 |
| 4,10 | | | | | 12,06 | | | 22,00 |
| 4,20 | | | | | 11,67 | | | 22,00 |
| 4,30 | | | | | 11,29 | | | 22,00 |
| 4,40 | | | | | 10,90 | | | 22,00 |
| 4,50 | | | | | 8,44 | | | 22,00 |
| 4,60 | | | | | 8,16 | | | 22,00 |
| 4,70 | | | | | 7,88 | | | 21,63 |
| 4,80 | | | | | 7,60 | | | 21,25 |
| 4,90 | | | | | 7,10 | | | 19,88 |
| 5,00 | | | | | 6,60 | | | 18,50 |
| 5,10 | | | | | 6,10 | | | |
| 5,20 | | | | | 5,60 | | | |
| 5,25 | | | | | 5,40 | | | |

No obstante, las empresas fabricantes de estos elementos suelen proveer en sus catálogos de tablas para el cálculo de sus puntales, según el modelo y la altura prevista, con lo cual su utilización es más sencilla. Como puede observarse en un puntal normal tipo SP construido por ULMA, puede soportar una carga que oscila entre los 23,0 kN con 1,75 m de altura a los 8,50 kN con 3,10 m, es decir, de 2300 kp a 850 kp según su altura.Algunos fabricantes indican en sus catálogos del empleo de un coeficiente de seguridad del orden de 2,00 o 2,50 lo que implica la necesidad de emplear un grupo importante de puntales.Es decir, que un puntal no debería cargarse con más de 1.000 kp (10,00 kN), lo que lo hace prácticamente inviable para cargas puntuales.Otro aspecto a tener en cuenta es la colocación de un atado a media altura con un tubo y bridas, lo que acortaría su longitud de pandeo a la mitad, por lo que aumentaría casi el doble de la carga posible que si un puntal estuviera exento.

**EJEMPLO DE APLICACIÓN.**
Se ha de rehabilitar una vivienda unifamiliar antigua (1938) que se compone estructuralmente de muros de carga perimetrales y de un pilar de hormigón central.

Por necesidades de espacio y porque las circunstancias urbanísticas lo permiten, se va a levantar una planta más. Además, por catas ya realizadas la zapata existente en el pilar central es de 1,00 x 1,00 m con un canto de 60 cm. El edificio se compone de planta baja sobre solera y planta primera con forjado de bovedilla de cerámica. Se cubre el edificio con estructura formada con entramado de madera que soporta un cañizo recubiertos de yeso negro, sobre el que se han colocado teja árabe tomada con mortero de cemento.

**ACTUACIÓN REALIZADA.**
Como la cubierta se sustituye, se retirarán las tejas y se demolerá del cañizo, quitando el entramado de madera. También se demolerá la tabiquería, pavimentación, instalaciones, etc.
Como el área de influencia del pilar es de 5,00 x 4,5 m=22,5 m², se calcula la carga real que sustentaba el pilar, incluido el peso de la zapata, de la siguiente forma:

| | |
|---|---|
| Forjado techo Planta Baja (22,50·200) | 4.500,00 kp |
| Peso Pilar (0,30·0,30·2,50·2500) | 562,00 kp |
| Peso zapata (1,00·1,00·0,60·2500) | 1.500,00 kp |
| SUMA TOTAL | 6.562,00 kp |

La carga de cálculo será: 6.562,00·1,6 = 10.499,2 ≈ **10.500,00kp**

Si a esta carga se la divide por el área de la zapata, se obtiene la tensión a la que estaba trabajando el terreno:
sadm = 10.500/(100×100) = **1,05 kp/cm²**.

Si aumentamos una planta más, las cargas serán de:

| | |
|---|---|
| Forjado techo Planta Baja (22,50·200) | 4.500,00 kp |
| Forjado planta primera (22,50·350) | 7.875,00 kp |
| Sobrecargas (22,50·1509) | 3.375,00 kp |
| Peso Pilar (0,30·0,30·2,50·2500) | 562,00 kp |
| Peso zapata (1,00·1,00·0,60·2500) | 1.500,00 kp |
| Recalce (2,20·2,20·0,60·2500) | 7.260,00 kp |
| SUMA TOTAL | 25.072,00 kp |

La dimensión de la nueva zapata se ha realizado constructivamente. Al ser una zanja perimetral a la anterior zapata de al menos 60 cm alrededor, la nueva zapata tendrá una dimensión de 0,60+1,00+,60=2,20 cm.

La carga de cálculo será: 25.072,00/220·220 = **0,0518 kp/cm²** <<1,05 kp/cm².
Luego la solución sería razonable.

La nueva zapata se calcula según 2,20 x 2,20m, por lo que el apeo debe dejar hueco para poder trabajar alrededor del pilar, haciendo la excavación necesaria para posteriormente hormigonar la nueva zapata con un hormigón fluido expansivo. (ver figura 2.07)

El apeo se realiza con dos perfiles metálicos que se apoya en dos grupos de cuatro tablones de 20×7 cm que, a su vez, se apoyan en cuatro grupos de puntales. Por consiguiente, cada grupo deberá soportar:

10.500/4 = 2.650 kp

Si se toma un puntal normal de 2,50 metros de altura se comprueba que la máxima carga permitida, según el catálogo del fabricante, es de **1593 kp**, por lo que se necesitarían:

Nº puntales = 2625/1593=1,65 ≈ **2 puntales**

Por otro lado, y siguiendo las instrucciones o recomendaciones del fabricante y teniendo en cuenta un coeficiente de seguridad de 2, se colocan cuatro puntales en cada extremo. Es decir, un total de dieciséis puntales.

Se recomienda, además, colocar algún sistema horizontal o inclinado que arriostre la cabeza y bases del apeo para contrarrestar la posible aparición de esfuerzos horizontales.

En el caso expuesto, se observa que para una pequeña carga **10,5 t** es preciso colocar 16 puntales, lo cual es un volumen de puntales difíciles de colocar y de tensionar para que todos tengan un reparto proporcional de la carga.

Como se puede comprender, el apeo con puntales solo puede hacerse para cargas pequeñas, como el ejemplo indicado. Si la carga es mucho mayor, el sistema a emplear será con estructura tubular o con estructura compuesta de perfiles metálicos laminados. Estructuras de edificios en altura con cargas del orden de 300 toneladas no pueden ser apeadas, por lo que se plantean es la mejora del suelo o llevar las cargas a estratos más profundos, siempre que ello sea posible, con la ayuda del pilotaje o micropilotaje.

# 3. El estudio geotécnico

Comprobado que el edificio que estudiamos presenta un cuadro patológico importante, al que se ha dedicado el primer capítulo, y una vez tomadas las primeras medidas de seguridad para su estabilización, apeando y consolidando provisionalmente las zonas más peligrosas, el siguiente paso es, sin duda, analizar el terreno para poder comprobar las interacciones entre el edificio y el terreno, en el punto que interesa que es la zona de la cimentación. La cimentación de un edificio es la parte estructural del mismo que sirve para transmitir las cargas del edificio al terreno. Para poder diseñar o analizar una cimentación es imprescindible realizar, en primer lugar, un estudio geotécnico. Siguiendo el código técnico de la edificación en su apartado de DB-SE-C, se expone procedimiento para realizar un estudio aceptable. En primer lugar, se clasifican los tipos de construcciones de acuerdo a la siguiente tabla:

| Tipo | Descripción (1) |
|---|---|
| C-0 | Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300m² |
| C-1 | Otras construcciones de menos de 4 plantas |
| C-2 | Construcciones entre 4 y 10 plantas |
| C-3 | Construcciones entre 11 a 20 plantas |
| C-4 | Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas. |

(1) En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos.

Figura 3.1 CTE Clasificación del tipo de construcción.

Por otro lado, el Código Técnico clasifica los terrenos en tres grandes grupos:

**Tipo de terreno**

| Grupo | Descripción |
|---|---|
| T-1 | Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados. |
| T-2 | Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3.0 m. |
| T-3 | Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos:<br>a) Suelos expansivos<br>b) Suelos colapsables<br>c) Suelos blandos o sueltos<br>d) Terrenos kársticos en yesos o calizas<br>e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado<br>f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m<br>g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos<br>h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades<br>i) Terrenos con desnivel superior a 150<br>j) Suelos residuales<br>k) Terrenos de marismas |

Figura 3.2 CTE Clasificación del tipo de terrenos

Respecto del tipo de terreno, se tendrá en cuenta los siguientes extremos:

- Con carácter general el mínimo número de reconocimientos será de tres.
- La densidad y profundidad de los reconocimientos deben permitir una cobertura correcta de la zona a edificar.
- Para definirlos se tendrá en cuenta el tipo de edificio, la superficie de ocupación en planta y el grupo de terreno.

Las distancias máximas entre los puntos de reconocimiento y profundidad son orientativas y se reflejan en la siguiente tabla:

| Tipo de construcción | Grupo de terreno | | | |
|---|---|---|---|---|
| | T1 | | T2 | |
| | $D_{max}$(m) | P(m) | $D_{max}$(m) | P(m) |
| C-0, C-1 | 35 | 6 | 30 | 18 |
| C-2 | 30 | 12 | 25 | 25 |
| C-3 | 25 | 14 | 20 | 30 |
| C-4 | 20 | 16 | 17 | 35 |

Figura 3.3 CTE Distancias y profundidades máximas de reconocimiento del terreno

Obtenidos el número de reconocimientos, la norma permite la sustitución de sondeos por pruebas continuas de penetración, exigiendo un número mínimo de sondeos según el tipo de terreno y construcción, según la siguiente tabla:

| Número mínimo de sondeos mecánicos y porcentaje de sustitución. | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Número mínimo | | % de sustitución | |
| | T-1 | T-2 | T-1 | T-2 |
| C-0 | - | 1 | - | 66 |
| C-1 | 1 | 2 | 70 | 50 |
| C-2 | 2 | 3 | 70 | 50 |
| C-3 | 3 | 3 | 50 | 40 |
| C-4 | 3 | 3 | 40 | 30 |

Figura 3.4 CTE Sustitución de sondeos por penetraciones.

El CTE indica que debe comprobarse los siguientes extremos:
A. Se deberá comprobar que los reconocimientos a realizar alcanzan cotas del terreno por debajo del cual no que se desarrollan asientos significativos.
B. La cota definida será tal que el incremento de tensión, con las cargas del edificio, no superen el 10% de la tensión efectiva del terreno antes de construir el edificio.
C. La tensión transmitida podrá obtenerse mediante ábacos o tablas, considerando que la superficie del edificio tiene una carga uniforme, que va disminuyendo de forma proporcional con una relación 1H:2V.
D. En el caso de pilotes, se deberá analizar una profundidad de un pilote+5D, por debajo de éste.

## 3.1. Estudio del subsuelo: La prospección

Cuando se estudia una edificación que sufre de patología a causa de la cimentación, es primordial detectar la tipología de la cimentación y su contacto con el terreno para poder determinar la causa que provoca dicha patología.

Aunque no es primordial en este manual, es bueno recordar los sistemas de prospección. Este estudio del terreno puede llevarse a cabo mediante calicatas, sondeos mecánicos, ensayos continuos de penetración y métodos geofísicos.

### 3.1.1. Calicatas

Las calicatas son excavaciones en zanja de 1,00 m de anchura por 5,00 m de profundidad, que se realiza mediante retroexcavadora. Estos ensayos se realizan ante la presencia de un geólogo, que determina los distintos estratos, afluencia de agua, toma de muestras para análisis de laboratorio, etc.

Es una prospección que puede determinar la tipología del subsuelo inmediato, válida para edificaciones de una o dos plantas.

Deben realizarse donde no se hayan proyectado elementos de cimentación o cercanas a cimentaciones próximas existente para evitar crear patologías al edificio colindantes.

### 3.1.2. Ensayo de penetración

El ensayo de penetración mecánica consiste en contabilizar el número de golpes (N) necesarios para hincar una varilla de 10 a 20 cm de longitud, mediante la caída de una maza de peso conocido que desciende desde una altura predeterminada.

Según el peso de la maza, la altura longitud y el grosor de las varillas, se puede dividir en:

Ensayo ligero o DPL.
Ensayo pesado DPH.
Ensayos superpesado o DPSH.

**ENSAYO LIGERO o DPLENSAYO LIGERO o DPL**
Consisten en hincar una varilla con puntaza cónica perdida que tiene un ángulo de 60° en punta. Con una maza de 30 kg a una altura de 25 cm y a un ritmo de 15 a 30 golpes por minuto, para hincar la varilla 10 cm.

El ensayo se da por terminado cuando N10>80-100 golpes, que se considera como rechazo.

**ENSAYO PESADO o DPH (BORROS)**
Este ensayo consiste en hincar una varilla, con punta cuadrada (4x4cm) de forma piramidal con un ángulo de 90°, que se hace penetrar con una maza de 63,5 kg que cae desde una altura constante de 50 cm, a un ritmo de 15 a 30 golpes por minuto. El número de golpes se contabiliza para la hinca de 20cm (N20).

El ensayo se considera terminado cuando es necesario más de N20=200 golpes para la hinca de 20cm.

**ENSAYO SUPERPESADO o DPSH**
Es una variante del ensayo anterior, con una puntaza cómica de 50 mm de diámetro que se hinca con una maza de 63,5 kg que cae a 75 cm de altura. También se contabiliza el N20 con un ritmo de 30 golpes. Se considera rechazo cuando N20 >75, en tres series consecutivas.

Conocido número de golpes N, se puede obtener la resistencia mecánica del terreno Qd mediante la fórmula holandesa de hinca a partir de la cual se puede estimar la resistencia estática unitaria, de donde se obtiene la resistencia mecánica del terreno, según diversas correlaciones propuestas por Sanglerat, Meyerhorf, etc.

### 3.1.3. Sondeo mecánico a rotación

Este estudio mecánico del terreno consiste en realizar una perforación continua mediante la recuperación del terreno que se coloca en cajas tomar muestras, diseñadas para mantener el testigo ordenadamente con las cotas de profundidad. De esta forma, tenemos una columna que determina la propia configuración del terreno.



Figura 3.5
Muestra obtenida por sondeo a rotación clasificada en caja.

Una vez colocada en su caja, se rotura los extremos que interesa para para que cualquier otro técnico pueda conocer no solo su procedencia, sino la profundidad de la extracción. Las cajas que contienen la muestra obtenida se fotografía y se adjuntan al estudio geotécnico. Una muestra de ello es la fotografía que se anexiona a continuación.

Durante la perforación, que se realizará hasta la profundidad necesaria y estará supervisada en todo momento por un técnico competente cualificado, se realizarán otro tipo de ensayos, que determinan parámetros presenciales de los suelos analizados, como son los siguientes:

**a) MUESTRA SE INALTERADAS**

Son testigos que, una vez extraídos en el sondeo, se protegen para evitar su desecación, por lo que se colocan en el envase con tapones quedando, al final, la muestra inalterada.

**b) ENSAYOS SPT (STANDARD PENETRATION TEST)**

El ensayo consiste en contar el número de golpes necesarios para hincar una puntaza normalizada 60 cm. Se cuenta los golpes cada 15 cm, tomándose como referencia los golpes del segundo y tercer tramo (N30). Si el número resulta superior a 50 se considera rechazo (R).

Este ensayo se realiza en cada estrato diferente, cada 2,5-3,0 m, en suelos cohesivos y cada 1,5-2,0 m, en suelo granulares.

Con los datos obtenidos se puede realizar la siguiente clasificación:

| No. de golpes | Densidad relativa |
|---|---|
| 0 - 4 | Muy suelta |
| 4 - 10 | Suelta |
| 10 - 30 | Mediana |
| 30 - 50 | Densa |
| Mayor que 50 | Muy densa |

| Consistencia | N | $q_u$ kg/cm² | Intervalo aproximado de $\gamma_{sat}$ (t/m³) |
|---|---|---|---|
| Muy blanda | 0 - 2 | 0 - 0.25 | 1.60 - 1.90 |
| Blanda | 2 - 4 | 0.25 - 0.50 | |
| Media | 4 - 8 | 0.50 - 1.00 | 1.76 - 2.07 |
| Consistente | 8 - 15 | 1.00 - 2.00 | 1.90 - 2.24 |
| Muy consistente | 15 - 30 | 2.00 - 4.00 | |
| Dura | ≥30 | ≥ 4.00 | |

(*) $q_u$ = resistencia a la compresión inconfinada

Figura 3.4 CTE Sustitución de sondeos por penetraciones.

Si es necesario el control del nivel freático, se introducirá un tubo piezométrico de PVC y Ø 50 mm para ir comprobando la cota del mismo, según los cambios higrométricos en las distintas estaciones.

### 3.1.4. Otros ensayos geofísicos

Además de los ensayos ya nombrados, que pertenecen fundamentalmente a la Geomecánica, existen otros grupos de ensayos geofísicos que de modo nominativo son los siguientes:

- Sondeos eléctricos verticales.
- Tomografía eléctrica.
- Sísmica de refracción.
- Sísmica de reflexión.
- Georradar.
- Gravimetría.



Figura 3.7
Camión de sondeos en plena campaña.



Figura 3.8
Penetrómetro.



Figura 3.9
Penetrómetro junto a una calicata.

De los métodos indicados, los más utilizados son los sísmicos de reflexión y refracción, que se fundamentan en la medida de tiempos de ondas tipo P y S, generadas en el terreno por una fuente de energía mecánica con un generador de impactos y recogidas por unos geófonos que están conectados a un sismógrafo registrador.

Habida cuenta de que la velocidad de propagación del sonido depende de la característica del material, se puede determinar la profundidad de e inclinación de los distintos estratos que configuran el terreno.

## 3.2. Otros ensayos geofísicos

Una vez identificados los distintos estratos del terreno, se obtienen diversa muestra de cada uno de ellos con el propósito de conocer su identificación y sus capacidades físico-mecánicas. No hay que perder nunca de vista el destino final del estudio geotécnico, que es determinar la capacidad mecánica de un suelo para soportar una edificación.

Para ello se clasifican los ensayos de laboratorio en tres grandes grupos:

- Identificación y clasificación del suelo.
- Comportamiento físico-mecánico.
- Ensayos químicos.

Dentro de cada uno de estos grupos, los ensayos más habituales son los siguientes:

**Identificación y clasificación del suelo**

Granulometría del suelo.....UNE 103 101-95
Límites de Atterberg.....UNE 103 103-93
Densidad aparente.....UNE 103 301-94
Humededad natural.....UNE103 300-93
Densidad de las partículas sólidas .....UNE 103 302-94
Proctor normal.....UNE 103 500-94
Proctor modificado.....UNE 103 501-94

**Ensayos físico-mecanicos**

Compresión simple.....UNE 103-400-93
Corte directo.....UNE 103 401-98
Compresión triaxial.....UNE 402-98
Ensayos edométrico.....UNE 103 405-94
Ensayo de colapso.....NLT.254/99
Ensayos de estas y vida Lambe.....UNE 103 600-96
Ensayos de linchamiento libre en edómetro.....UNE 103 601-96
Por presión de hinchamiento en edómetro.....UNE 103 602-96
C.B R.....UNE 103 502

**Ensayos químicos**

Determinación de sulfatos solubles
Cuantitativa.....UNE 103 201-96
Cualitativa.....UNE 103 202-96

### 3.2.1. Ensayos de identificación y clasificación del suelo

Son ensayos cuyo fin primordial es identificable y clasificar el suelo, lo que va a permitir caracterizarlo y de esta forma conocer su comportamiento físico-mecánico.

Una primera forma de clasificación del suelo atendiendo a las cuantías y tamaño de sus partículas, se pueden clasificar según la siguiente tabla:

| Denominación | Tamaño (mm) |
|---|---|
| Rocas | >60 |
| Bolos | >60 |
| Grava Gruesa | 20-60 |
| Grava Media | 6-20 |
| Grava Fina | 2-6 |
| Arena Gruesa | 0,6-2 |
| Arena Media | 0,2-0,6 |
| Arena Fina | 0,06-0,2 |
| Limo Grueso | 0,02-0,06 |
| Limo Medio | 0,006-0,02 |
| Limo Fino | 0,002-0,006 |
| Arcillas | <0,002 |

De esta forma se tiene una primera clasificación, atendiendo al tamaño del árido que los componen, que son:

- Rocas
- Gravas
- Arenas
- Limos
- Arcillas

Esto cinco tipos de suelos se pueden agrupar, a su vez, en tres tipos de suelos, eliminando previamente la roca y quedando en:

- Rocas
- Terreno sin cohesión (gravas y arenas).
- Terrenos coherentes (limos y arcillas).
- Terrenos deficientes.

Pero no todos los suelos son uniformes con un solo componente primordial, sino que pueden tener otros componentes, cuya presencia no puede ser despreciable, con lo que el suelo toma un segundo apellido. De esta forma se pueden presentar los terrenos con nombres tales como:

- Grava arenosa
- Arcilla limosa
- Limos arcillosos
- etc

El suelo que interesa, en edificación, no tiene una profundidad mayor de 20 o 30 m. Esta capa de la litosfera terrestre es el resultado de millones de años de evolución.

Las rocas provenientes del interior del planeta, a consecuencia de las altísimas presiones, se licuan y aparecen sobre la superficie del planeta o se conforman con las presiones que se producen en las derivas de los continentes. Cuando estas rocas quedan expuestas la intemperie se van disgregando por la acción de los cambios climáticos, que las van descomponiendo en partículas más o menos finas que son arrastradas por el viento o acarreada por las aguas superficiales.

Las fluctuaciones de las lluvias, las direcciones de vientos, escorrentías y otros agentes, al trasladar esas partículas de un lado a otro, forman capas de espesores variables. Otras capas se forman por ser sales solubles en aguas que se desecan, formando estratos de espesores centimétricos o métricos.

En la mayoría de los casos, un edificio se ubica sobre estratos producidos durante cientos, miles o millones de años. Estos estratos son interrumpidos por singularidades del clima, que intercalan capas incoherentes con el estrato principal.

Por estas razones, es difícil extrapolar los resultados de un sondeo al resto de la parcela sin que a la larga el edificio puede presentar problemas por cambios inesperados del subsuelo.

Siguiendo la clasificación anteriormente expuesta, debida al tamaño de las partículas, hay que tener en cuenta las siguientes consideraciones:

### 3.2.1.A/ ROCAS

Las rocas son materiales compuestos de uno o varios minerales, resultado final de diferentes procesos geológicos.
Según la sociedad internacional de mecánica de rocas, éstas pueden clasificarse en:

**Sedimentarias**.
Son rocas que se forman por acumulación de sedimentos, sometidos posteriormente a procesos físicos y químicos. Como son los conglomerados, areniscas, limolitas, argilitas, margas calizas, calizas margosas, calcarenitas, dolomías o yesos.

**Metamórficas**.
Son productos resultantes de minerales y otras rocas sometidos a fuertes presiones y altas temperaturas, como las cuarcitas, pizarras, esquistos o gneis.

**Plutónicas**.
Son rocas de tipo ígneo, que se han enfriado lentamente en grandes masas de magma, como los granitos, dioritas, grabos, pórfidos o peridotitas.

**Volcánicas**.
Son rocas ígneas, como las anteriores, que se enfriaron en la superficie terrestre formándose pequeños cristales, como los basaltos, fonolitas, piroclastos, traquitas, ofitas, riolitas, andesitas, etc.
Por otro lado, la misma sociedad internacional de mecánica de rocas (ISRM) las clasifica según el grado de meteorización que no es más que el grado de desintegración o descomposición de una roca.

**Roca sana**.
Es aquella roca que no presenta signos visibles de meteorización.

**Ligeramente meteorizada**.
En los planos de discontinuidad presenta signos de decoloración y la pared es algo más débil que la roca sana.

**Moderadamente meteorizada**.
La roca está decolorada, en la pared la meteorización empieza a penetrar hacia el interior de la roca.

**Meteorizada**.
Más del 50% del material está descompuesto en el suelo. Existen zonas de rocas sana.

**Completamente meteorización**.
Todo el material está descompuesto en el suelo.

**Suelo residual**.
La roca se ha descompuesto su totalidad y no puede reconocerse la textura ni la estructura original de la roca.

### 3.2.1.B/ SUELOS SIN COHESIÓN

Son terrenos conformados fundamentalmente por áridos: gravas, arenas y limos, normalmente inorgánicos, pudiendo contener arcillas en cantidades moderadas. Predomina en ellos la resistencia debido a su rozamiento interno.

Se pueden clasificar en los siguientes grupos:

**a) Graveras.**
Si predominan las gravas y gravillas, conteniendo al menos un 30 % de estos áridos.

**b) Arenas gruesas.**
Predominan las arenas gruesas y medias, conteniendo al menos el 30 % de gravas y gravillas, más del 50 % de arenas finas y limos inorgánicos.

**c) Arenas finas.**
Predominan las arenas finas conteniendo menos del 30 % de grava y gravilla y más del 50 % de las finas y limos y en orgánicos.

### 3.2.1.C/ SUELOS COHERENTES

Son terrenos compuestos fundamentalmente de arcillas, pudiendo contener áridos en cantidades moderadas. Al secarse forman terrones que no pueden pulverizarse con los dedos, predominando en ellos la resistencia debida a la cohesión.

Se pueden clasificar en:

**a) Terrenos arcillosos duros.**
Estos terrenos con su humedad natural se rompen difícilmente con la mano. Su tonalidad es clara en tonos ocres, con una resistencia a la compresión superior a los 4 kp/cm².

**b) Terrenos arcillosos semiduros.**
Estos terrenos con su humedad natural se pueden amasar con la mano. En general tienen tonalidades oscuras y resistencia a la compresión entre 2 y 4 kp/cm².

**c) Terrenos arcillosos blandos.**
Estos terrenos con su humedad natural se amasan fácilmente con la mano, permitiendo obtener entre las manos cilindros de 3 mm de diámetro. Tienen tonalidades oscuras y resistencia a la compresión menores de 1 kp/cm².

**d) Terrenos arcillosos fluidos.**
Los terrenos, con su humedad, presionados con la mano, fluyen entre los dedos.

#### 3.2.1.D/ SUELOS DEFICIENTES
Son terrenos no aptos para cimentación de edificios. Se pueden clasificar en:

**a) Fangos orgánicos.**
Son limos y arcillas con gran cantidad de agua que nos permiten la formación de cilindros que resistan su propio peso.

**b) Terrenos orgánicos.**
Son aquellos que contienen una elevada porción de materia orgánica.

**c) Terrenos de rellenos.**
Son no terrenos de naturaleza artificial es como rellenos sin compactar o vertederos sin consolidar.

### 3.2.2. Clasificación de Casagrande
Arthur Casagrande (1.932) propuso una clasificación de los suelos, atendiendo fundamentalmente al tamaño de las partículas en primer lugar y dividiéndolos en dos grandes grupos según pasen o se retenga por el tamiz 200.

#### A/ SUELOS DE GRANO GRUESO
Más del 50% del material irá quedando retenido por el tamiz 200.
En este grupo se encuentran las gravas, gravillas y arenas.
Se identifican cribándolos por distintos tamices.

## B/ SUELOS DE GRANO FINO

Más de 50% material pasa por el tamizado.
En este grupo se encuentran en los limos y las arcillas.
Se identifican mediante el gráfico de plasticidad de Casagrande, que se expone a continuación

**CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DE CASAGRANDE**

| TIPO DE SUELO | | | | SÍMBOLO | GRANULOMETRÍA G% > 4mm | A% 4-0,06 | F% < 00,06 | OTRAS CARACTERÍSTICAS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SUELOS DE GRANO GRUESO Más del 50% del material queda rtenido por el tamiz 200 | ARENA Y SUELOS CON GRAVA: Más del 50% de la fracción gruesa queda retenida en el tamiz nº4 | GRAVA LIMPIA | GRAVAS BIEN GRADUADAS Mezclas de grava y arena con pocos finos o sin finos | GW | 100-50 | <G | 0-9 | $D_{60}/D_{10}$ >4<br>3>$D_{30}^2/(D_{60}\bullet D_{10})$>1 |
| | | | GRAVAS MAL GRADUADAS Mezclas de grava y arena con pocos finos o sin finos | GP | 100-50 | <G | 0-9 | --------- |
| | | GRAVA CON FINOS (En cantidad apreciable) | GRAVAS LIMOSAS Mezclas: Grava-Arena-Limo | GM | 90-26 | <G | 10-49 | F: IP > Línea A |
| | | | GRAVAS ARCILLOSAS Mezclas: Grava-Arena-Arcilla | GC | 90-26 | <G | 10-49 | F: IP > Línea A |
| | ARENA Y SUELOS ARENOSOS: Más del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz nº4 | ARENA LIMPIA | ARENAS BIEN GRADUADAS Arena-Grava con pocos finos o sin finos | SW | ≤A | 100-46 | 0-9 | $D_{60}/D_{10}$ >4<br>3>$D_{30}^2/(D_{60}\bullet D_{10})$>1 |
| | | | ARENAS MAL GRADUADAS Arena-Grava con pocos finos o sin finos | SP | ≤A | 100-46 | 0-9 | --------- |
| | | ARENA CON FINOS (En cantidad apreciable) | ARENAS LIMOSAS Mezclas: Arena-Limo | SM | ≤A | 90-26 | 10-49 | F: IP ≤ Línea A |
| | | | ARENAS ARCILLOSAS Mezclas: Arena-Arcilla | SC | ≤A | 90-26 | 10-49 | F: IP > Línea A |
| SUELOS DE GRANO FINO Más del 50% del material pasa por el tamiz 200 | LIMO Y ARCILLA Límite líquido menor de 50 | Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, limos arcillosos poco plásticos | | ML | 49-0 | 49-0 | 100-50 | LL ≤ 50<br>IP≤ Línea A |
| | | Arcillas inorgánicas poco o medianamente plásticas, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras. | | CL | 49-0 | 49-0 | 100-50 | LL ≤ 50<br>IP≤ Línea A |
| | | Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas poco plásticas | | OL | 49-0 | 49-0 | 100-50 | LL ≤ 50<br>IP≤ Línea A<br>Color-Olor-Orgánico |
| | LIMO Y ARCILLA Límite líquido mayor de 50 | Limos inorgánicos con mica o arena fina de diatomeas, o suelos limosos | | MH | 49-0 | 49-0 | 100-50 | LL > 50<br>IP ≤ Línea A |
| | | Arcillas inorgánicas muy plásticas<br>Arcillas grasas | | CH | 49-0 | 49-0 | 100-50 | LL > 50<br>IP > Línea A |
| | | Arcillas orgánicas de plasticidad mediana o muy plásticas<br>Limos orgánicos | | OH | 49-0 | 49-0 | 100-50 | LL > 50<br>IP ≤ Línea A<br>Color-Olor-Orgánico |
| SUELOS MUY ORGÁNICOS Turbas-Humus-Suelos de Pantanos | | | | PT | -- | -- | -- | Materia orgánica fibrosa<br>Se carbonizan o arden |

Figura 3.10 Clasificación de los suelos de Casagrande.

A cada grupo de le asigna una letra mayúscula que sirve de símbolo con el siguiente significado:
G Gravel (Grava)
S Sand (Arena)
M Moh (Limo)
C Clay (Arcilla)
A esta letra se le une una segunda letra que le proporciona otras características.

Por su gradación:
W (Bien Graduado)
P Poor (Mal graduado)

Por su plasticidad:
H High (Alta plasticidad)
L Low (Baja plasticidad)
0 Orgánico.

### 3.2.3. Gráfico Casagrande

Si bien los suelos granulares se pueden clasificar haciendo un ensayo de granulometría, que consiste en hacer pasar una muestra del mismo a través de una serie de tamices, los suelos coherentes de grano fino (arcillas) se pueden clasificar mediante el gráfico de plasticidad de Casagrande, que se adjunta a continuación:

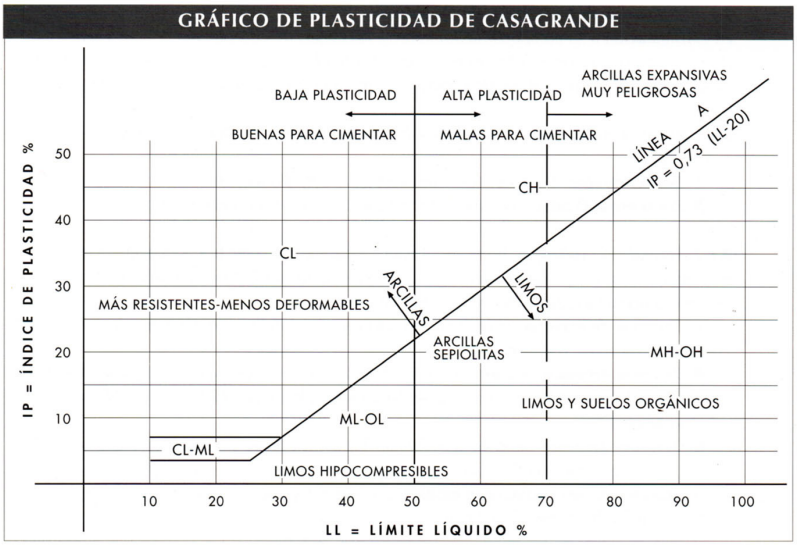



Figura 3.11 Gráfico de Casagrande.

Para su clasificación, Casagrande se basó fundamentalmente en dos parámetros: el índice de plasticidad y el límite líquido. Conocidos estos índices, una muestra se puede situar en el gráfico, como si fueran las coordenadas de un punto.

El desarrollo de Casagrande se plasmó en una serie de situaciones, cuyas conclusiones son las siguientes:
Si el límite de líquido es mayor de 50 los suelos son de alta resistencia. Si son menores de 50, son suelos de baja plasticidad.

Baja plasticidad buenos para cimentar
Alta plasticidad malos para cimentar

**Línea A**

Existe una línea que Casagrande denomina línea A, que divide el gráfico en dos zonas: la superior donde se ubican las arcillas (C) y la inferior donde se sitúan los limos (M).
La ecuación de la línea A es la siguiente:

$$I_p = 0{,}73 \cdot WL\text{-}20$$

Donde:
$I_p$ = índice de plasticidad
$W_L$ = límite líquido

Fruto de la experiencia que tiene, Casagrande expone en su gráfico las zonas donde se encuentran los suelos mejores o peores para cimentar, donde se encuentran los suelos orgánicos o las arcillas expansivas. De esta forma si se conocen este gráfico, la situación del suelo, conocidos y Ip WL, se puede tener una clara visión y una previsión de un posible comportamiento posterior.

### 3.2.4. Propiedades de los suelos

Desde el punto de vista de la mecánica del suelo, diversos autores han estudiado diferentes parámetros y propiedades, con cuyos datos se conocen mejor los suelos y su comportamiento previsible.

Estos parámetros y propiedades pueden obtenerse a nivel general o a nivel específico de un tipo concreto del suelo. Es evidente que no existen propiedades de carácter general, porque la muestra seleccionada es concreta desde un punto determinado, pero su selección va encaminada a ser representativa de una forma más amplia.

#### 3.2.4.1. Propiedades generales

Desde el punto de vista de la mecánica del suelo, diversos autores han estudiado diferentes parámetros y propiedades con cuyos datos se conocen mejor los suelos y su comportamiento previsible.

Estos parámetros y propiedades pueden obtenerse a nivel general o a nivel específico de un tipo completo del suelo. Es evidente que no existen propiedades de carácter general, porque la muestra seleccionada es concreta de un punto determinado. Pero su selección va encaminada a ser la representativa de una forma más amplia. Estas propiedades son las siguientes:

## A/ POROSIDAD. (n) Adimensional.

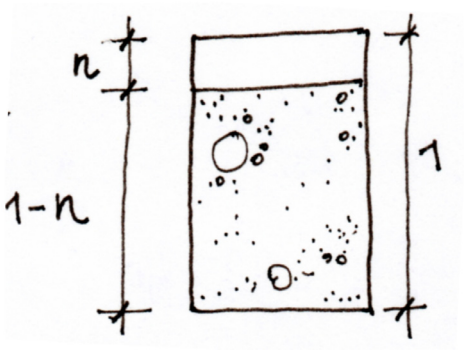



Figura 3.12

Es una propiedad física de la materia que indica el porcentaje de huecos que hay en un cuerpo sólido.

La porosidad línea se expresa entre el volumen de huecos y el volumen total.

$$n = \frac{Volumen de huecos}{Volumen total}$$

Dónde: 0<**n**<1

El valor puede obtenerse como un tanto por uno o un tanto por cien, de forma adimensional.

## B/ ÍNDICE DE POROS. (e) Adimensional.

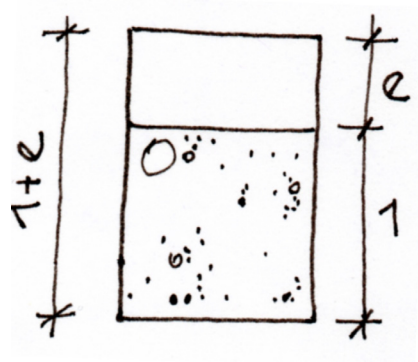



Figura 3.12

En este caso, es la relación entre el volumen de huecos y el volumen de sólidos.

$$e = \frac{Volumen\ de\ huecos}{Volumen\ de\ sólidos}$$

Dónde: 0<e<∞

## C/ DENSIDAD. (ρ) Gramos/cm$^3$

Es la relación de la masa existente en un volumen total.

**D/ PESO ESPECÍFICO.** (g) Pondios/cm$^3$
En una muestra de suelo puede haber huecos, agua y partículas de material, por esta razón puede haber distintos pesos específicos.

**D1/ PESO ESPECÍFICO DE LA PARTE SÓLIDA.**
($g_s$) Pondios/cm$^3$
En una muestra de suelo puede haber huecos, agua y partículas de material, por esta razón puede haber distintos presos específicos.

**D2/ PESO ESPECÍFICO DEL AGUA**
($g_w$) Pondios/cm$^3$
Se toma 1

**D3/ PESO ESPECÍFICO DEL SUELO SECO.**
($g_d$) Pondios/cm$^3$

$$e = \frac{Volumen\ de\ huecos}{Volumen\ de\ sólidos} = \frac{W_s}{V_t}$$

$g_d = g_s(1\text{-}n)$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$$

**D4/ PESO ESPECÍFICO DEL AGUA**
($g_{sat}$) Pondios/cm$^3$
Es el caso en que todos los huecos están saturados de agua.

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1+e}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_H \cdot \gamma_w}{Vt} = \gamma_d + n y_w$$

**D4/ PESO ESPECÍFICO APARENTE DEL SUELO SUMERGIDO.**
($g_{sum}$ o g') Pondios/cm$^3$
Es el caso en que todos los huecos están saturados de agua.

**E/ HUMEDAD Y GRADO DE SATURACIÓN.**
($g_{sat}$) Pondios/cm$^3$
Es el caso en que todos los huecos están saturados de agua.

**Humedad** (W) Adimensional (%)

$$W = \frac{Peso\ del\ agua}{Volumen\ sólido}$$

**Saturación** (s)(%)

$$s = \frac{Volumen\ del\ agua}{Volumen\ huecos}$$

### 3.2.4.2. Propiedades de los suelos granulares

La propiedad fundamental de los suelos de angulares se obtiene a partir del estudio de su granulometría. Con este dato se puede definir su clasificación.

Para realizar el análisis de granulometría por tamizado se dispone de una serie de tamices por los que se hace pasar una determinada cantidad de muestra de suelo. Posteriormente, se pesa lo que ha sido retenido por cada tamiz, calculando los tantos por cientos que cada tamiz retiene respecto del total.

Estos datos se representan en un gráfico, obteniéndose la curva granulométrica. La representación se realiza colocando en ordenadas el tanto por ciento y en abscisas, con escala logarítmica, el tamaño de la partícula. Con los valores obtenidos se hace un gráfico como el de la figura adjunta.

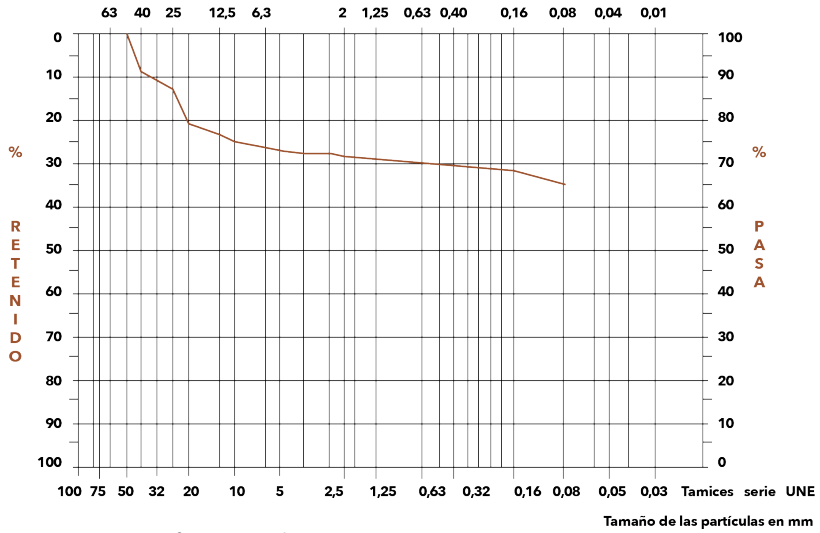



Figura 3.14 Gráfica Granulométrica

| Tamiz | | Retenido entre tamices | | Pasa en muestra total | |
|---|---|---|---|---|---|
| ASTM | UNE | muestra total gr | fracción fina ensayada (gr) | gr | % |
| 2 1/2 " | 63 mm | | | | |
| 2 " | 50 | | | 1707 | 100,0 |
| 1 1/2 " | 40 | 150 | | 1557 | 91,2 |
| 1 1/4 " | 32 | | | | |
| 1 " | 25 | 64 | | 1493 | 87,5 |
| 3 / 4 " | 20 | 143 | | 1350 | 79,1 |
| 1 / 2 " | 12,5 | 45 | | 1305 | 76,4 |
| 3 / 8 " | 10 | 30 | | 1275 | 74,7 |
| 1 / 4 " | 6,3 | 22 | | 1253 | 73,4 |
| nº 4 | 5,0 | 11 | | 1242 | 72,8 |
| nº 8 | 2,5 | | | | |
| nº 10 | 2 | 20 | | 1222 | 71,6 |
| nº 16 | 1,25 | 11 | 0,90 | 1211,00 | 70,9 |
| nº 30 | 0,63 | 16 | 1,30 | 1195,12 | 70,0 |
| nº 40 | 0,40 | | | | |
| nº 50 | 0,32 | 17 | 1,40 | 1178,01 | 69,0 |
| nº 100 | 0,16 | 24 | 2,00 | 1153,57 | 67,6 |
| nº 200 | 0,08 | 48 | 3,90 | 1105,91 | 64,8 |

Figura 3.15 Paso de partículas según la granulometría

La configuración de la curva granulométrica indica la constitución del terreno, por ello se van a considerar los siguientes aspectos para poderla interpretar correctamente:

**A/ CURVAS VERTICALES**
Una recta o una curva muy vertical indican un terreno cuyas partículas son todas iguales y de diámetro superior al tamiz que la retiente.

**B/ CURVAS HORIZONTALES**
En cambio, este tipo de rectas o curvas representan terrenos cuyas cantidades son muy similares en cada uno de sus tamaños.

**C/ CURVAS INCLINADAS**
En cambio, este tipo de rectas o curvas representan terrenos cuyas cantidades son muy similares en cada uno de sus tamaños.

**D/** En el análisis de la granulométrico se puede observar que todo lo que se retenga en el tamiz 200 (tamaño de partículas>0,08 mm) son suelos de granulares y todo lo que pase son suelos cohesivos.

**E/** Para clasificar los tamaños finos de las particulares que componen el suelo, es decir la arcillas y los limos, partículas de diámetro<0,08 mm, no se emplean sistemas mecánicos, sino análisis granulométrico por sedimentación.

Clasificar un suelo en estos extremos empieza a no tener sentido para el reconocimiento del suelo, en los aspectos que en este capítulo nos ocupa.

Se expone, a continuación, el formato que se emplea habitualmente el resultado de una prueba o ensayo granulométrico.

En abscisas se ubican el tamaño de las partículas y en ordenadas el porcentaje que pasa por cada uno de la batería de tamices empleados.

### 3.2.4.3. Propiedades de los suelos coherentes

Los suelos coherentes están formados por partículas interiores a 0,08mm, es decir 80µ; en ellos se engloban los limos y las arcillas, los primeros tienen en una granulometría que oscila entre 80µ y 2µ; las arcillas tienen partículas inferiores a los 2µ.

Para realizar su clasificación Atterbeg, en 1911, desarrolló un sistema basado en la humedad que tienen una muestra en distintas fases de su estado.

Atterbeg partió de observaciones de una muestra de suelo seco al que fue añadiéndose agua. De esta manera encontró las fases de:

| Sólida | Semisólida | Plástica | Fluida |
|---|---|---|---|
| | Límite de retracción $W_s$ (LR) | Límite de plástico $W_p$ (LP) | Límite líquido $W_L$ (LL) |

Para el conocimiento de las arcillas no es necesario conocer cada uno de estos límites, pero se cree interesante indicar o definir su estimación, así como su obtención.

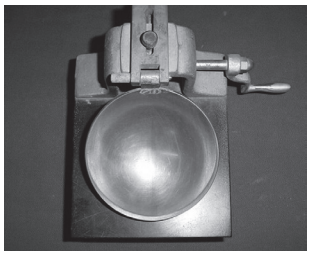


Figura 3.16
Cuchara de Casagrande.

**LÍMITE LÍQUIDO (WL-LL)**

Si a una muestra de arcilla plástica se le añade agua, paulatinamente, llega un momento que se convierte en fluida. La cantidad de agua que contiene, en tanto por ciento, es lo que se denomina límite líquido. Obtener este dato es muy laborioso si se quiere determinar con precisión.

Arthur Casagrande desarrolló un sistema que se fundamenta en lo que se denomina *cucharada de Casagrande*. El ensayo consiste en preparar las muestras de terreno que pasa por el tamiz número 40. Las muestras se preparan, añadiendo una cantidad de agua con lo que se conocen su grado de humedad.

Una vez bien amasadas se colocan en la cucharada de Casagrande, haciéndole un surco con una acanaladora normalizada. Posteriormente se da vueltas a la manivela y se cuenta el número de vueltas necesarias para que el surco se cierre en una longitud mínima de 12mm.

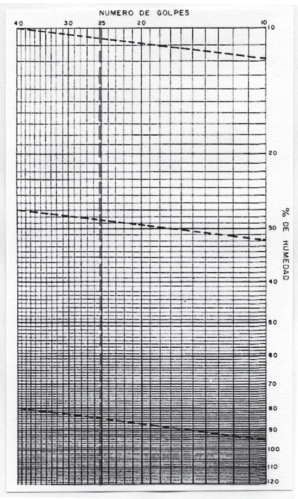



Figura 3.16
Cuchara de Casagrande.

Si se sitúan cada una de las muestras en el gráfico de Casagrande se observa, que la recta que los une tiene una pendiente de 0,117. En pruebas posteriores solamente se debe hacer un solo ensayo y posteriormente trazar una paralela por el punto representado. Donde corta la recta a la vertical que representa el número de cortes 25, se obtiene el límite líquido.

## LÍMITE LÍQUIDO (WL-LL)

Con la misma muestra realizada del ensayo anterior, se ejecutan unos cilindros de 3 mm de diámetro. Cuando los cilindros se cuartean, se mide la humedad que poseen y éste es el límite plástico ($W_p$).

## ÍNDICE DE PLASTICIDAD

Se puede definir el índice de plasticidad al intervalo de humedad en el que la muestra está en estado plástico, es decir moldeable, porque con menos humedad sería terrosa y con más, fluida. Por consiguiente, se define el índice de plasticidad (Ip) como:

$$Ip=WL-Wp$$

Conocidos los valores Ip y WL, se puede entrar en el gráfico de Casagrande y clasificar un suelo.

## LÍMITE RETRACCIÓN

Se define como límite de retracción a la humedad que se le puede añadir a una muestra que, aunque se deseque, no pierde volumen.

Es importante conocer el límite de retracción ($W_s$), sobre todo si hay sospechas de que estamos ante arcillas expansivas. Conocido el límite de retracción ($W_s$), se puede hacer de la siguiente clasificación de los suelos:

Ws) >12 arcillas no expansivas.
10<Ws) <12 realizar ensayos especiales.
Ws) <10 arcillas expansivas.

Si, además, de los límites de Atterbeg se conoce el contenido de humedad (H) de una muestra inalterada se puede obtener el índice de consistencia (Ic), a partir de la siguiente presión:

$$I_C = \frac{W_l - h}{I_p}$$

De multitud de muestras y experiencias realizadas, se tiene el siguiente cuadro de clasificación:

| | |
|---|---|
| Ic <0 | Terreno líquido. |
| 0< Ic <0,25 | Suelo plástico muy blando. |
| 0,25< Ic <0,50 | Suelo plástico blando. |
| 0,50< Ic <0,75 | Suelo duro. |
| 0,75< Ic | Suelo sólido duro. |

Nota importante.-
Ic <0,50 Cimentar con pilotes.
Ic >0,50 Cimentar con losas o zapatas.

### 3.2.4.4. Ejemplo práctico de aplicación

Clasificar un suelo cuyo límite Plástico $W_p$=15% y su límite líquido $W_L$=40%.

1º.- En primer lugar se calcula el Índice de Plasticidad:
$I_p = W_L - W_p = 40-15 = 25\%$

2º.- Entrando en el gráfico de Casagrande con $W_L$=40% e $I_p$=25%, se obtiene el punto P, que se sitúa dentro del área $C_L$, que indica que es una arcilla inorgánica.

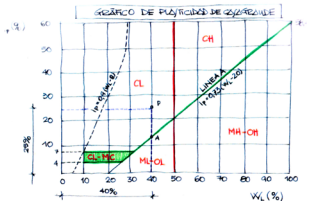



Figura 3.18
Situación (P) de un suelo en el gráfico de Casagrande.

3º.- Límite de Retracción: La recta $I_p$=0,73(W$_L$-20)d Un Valor de: $I_p$=14,5 para WL=40%; luego:
Ws=25-14,6=10,4%.

4º.- Como Ws está entre 10 y 12, habría que hacer ensayos especiales para comprobar si son arcillas expansivas.

### 3.2.5. Arcillas expansivas

Las arcillas expansivas son unos materiales de naturaleza química silícea que se denomina silicatos y que se clasifican dentro del grupo de los filosilicatos o silicatos laminares. Su estructura permite la interacción de moléculas de agua lo que producirá el linchamiento por retracción del suelo, en función del contenido de humedad.

Provienen de la meteorización de rocas debido al cambio de los ciclos climáticos, por eso su estructura puede tener diversos orígenes, dependiendo del tipo de roca de la que proviene. Estos silicatos sódicos, cálcicos o magnésicos permiten la entrada de gran cantidad de agua entre las láminas que la componen. Son pertenecientes al grupo de las esmectitas.

Si el catión interlaminar es el sodio (Na), puede llegar a un alto grado de dispersión formándose en presencia de mucha agua de lodos tixotrópicos o bentonitas. En cambio, si el catión interlaminar es el calcio (Ca) o el magnesio (Mg) su capacidad de hinchamiento se verá más ilimitada y su agresividad será mucho menor. Cuando se sospecha que se está en presencia de un suelo expansivo conviene hacer los siguientes ensayos:

**Granulometría**. Se podrá determinar el porcentaje de finos que contienen y clasificarlo en limos o arcillas, según los criterios de Casagrande.
**Límites de Atterbeg**. Determinando el límite líquido y el índice de plasticida
**Hinchamiento Lambe**. Obteniéndose el cambio de volumen potencial.
**Humedad de muestra inalterada**.
**Edómetro**, presión de hinchamiento, etc.

A partir de estos valores, diversos autores han clasificado las arcillas expansivas según su grado de expansividad y del hinchamiento de su superficie. En la tabla que se adjunta a continuación se clasifica el grado de expansividad en baja, medida, alta y muy alta, de acuerdo a los parámetros obtenidos como el límite de retracción, el índice de plasticidad, el límite líquido, el contenido de finos que pasar por el tamiz 200, el contenido de arcilla, la presión de hinchamiento, etc.

| Expansividad | Límite de retracción | Índice de plasticidad $I_P$ | Límite líquido $W_L$ | Contenido de finos #200 | Contenido de arcillas <0.002mm | Actividad | Presión de hinchamiento probable (kp/cm2) | Hinchamiento en superficie (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Baja | > 15 | < 18 | < 30 | < 30 | < 15 | < 0.5 | < 0.3 | 0 - 1 |
| Media | 12 - 16 | 15 - 28 | 30 - 40 | 30 - 60 | 13 - 23 | 0.5 - 0.7 | 0.3 - 0.12 | 1 - 2 |
| Alta | 8 - 12 | 25 - 40 | 40 - 60 | 60 - 95 | 20 - 30 | 0.7 - 10 | 1.2 - 2.5 | 2 - 5 |
| Muy alta | < 10 | > 35 | > 60 | > 95 | > 30 | > 10 | > 2.5 | > 5 |

Figura 3.19 Clasificación de las arcillas expansivas.

## Problemas que se suscitan

El movimiento superficial del suelo no es en sí un problema, sino la aparición de movimientos diferenciales que deforma la estructura y hace que aparezca un cuadro patológico considerable.

La sintomatología es la inversa que la que se produce debido a los asientos de las cimentaciones.

Los hinchamientos se producen ante la presencia de agua, lo que implica que la propia edificación sirve de paraguas. Así, la zona cubierta se deseca y el perímetro exterior se comporta con la expansividad silícea propia de este tipo de terreno.

Si no se tiene experiencia en este tipo de fenómenos, lo que aparentemente está ocurriendo en el edificio adjunto parece ser un asentamiento de la zona central, cuando lo que ocurre realmente es su levantamiento de la zona periférica.

Estos fenómenos suelen ocurrir en edificaciones de poca entidad de una o dos plantas, o en edificios cuya presión sobre el terreno es inferior a la presión de hinchamiento del terreno.

Una vez producidos los problemas, su solución es complicada y de fuerte repercusión económica, lo que pone en duda su resolución al tratarse de una ruina económica.

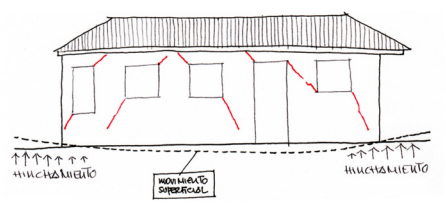



Figura 3.20 Movimientos inverso por suelos expansivos.

### 3.2.6. Propiedades químicas agresivas de los suelos

Cuando las cimentaciones se realizaban rellenando una zanja de bolos y piedras (cal y canto) con una argamasa de cal y arena, no había prácticamente a agresiones del terreno a la cimentación, pero con la aparición del hormigón, hay terrenos que contienen sales que lo pueden atacar y disgregar.

En la actualidad es importante conocer el grado de agresividad química del terreno, fundamentalmente porque ciertos ataques pueden disgregarlo, apareciendo patologías propias de la falta de respuesta de la cimentación a la transmisión de cargas al terreno, produciéndose una patología similar a las provocadas por los asientos diferenciales.

La propia normativa española en su "Instrucción del Hormigón Estructural" (EHE) clasifica los terrenos según el tipo de exposición en Qa, Qb y Qc, según pueda producir un ataque al hormigón del tipo débil, medio o fuerte.

Para evitar estos problemas indica la tipología de la resistencia mínima aceptable para poder ser usados en estos terrenos agresivos.

| TIPO DE MEDIO AGRESIVO | PARÁMETROS | TIPO DE EXPOSICIÓN | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Qa | Qb | Qc |
| | | ATAQUE DÉBIL | ATAQUE MEDIO | ATAQUE FUERTE |
| AGUA | VALOR DEL pH | 6,5 - 5,5 | 5,5 - 4,5 | < 4,5 |
| | CO2 AGRESIVO (mg CO2/l) | 15 - 40 | 40 - 100 | > 100 |
| | IÓN AMONIO (mg NH4+/l) | 15 - 30 | 30 - 60 | > 60 |
| | IÓN MAGNESIO (mg Mg2+ /l) | 300 - 1000 | 1000 - 3000 | > 3000 |
| | IÓN SULFATO (mg SO42- /l) | 200 - 600 | 600 - 3000 | > 3000 |
| | RESIDUO SECO (mg / l) | >150 | 50 - 150 | < 50 |
| SUELO | GRADO DE ACIDEZ BAUMANN-GULLY | >20 | (*) | (*) |
| | IÓN SULFATO (mg SO42 - / kg de suelo seco) | 2000 - 3000 | 3000 - 1200 | > 12000 |

Figura 3.20 Movimientos inverso por suelos expansivos.

### 3.2.7. Terrenos de rellenos

Son terrenos cuya elevación ha sido posible gracias al aporte de materiales exteriores al lugar. Estos aportes se pueden dividir en dos clases: naturales y artificiales.

**A/MORFOLOGÍA.**

Independientemente del origen o procedencia de los rellenos, morfológicamente pueden acomodarse a las distintas formas de la base, que se pueden su dividido por las formas siguientes:

**A.1.- Rellenos confinados.**

Son espacios cóncavos que se rellenas de material de procedencia exterior.

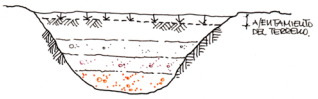


Figura 3.22
Rellenos confinados

Por su propio peso, agua de lluvia y nieve el terreno se autoconsolida. Frecuentemente son terrenos consolidados de origen aluvial o desplazados por el viento. Si el relleno se ha consolidado a lo largo de cientos o miles de años, son suelos bastante compactos, en cambio, si son suelos recientes por rellenos artificiales puede dar problemas de asentamiento, al encontrarse en periodo de autocompactación.

Un ensayo de penetración dinámica puede orientar el grado de compactación que tiene. Si N<10 es mejor desecharlos, bien con cimentaciones más profundas, o bien realizando mejoras del suelo en la zona de influencia del bulbo de presiones de la cimentación.

**A.2.- Rellenos externos.**

El caso opuesto es la acumulación de depósitos de forma natural, por la presencia de un obstáculo o por la existencia de un depósito artificial, como una escombrera.

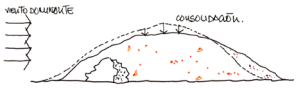


Figura 3.23
Rellenos formados por un obstáculo

Como en el caso de muchos monumentos abandonados, estos han servido para constituir una colina de relleno que se ha formado lo largo de cientos de años, como en el caso de Mesopotamia o el antiguo Egipto de los antiguos faraones.

**A.3.- Rellenos adosados.**

Su comportamiento es muy parecido a los rellenos exentos. Lo habitual es encontrarse una zona más compacta (zona central) y materiales más sueltos en la periferia. Un estudio geotécnico es imprescindible para definir el suelo, su grado de compactación y la capacidad mecánica que puede soportar.

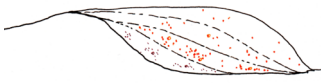


Figura 3.23
Rellenos adosados a un montículo

**B.- Rellenos artificiales.**
Hay varios tipos de rellenos artificiales que dependen de su origen:

**B.1.- Escombreras.**
Hay zonas que hoy día son utilizadas por distintos municipios para verter los escombros procedentes de demoliciones, que se irán autocompactando y que están especialmente ubicadas y delimitadas, tanto físicamente como urbanísticamente, por lo que no puedan ser objeto de construcción.

Pero durante siglos, cuando el transporte se realizaba con carro y animales de carga, los edificios que se hundían o derribaban, quedaban como base para construir en la misma situación una nueva edificación encima. Como las edificaciones pesaban poco, el relleno de cascotes y escombros soportaban bien las nuevas cargas.

Los cascos históricos de las ciudades de origen muy antiguo, como Zaragoza, pueden tener rellenos de hasta nueve metros de profundidad.

En otros casos como Sevilla, el río ha ido dejando sedimentos de limos de hasta 21 m de profundidad. Estos terrenos es preciso conocerlos, porque cimentar en ello puede resultar complicado y un nido de futuros problemas.

**B.2.- Terrenos aluviales.**
Los grandes ríos recogen mucho material en las cabeceras de los afluentes que los alimentan en forma de partículas muy pequeñas, que se van depositando cuando el agua desciende con velocidad.

Estos depósitos pueden ser considerables como en el caso de Sevilla (21m) o depositarse en su desembocadura, como el delta del Ebro.

Los torrentes que provienen de zonas escarpadas, como es el caso de la orilla izquierda del Ebro, producen un arrastre de suelos hasta que el agua pierde velocidad en el valle, originando lo que se conoce como cono de deyección. Por su configuración ha servido como base de apoyo para el nacimiento de pueblos como Alfajarín, La Puebla de Alfindén, Nuez de Ebro, etc.

Estos terrenos son rellenos aluviales de más de nueve metros de espesor, ya que se formaron durante más de 17.000 años. Sobre ellos se construyen ahora edificios de viviendas que tienen, a la larga, graves problemas si no se toman las precauciones necesarias.

**B.- Rellenos artificiales.**
Hay varios tipos de rellenos artificiales que dependen de su origen:

**B.1.- Escombreras.**
Como en el caso de las escombreras, los vertederos sanitarios hoy día están perfectamente delimitados y ubicados, pero antiguamente se abandonaban ante las quejas de los propietarios de las viviendas más cercanas y se cubrían con tierra para evitar los malos olores. Con el tiempo la expansión de las ciudades ha absorbido estos vertederos, proporcionando multitud de sorpresas a las constructoras de siglos pasados que eran incapaces de solucionar los problemas que aparecían.

En un municipio cercano a Zaragoza, se eliminó un cementerio que había quedado casi en el centro de la ciudad. Para desubicarlo se exhumaron todos los restos y se cribó el terreno para eliminar cualquier vestigio que hubiera quedado. Con el paso del tiempo el municipio creció de forma elevada, por lo que tuvo que construirse un nuevo ayuntamiento para dar servicio a las múltiples tareas administrativas.

Para ello, se asignó como ubicación el lugar del antiguo cementerio. Como en aquella época el coste del estudio geotécnico era desproporcionado en relación con el coste de la obra y, además, llevaba un sótano, se pensó que el edificio se asentaría un terreno firme.

Un par de años más tarde se nos confió el análisis del mismo, ante la aparición de una patología importante que preocupaba a la corporación local. Una sola fotografía es suficiente para comprobar las compactaciones que el suelo había sufrido tras la ejecución del edificio.



Figura 3.25
Asentamiento natural de un terreno de relleno

## 3.3. Conclusiones sobre el terreno

Como se ha indicado anteriormente, los terrenos de relleno tienen una capacidad mecánica muy irregular, con un número de golpes en un ensayo de penetración dinámica muy baja con valores del número de golpes de N<10 e incluso inferiores para suelos saturados. Por ello, tienen un índice de huecos muy alto e=6≡10 y un índice de deformación de Young muy bajo. Para escombros E=50≈30 kp/cm² y para basuras E=5≈20 kp/cm².

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

Donde:
εx=Deformación
σx=Tensión aplicada
E=Módulo de deformación

Se puede obtener que: la deformación que se produce es directamente proporcional a la presión ejercida de inversamente proporcional para su módulo de deformación, lo que indica claramente que al tener un módulo de deformación muy bajo los asientos que se obtienen pueden ser muy altos. De estos suelos se puede decir lo que sigue:

- Tienen deformaciones por distorsión, flexión y rotura.
- Se produce en erosiones internas
- También se producen corrosiones, oxidaciones, fermentaciones y descomposiciones.
- Se genera metano con combustiones espontáneas.
- Sus autocompactaciones se realizan en periodos largos: de entre 10 a 20 años por lo menos.

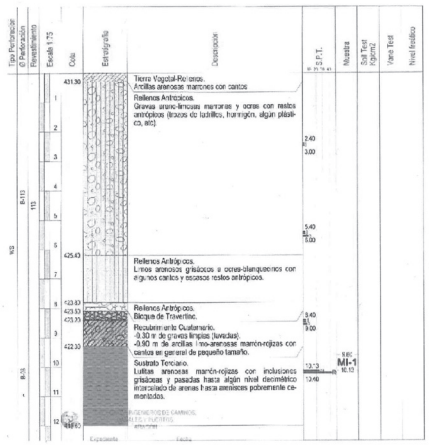


Figura 3.26.1
Rellenos antrópicos confinados reales (Estudio geotécnico (ENSAYA 10AG0243)

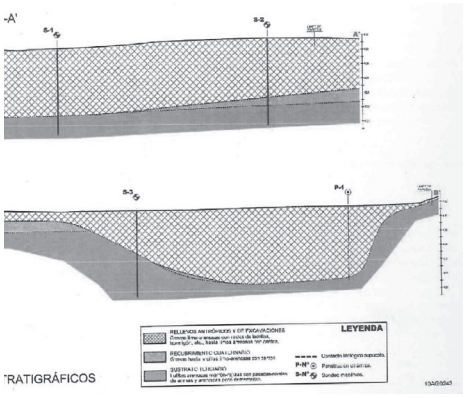



Figura 3.26.2
Rellenos antrópicos confinados reales (Estudio geotécnico (ENSAYA 10AG0243)

El terreno no se puede mejorar con inyecciones de lechada de mortero de cemento con bentonita.
Si el terreno no es aprovechable por su ínfima capacidad mecánica, lo mejor es obviarlo. No obstante, si es necesario finalmente aprovecharlo, lo mejor es realizar una cimentación profunda con un pilotaje que pase al terreno firme.
A continuación, se adjunta un perfil del terreno real de un caso ejecutado.

En el caso anteriormente expuesto las secciones transversales (AA') y la longitudinal (BB') del suelo eran las siguientes:

El terreno, propiedad municipal, se aprovechó para hacer un polideportivo, que, conociendo el problema de partida, se cimentó con pilotes a -8,50. No obstante si bien la estructura no se movió, al menos aparentemente, aparecieron grietas y fisuras en la solera de las pistas deportivas.

Por ello, a la hora de utilizar este tipo de suelos para edificarlos, lo mejor es desecharlos, sino la ejecución tiene que tener en cuenta que la superficie tiende a asentarse de forma aleatoria al autocompactarse los estratos inferiores. Sobre todo si se tiene en cuenta que los echadizos realizados no fueron extendidos y compactados en su momento, además seguramente se echaron otro tipo de vertidos que ahora pueden fermentar y perder volumen, con las consecuencias que ello lleva consigo.

# 4. La cimentación

## 4.1. Introducción: proceso histórico

La cimentación es la parte de la estructura de un edificio cuya misión es transmitir al terreno las cargas de este, conformando un equilibrio estable y duradero. Históricamente y siguiendo la tesis de Ana María Gargamallo (1997) se puede analizar el desarrollo de la cimentación teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Proceso de aprendizaje
- Investigación geotécnica del terreno
- Tipologías primitivas
- Cimentaciones superficiales
- Cimentaciones profundas

A continuación, se desarrolla cada uno de estos apartados para tener una visión general a la vista del desarrollo histórico y poder, de esta forma, comprender el momento donde estamos.

### 4.1.1. Proceso de aprendizaje

El aprendizaje es el fruto de una serie de sucesos de hechos aislados, que han proporcionado una serie de conocimientos y en las que han constituido una serie de parámetros como:

A. Incremento de la actividad. Se han ejecutado pruebas reales a escala 1:1 de donde se han podido obtener conclusiones empíricas.
B. Hay épocas donde se han ejecutado edificaciones de mayor entidad, que incrementan las acciones sobre el terreno que se han tenido que resolver.
C. En ocasiones el terreno disponible era deficiente y la cimentación ha tenido que solucionar los problemas planteados.
D. También se han dado épocas con mayores recursos y con mejores medios disponibles.

### 4.1.2. Investigación geotécnica del terreno

Las primeras investigaciones del terreno no se hacen para conocer el mismo, sino que su finalidad es su estudio como fuente de recursos.

a) A partir del 5000 AC, se toma conciencia de la influencia del terreno en las grandes construcciones.
b) Pero no es hasta el año 3000-1000 AC, cuando se busca esa intencionalidad geotécnica al comprobar la colocación de grandes cargas sobre el suelo.
c) Las primeras técnicas de investigación se producen hacia el año 1000 AC, cuando se comprueba la conveniencia de apoyar en roca.
d) Durante el periodo romano la búsqueda del suelo firme implica la búsqueda de determinadas características, como la dificultad en la excavación o una facilidad para el clavado de estacas.
e) Es en china en el siglo I DC cuando se empiezan a utilizar los primeros sondeos a percusión con la máquina de cable y la denominada cuchara de Loyang, que se utiliza en profundidades de hasta 50 por 60 m.
f) Pero no es hasta la segunda mitad del siglo xv, en los tratados renacentista de Alberti, Palladio o Turiano, cuando se hacen referencias a determinadas técnicas de investigación como base de apoyo para las nuevas edificaciones.
g) En este mismo siglo Leonardo da Vinci desarrolla una máquina de sondeos precursora del sondeo helicoidal.
h) Hasta el siglo xvii la investigación geotérmica estará restringida a unos 3,00 m de profundidad, y su resultado proporcionará unos pocos datos prácticos.
i) Es a partir del siglo XVIII y el auge reciente de la ingeniería, lo que hace avanzar la caracterización del suelo, alcanzando los 12,00 m de profundidad.
j) Con el invento de la máquina de vapor se desarrolla el sistema de sondeos.
k) De todas formas, la arquitectura queda rezagada de la ingeniería.

### 4.1.3. Tipologías primitivas

A. Los primeros apoyos se sitúan con el propósito de conseguir una altura de coronación de los monumentos megalíticos. Se trata del concepto mecánico de cimentación.
B. En la construcción de Zigurats se prepara el terreno de plataformas de relleno compactado (Mesopotamia (3000 AC).
C. Las viviendas lacustres se construyen con troncos colocados directamente en el terreno (2700 AC), que evolucionan formando un sistema emparrillado de cimentación.
D. Hacía 1600 AC y con motivo de la ejecución de ciertos edificios singulares se construirán zapatas aisladas formadas por piedras grandes encajadas en el terreno, si bien su ejecución va más encaminada en el sentido de conseguir la horizontalidad de los dinteles que el reparto de las cargas.
E. Hacia el año 1000 AC se aprecian las primeras zanjas corridas y zapatas, construidas para facilitar el replanteo y composición de los muros, algo que supera lo estrictamente mecánico.

### 4.1.4. Las cimentaciones superficiales

Hacia el año 1000 AC en la arquitectura griega, las zapatas aparecen ya en todas sus variantes morfológicas. Los factores que determine su evolución son:

- Disponibilidad de recursos y medios técnicos
- Tipología de la edificación
- Características geotécnicas del terreno

Es curioso observar que las características geotécnicas aparecen en tercer lugar, cuando debería haber sido la primera.
No obstante, el tema de la cimentación es una preocupación de los maestros de obras. Por ejemplo, en Los Diez Libros de Arquitectura de Vitruvio de 1486 (M. Vitruvii Pollionis, traducción J. de Laet 1649) en el libro III, capítulo IV que dedica a “Los Cimientos en los Templos”, indica:

> *Si es posible encontrar un terreno sólido, la cimentación de estos edificios se excavará sobre terreno firme en una extensión que se ajuste proporcionalmente a las exigencias del volumen de la construcción; se levantará la obra lo más sólida posible, ocupando la totalidad del suelo firme. Se erigirán unas paredes sobre la tierra, debajo de las columnas, con un grosor que sobrepase en la mitad al diámetro de las columnas que posteriormente se levantarán, con el fin de que las inferiores, que se llaman esterobatae por soportar todo el peso, sean más sólidas que las situadas encima de ellas. Los resaltos de las basas no sobresaldrán más allá de la base; debe mantenerse con la misma*

*proporción el grosor de las paredes superiores. El espacio que quede en medio se abovedará o bien se consolidará mediante relleno, con el fin de que todo quede bien compactado. Si, por el contrario, no se encuentra un terreno sólido, sino que es de tierra de relleno en gran profundidad, o bien, si se trata de un terreno palustre, entonces se excavará, se vaciará y se clavarán estacas endurecidas al fuego de álamo, de olivo o de roble y se hundirán como puntales o pilotes, en el mayor número posible, utilizando unas máquinas; entre los pilotes se rellenará el espacio con carbones; así, quedarán llenos los cimientos con una estructura muy consistente. Una vez dispuestos los cimientos, deben colocarse a nivel los estilóbatos.*

### 4.1.5. Las cimentaciones profundas

Después de ver que los parámetros que primaban a la hora de determinar la morfología de una cimentación (principalmente, factores distintos de los geotécnicos) es de prever que las cimentaciones profundas aparezcan cuando hay que cimentar en terrenos deficientes:

a) Cuando el terreno es muy deficiente se emplean pilotes cortos (1-3 m) para mejorar el suelo.
b) La consolidación del suelo se realiza hincando pilotes delgados de fácil aplicación.
c) El empleo sistemático de pilotes para mejorar un suelo es causa de una ralentización en la evolución de la técnica del pilotaje. Los principales defectos son los siguientes:

- Aparecen a finales del siglo XVI, aplicados a la construcción de puentes.
- A partir del siglo XV los tratados contienen reglas y límites especificados para su dimensionado.
- Hasta el siglo XVII no se presentan iniciativas para regular los procedimientos de hinca, ya que lo que se necesita conseguir es una buena compactación en la instalación del pilotaje en su conjunto
- Al final del siglo XVII aparecen los primeros criterios que relacionan las dimensiones de los pilotes con la calidad del terreno.
- En el siglo XVIII se presentan avances considerables, por el número importante de edificios que se levantan en esta época.
- Los pozos profundos interconectados por arcos son conocidos desde la época de los romanos, si bien no son empleados posteriormente por motivos técnicos y económicos
- La cimentación por pozos, a partir del siglo XIX, se realiza más como si fuera parte de una superestructura de consolidación del terreno, que con un criterio de transmitir las cargas al terreno inferior que tiene una mejor capacidad mecánica

En definitiva, las cimentaciones aparecen como consecuencia de obtener un plano de partida con propósitos de poder realizar un replanteo cómodo y estético. Posteriormente, se desarrollan técnicas para resolver los problemas que plantean los terrenos deficientes.

Para edificaciones de poca envergadura se ejecutan cimentaciones de reparto de cargas, enterrando troncos horizontales que sirven de apoyo a edificaciones simples.

Más adelante, y sobre todo con la construcción de puentes en terrenos muy deficientes, se utilizará la hinca de pilotes que comprimen el terreno y mejoran la calidad del mismo.

No es hasta el siglo xix y xx cuando se analiza el suelo según los distintos estratos, y se diseña la cimentación como parte de la propia estructura del edificio, construida para repartir una determinada tensión al terreno.

De acuerdo a lo anterior se puede clasificar las cimentaciones en superficiales y profundas. En la primera, están las zapatas aisladas, combinadas, corridas, emparrillados, losas aligeradas y losas macizas. En la segunda, se encuentran los pilotes y micropilotes.

## 4.2. Cimentaciones superficiales

Se define una cimentación superficial a aquella en la que la superficie horizontal prima sobre la vertical, con lo cual el reparto de las cargas se realiza en un solo plano de contacto que se denomina cota de cimentación. Este plano se encuentra implantado para 1,00 m por debajo de la última planta habitable, de forma que para un edificio de planta baja y varias alzadas esta cota se encontrará a 1,00-1,50m de profundidad. Si tiene un sótano la cota de cimentación se encontrará entre los -3,00 o -4,00 m de profundidad.

Por ello, lo primero que interesa es conocer la presión admisible del terreno, para poder diseñar una cimentación acorde con la capacidad mecánica del terreno subyacente a la cota de cimentación.

Conocida la capacidad portante del terreno, se valorará en primer lugar si es apto para cimentar o si las cargas hay que transmitirlas a algún estrato más profundo, creando, por consiguiente, una cimentación profunda.

Las cimentaciones superficiales se pueden dividir en las siguientes clases:

- Zapatas aisladas
- Zapatas corridas
- Zapatas combinadas
- Emparrillados
- Losas ha aligeradas
- Losas de cimentación macizas

### 4.2.1. Carga de hundimiento

Se puede definir carga de hundimiento un como la capacidad total de carga que tiene un terreno, antes de llegar al colapso. Viene determinada por la siguiente presión:

$$q_h = q_c + q_{qh} + q_y$$

Donde:
$q_h$ Capacidad de carga total (T/m²).
$q_c$ Término de cohesión.
$q_q$ Término de profundidad.
$q_g$ Término de superficie.

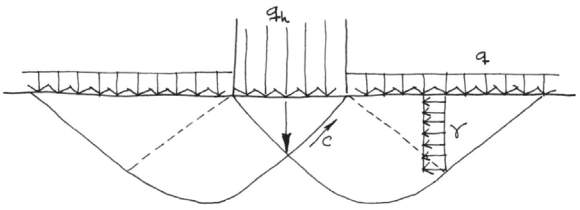


Figura 4.1 Esquema de la carga de hundimiento

Es decir, que la carga de hundimiento depende de factores como la cohesión del terreno, la profundidad y/o la superficie de contacto.

#### 4.2.1.1. Zapata Rectangular

Como se ha visto, uno de los parámetros que definen la carga de hundimiento es el término de superficie, por lo que independientemente de la profundidad y cohesión, la zapata es sensible a su forma. Por ello, para una zapata rectangular la expresión de la carga de hundimiento toma la siguiente forma:

Donde:
C Cohesión del terreno (T/m²)
En arcillas $C=q_u/2$
En arenas $C=0$
G Densidad del terreno (T/m³)
$D>_f$ Profundidad de la cota de cimentación de la cimentación (m)
B Ancho de la zapata
$N_c$,$N_q$ y $N_g$ parámetros obtenidos de la forme siguiente:

$$N_c = cotg\theta \cdot (N_q - 1)$$

$$N_q = tg^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}) \cdot e^{\pi \cdot tg\theta}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot tg\theta$$

Siendo:
qu Resistencia a la compresión simple (T/m²)
θ Ángulo de rozamiento interno del terreno.

Los valores de Nc,Nq y Ng, se expresan en la tabla adjunta, en función del ángulo de rozamiento interno del suelo, teniendo en cuenta que en arcillas θ = 0 y C > 0 y en arenas θ > 0 y C = 0.

### 4.2.1.2. Zapata Cuadrada

La expresión general de la carga de hundimiento de una zapata cuadrada es:

$$q_h = 1,2CN_c + \gamma D_f N_q + B\gamma N_\gamma$$

Sobre arcillas θ = 0 y C>0
qh = 6,168C + γDf

Sobre arcillas θ>0 y C=0
qh = γDf + 0,4BγNγ

### 4.2.1.3. Zapata Circular

Para el caso particular de una zapata circular, la expresión general de la carga de hundimiento de una zapata cuadrada es:

$$q_h = 1,2CN_c + \gamma D_f N_q + B\gamma N_\gamma$$

Sobre arcillas θ = 0 y C>0
qh = 6,168C + γDf

Sobre arcillas θ>0 y C=0
qh = γDf + 0,6RγNγ

| FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ϕ | Nc | Nq | Ny | Nq/Nc | tgϕ |
| 0 | 5,14 | 1,00 | 0,00 | 0,19 | 0,00 |
| 1 | 5,38 | 1,09 | 0,07 | 0,20 | 0,02 |
| 2 | 5,63 | 1,20 | 0,15 | 0,21 | 0,03 |
| 3 | 5,90 | 1,31 | 0,24 | 0,22 | 0,05 |
| 4 | 6,19 | 1,43 | 0,34 | 0,23 | 0,07 |
| 5 | 6,49 | 1,57 | 0,45 | 0,24 | 0,09 |
| 6 | 6,81 | 1,72 | 0,57 | 0,25 | 0,11 |
| 7 | 7,16 | 1,88 | 0,71 | 0,26 | 0,12 |
| 8 | 7,53 | 2,06 | 0,86 | 0,27 | 0,14 |
| 9 | 7,92 | 2,25 | 1,03 | 0,28 | 0,16 |
| 10 | 8,34 | 2,47 | 1,22 | 0,30 | 0,18 |
| 11 | 8,80 | 2,71 | 1,44 | 0,31 | 0,19 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 12 | 9,28 | 2,97 | 1,69 | 0,32 | 0,21 |
| 13 | 9,81 | 3,26 | 1,97 | 0,33 | 0,23 |
| 14 | 10,37 | 3,59 | 2,29 | 0,35 | 0,25 |
| 15 | 10,98 | 3,94 | 2,65 | 0,36 | 0,27 |
| 16 | 11,63 | 4,34 | 3,06 | 0,37 | 0,29 |
| 17 | 12,34 | 4,77 | 3,53 | 0,39 | 0,31 |
| 18 | 13,10 | 5,26 | 4,07 | 0,40 | 0,32 |
| 19 | 13,93 | 5,80 | 4,68 | 0,42 | 0,34 |
| 20 | 14,83 | 6,40 | 5,39 | 0,43 | 0,36 |
| 21 | 15,81 | 7,07 | 6,20 | 0,45 | 0,38 |
| 22 | 16,88 | 7,82 | 7,13 | 0,46 | 0,40 |
| 23 | 18,05 | 8,66 | 8,20 | 0,48 | 0,42 |
| 24 | 19,32 | 9,60 | 9,44 | 0,50 | 0,45 |
| 25 | 20,72 | 10,66 | 10,88 | 0,51 | 0,47 |
| 26 | 22,25 | 11,85 | 12,54 | 0,53 | 0,49 |
| 27 | 23,94 | 13,20 | 14,47 | 0,55 | 0,51 |
| 28 | 25,80 | 14,72 | 16,72 | 0,57 | 0,53 |
| 29 | 27,86 | 16,44 | 19,34 | 0,59 | 0,55 |
| 30 | 30,14 | 18,40 | 22,40 | 0,61 | 0,58 |
| 31 | 32,67 | 20,63 | 25,99 | 0,63 | 0,60 |
| 32 | 35,49 | 23,18 | 30,21 | 0,65 | 0,62 |
| 33 | 38,64 | 26,09 | 35,19 | 0,68 | 0,65 |
| 34 | 42,16 | 29,44 | 41,06 | 0,70 | 0,67 |
| 35 | 46,12 | 33,30 | 48,03 | 0,72 | 0,70 |
| 36 | 50,59 | 37,75 | 56,31 | 0,75 | 0,73 |
| 37 | 55,63 | 42,92 | 66,19 | 0,77 | 0,75 |
| 38 | 61,35 | 48,93 | 78,02 | 0,80 | 0,78 |
| 39 | 67,87 | 55,96 | 92,25 | 0,82 | 0,81 |
| 40 | 75,31 | 64,20 | 109,41 | 0,85 | 0,84 |
| 41 | 83,86 | 73,90 | 130,21 | 0,88 | 0,87 |
| 42 | 93,71 | 85,37 | 155,54 | 0,91 | 0,90 |
| 43 | 105,11 | 99,01 | 186,53 | 0,94 | 0,93 |
| 44 | 118,37 | 115,31 | 224,63 | 0,97 | 0,97 |
| 45 | 133,87 | 134,87 | 271,75 | 1,01 | 1,00 |
| 46 | 152,10 | 258,50 | 330,34 | 1,04 | 1,04 |
| 47 | 173,64 | 187,21 | 403,65 | 1,08 | 1,07 |
| 48 | 199,26 | 222,30 | 496,00 | 1,12 | 1,11 |
| 49 | 229,92 | 265,50 | 613,14 | 1,15 | 1,15 |
| 50 | 266,88 | 319,06 | 762,86 | 1,20 | 1,19 |

Figura 4.2 Factores de la capacidad de carga

**SUELO ARCILLOSO**

Cuando se carga un suelo arcilloso se genera un aumento de presión que se disipa muy lentamente, lo que conlleva un aumento lento o del esfuerzo efectivo y, consiguientemente, un aumento de la resistencia al corte.

El momento crítico para la estabilidad de la cimentación se produce cuando se termina la construcción y la arcilla no está drenada.

En ese momento la carga de hundimiento tomará la siguiente expresión:

$q_h = 1{,}2CN_c + 0{,}1D_f$

**CARGA DE HUNDIMIENTO EN LOSAS**

Esta expresión puede ser aceptada como válida para zapatas de hasta unos 5,00 m de lado. Si se considera B=5,00 m se puede obtener la presión de hundimiento de una losa, independientemente de sus dimensiones

Si se parte de $N_{20}=10$

$C = q_u/2 = 0{,}5/2 = 0{,}25 kp/cm^2$

$\gamma > 1{,}80 T/m3$; $\theta = 0$; $N_q = 5{,}14$

$D_f = 1{,}00$ m (profundidad)

$q_h = 1{,}2 \cdot 0{,}25 \cdot 5{,}14 + 0{,}1 \cdot 18 \cdot 1 =$ **1,72kp/cm²**

Esta será **la carga de hundimiento de una arcilla situada bajo una losa.**

### 4.2.2. Carga de hundimiento: Tensión admisible del terreno

Habitualmente se ha tomado como coeficiente de seguridad de un terreno $\mathbf{g_R=3}$, habida cuenta la heterogeneidad del mismo y las agresiones que puede tener. El mismo valor se recoge en la tabla 2.1 perteneciente al de DBSE-C del CTE. Por ello, el valor admisible previsto para el cálculo de la cimentación será:

$$s_{adm} = q_h/3$$

En el caso anterior de las losas de cimentación se puede prever una tensión admisible del terreno de:

$$s_{adm} = 1{,}72/3 = 0{,}57 kp/cm^2$$

Por esta razón todas las losas de cimentación se calculan a una tensión máxima de **0,57 kp/cm²** siempre que se asienten en terrenos arcillosos.

### 4.2.3. Asientos

Cuando un terreno confinado se comprime, las partículas se reajustan, produciéndose bajo el plano de la compactación un movimiento de descenso que se denomina asiento. Este movimiento se produce ante la pérdida de volumen del terreno subyacente. Si el terreno es granular la compactación es puramente mecánica, al resbalar los granos entre sí, lo que produce un mejor y óptimo acomodo de las partículas. El asiento es casi instantáneo. Si el terreno contiene agua, los espacios intergranulares son tan grandes que el agua se drena y se evacua hacia zona subyacentes.

En cambio, si las partículas son muy finas como es el caso de los loes, limos o arcillas, la presión ejercida en el terreno debe desplazar al agua, contrarrestando la tensión superficial, lo que se va produciendo lentamente.

En conclusión, en terrenos granulares los asientos son instantáneos y en los suelos cohesivos son movimientos progresivos que pueden durar varios años.

#### 4.2.3.1. Asientos en suelos granulares

Dependiendo del tamaño de las partículas de los terrenos granulares se pueden clasificar en tres grandes grupos: bolos, gravas y arenas.

Más concretamente estos terrenos se pueden clasificar según la tabla siguiente:

| Suelos | Tamaño (mm) |
|---|---|
| Bolos | >60 |
| Grava Gruesa | 20 a 60 |
| Grava Media | 6 a 20 |
| Grava Fina | 2 a 6 |
| Arena Gruesa | 0,6 a 2 |
| Arena Media | 0,2 a 0,6 |
| Arena Fina | 0,06 a 0,2 |

Para poder prever el asiento de una zapata, se debe realizar un ensayo de placa de carga de 30×30 cm, obteniendo un hundimiento (asiento) para una serie de presiones determinadas.

Terzaghi obtuvo una correlación entre el asiento de una placa de carga y el de una zapata, obteniendo:

$$s = s_1 \left(\frac{2B}{B + 0,30}\right)^2$$

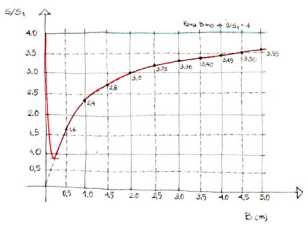


Figura 4.3
Curva de correlación del asiente de una zapata y el de la placa de carga

Donde:

S Asiento de la zapata (m)
$S_1$ Asiento de la placa de carga de 30×30 cm (m)
B Ancho de la zapata.

Ecuación que tiene una asintota s/s1=4, cuando el ancho de la zapata B=∞; su representación es como sigue:

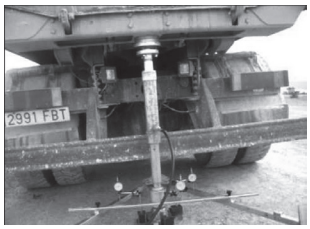



Figura 4.4
Ensayo de placa de carga

## ENSAYO DE PLACA DE CARGA

Ensayos de placa de carga consiste en transmitir al terreno una tensión determinada y medir la deformación que experimenta. Se realiza según la norma NLT-357/98. Consisten en una placa muy rígida25 (mm) de acero que transmite la tensión que produce un brazo hidráulico que se apoya normalmente en el eje de un camión fuertemente cargado.

El apoyo de la placa se realizará en la cota de cimentación, apoyándola en una capa de arena y yeso para que la transmisión sea lo más uniformemente posible.

El ensayo se realiza de forma escalonada, tomando nota de las presiones y deformaciones tanto en el sentido a la compresión como en el de la descompresión. Se obtienen así dos curvas: la primera que es la de compresión y la segunda que es la descompresión, la distancia entre ella es la de formación permanente del terreno.
Se suele marcar con una flecha que indica el proceso de carga y descarga. Si se hace una nueva secuencia de cargas y descargas se puede observar que la deformación residual se hace mínima, de esta forma se conoce el comportamiento del terreno.

## EJEMPLO

Se quiere conocer el asiento de la zapata cuadrada de 1,50x 1,50 m y una carga de 50 T, ejecutada en un suelo granular. En la cota de cimentación se ha realizado un ensayo de placa de carga, obteniendo las siguientes curvas de compresión y descompresión.

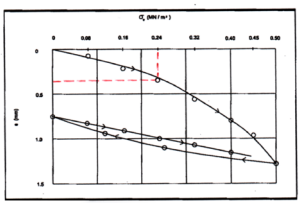


Figura 4.5
Gráfico del ensayo de placa de carga

Si se considera una zapata de 1,50×1,50 por 0,70m de canto en la carga al transmitir será la que sigue:

Peso propio (1,50x 1,50x 0,70x 2500).....3983,50 kp
Carga transmitida.....50.000,00 kp
TOTAL.....53.973,50 kp

La tensión transmitida al terreno será:

$$\sigma_{Adm} = \frac{53.973,50}{150 \cdot 150} = 2,39 kp/cm^2 = 0,239 N/mm^2$$

Entrando en la curva del ensayo de placa de carga realizado, para $\sigma_{Adm}$ 0,24 se tiene un asiento $s_1$=0,4mm. Empleando ahora la fórmula de Terzaghi se obtiene que:

$$s = s_1(\frac{2B}{B + 0,30})^2 = 0,0004(\frac{2 \cdot 1,5}{1,5 + 0,30})^2 = 0,00011 = 1,11mm$$

Donde:
S Asiento de la zapata (m)
$S_1$ Asiento de la placa de carga de 30×30 cm (m)=0,4 mm
B Ancho de la zapata=1,50 m

### 4.2.3.2. Asientos en limos y loes

Para determinar el tipo de cimentación que se debe realizar en este tipo de suelos se ejecutará un ensayo SPT, para obtener el número de golpes (N).

Si N<10
Suelo muy flojo.

Si N>19
Se realizará un ensayo de consistencia.

Si es seca igual que arenas.
Si es plástica igual que arcillas.
Para suelos intermedios mezcla de arenas y arcillas se realiza el ensayo del equivalente de arena, con lo cual se determina si fundamentalmente es una arena, una arcilla y posteriormente se actúa en consecuencia.

### 4.2.3.3. Asientos en arcillas

Los asientos en arcillas se pueden obtener a partir del ensayo edométrico, que se basa en obtener una curva que relaciona las tensiones efectivas y el índice de poros. Es decir, la deformación real según la presión aplicada. Todo ello, realizando en una muestra inalterada.

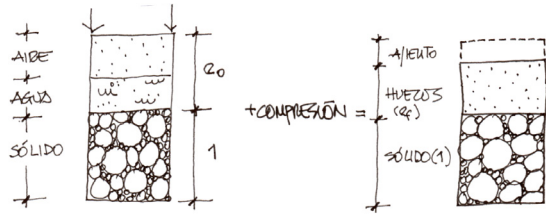



Figura 4.6 Estructura de un suelo después de una compresión

El asiento unitario de una arcilla se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$s_u = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0}$$

Donde:

$e_0$ Índice de huecos antes de la compresión.
$e_f$ Índice de huecos después de la compresión.
$s_u$ Asiento unitario.

Para una capa de arcilla de espesor H, el asiento total será el siguiente:

$$S = s_u \cdot H = s_u = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} \cdot H$$

Ahora bien, la ecuación de la curva edométrica es:

$$s = \frac{C_c \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}}{1 + e_0} \cdot H$$

La capa de suelo comprimible (H) se destina tres veces el ancho de la zapata (3B), siendo:

$$S = s_u \cdot H = s_u = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} \cdot H$$

Donde:

$C_c$ Índice de comprensibilidad.
$P_0$ Presión inicial.
$\Delta_p$ Incremento de presión posterior.

## EJEMPLO DE CÁLCULO EN ARCILLAS

Se quiere conocer el asiento que tendrá una zapata de 1.00×1,00 m que va a transmitir al terreno una tensión de 1,6 kp/cm². La actuación comienza por realizar un sondeo en el terreno de forma que si existen arcillas se realizará un ensayo edométrico de las mismas en una muestra inalterada. Realizado todo ello el resultado del laboratorio es el siguiente:

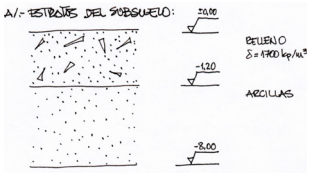



Figura 4.7
Sección del terreno realizada con un sondeo por rotación

En primer lugar, del sondeo realizado se obtiene que existe una primera capa hasta 1,20 m de profundidad que es un terreno de relleno con una densidad de 1700 kp/m3. Posteriormente aparece una capa de arcillas que alcanza la cota máxima de profundidad realizada en el ensayo.

Por otro lado, de la capa de arcillas se ha obtenido una muestra inalterada y se ha procedido a realizar el ensayo edométrico obteniendo los siguientes resultados:

## ENSAYO ENDOMÉTRICO

| PRESIÓN EFECTIVA | Índice de poros | |
|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.958 |
| 2 | 0.20 | 0.953 |
| 3 | 0.40 | 0.948 |
| 4 | 0.8 | 0.938 |
| 5 | 1.60 | 0.920 |
| 6 | 3.2 | 0.878 |
| 7 | 6.40 | 0.789 |
| 8 | 12.8 | 0.691 |
| 9 | 3.20 | 0.719 |
| 10 | 0.8 | 0.754 |
| 11 | 0.20 | 0.791 |
| 12 | 0.00 | 0.890 |

Si se representan estos valores en una escala semilogarítmica, se obtiene la curva edométrica, donde se relaciona la presión efectiva con el índice de poros por deformación unitaria.

Fig. 4.8. Curva edométrica de un terreno dado.
En la gráfica que se acompaña se puede observar la curva de compresión noval, que es la curva que indica la deformación del terreno en función de las presiones efectivas (en rojo). También se representa la denominada curva de entumecimiento (en verde), que define el estado en que va quedando el terreno al eliminar las presiones efectivas.

DETERMINACIÓN DEL ASIENTO.

La cimentación se realiza una vez pasada la zona de relleno a -1,20 m de profundidad. Antes de la ejecución de la cimentación existía una presión inicial efectiva ($P_o$) equivalente al peso del terreno de relleno existentes encima:

$$P_o = 1{,}00 \cdot 1{,}00 \cdot 1{,}20 \cdot (1700 \cdot 10^{-6}) = 0{,}204 \text{ kp/cm}^2$$

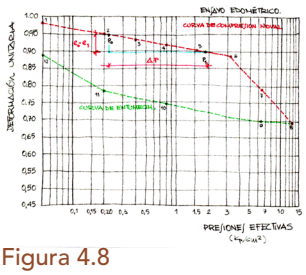


Figura 4.8
Curva edométrica de un terreno dado

El incremento de presión que se introducen desde 1,6 kp/cm$^2$, por lo que el terreno que inicialmente tiene una presión de 0,204 kp/cm$^2$ pasar a tener 1,804/kpcm$^2$. Interpolando los resultados para los valores obtenidos: Po=0,204 kp/cm$^2$ y P1=1,804 kp/cm$^2$ en la curva de compresión noval se obtiene un índice de poros de 0,95301 y 0,91464.

Se calcula, a continuación, el índice de compresibilidad ($C_c$) despejándolo de la ecuación de la curva edométrica:

Despejado Cc de la siguiente expresión se obtiene:

$$f = e_0 - C_c log \frac{P_0+\Delta P}{P_0} \qquad C_c = \frac{e_0 - e_f}{log \frac{P_0+\Delta P}{P_0}}$$

$$C_c = \frac{0,95301 - 0,091464}{log \frac{1,804}{0,204}} = \frac{0,03837}{0,9466} = 0,0405$$

Donde:
Cc Índice de comprensibilidad.
P0 Presión inicial.
Δp Incremento de presión posterior.

La capa afectada por la zapata exterior desde su anchura, es decir 3,00m, por lo que el asiento de la zapata será el siguiente:

$$s = \frac{C_c log \frac{P_0+\Delta P}{P_0}}{1+e_0} \cdot H = \frac{0,0405 log \frac{1,804}{0,204}}{1+0,95301} \cdot 3,00 = 5,89cm$$

Luego la zapata se asentará 5,89 cm si se cimenta a la a la profundidad de -1,20 m dentro de la capa de arcilla.

Como conclusión de este apartado se realiza un cuadro resumen que cuantifica y defina el asiento de una cimentación, dependiendo de una serie de parámetros de dicho terreno y de si el suelo subyacente es una arcilla o una arena. Este cuadro resumen se adjunta en la página siguiente:

En conclusión, como los suelos no son nunca arcillas o arenas, sino que son mezclas de arcillas con arenas y en ocasiones con limos, para poder comprobar la carga de hundimiento y los asientos previsibles se deberá solicitar del laboratorio los siguientes parámetros:

$q_u$=Resistencia a la compresión simple
g=Densidad
$s_1$=Asiento placa de carga (30×30)

ARCILLAS

Conocido:

C= Cohesión= C=1/2qu
qu=Resistencia a la compresión simple
$\gamma$=Densidad
Df= Profundidad de la Cimentación

| TIPO DE ZAPATA | Expresión de qh |
|---|---|
| Rectangular | qh=5,14·C·+ $\gamma$·Df |
| Cuadrda | qh=6,168·C·+ $\gamma$·Df |
| Circular | qh=6,168·C·+ $\gamma$·Df |

Comprobar: ASIENTOS
orma de cálculo: A partir del ensayo edométrico.
Proceso del Asiento: Regular y Uniforme.
Tiempo de Asiento: LENTO.
Asiento máximo admisible: 2" o 5 cm
Asiento diferencial: 1/2 Asiento máximo ó 2,5 cm)

Figura 4.9.1
Cuadro resumen de asientos y cargas de hundimientos en arcillas y zapatas

ARENAS

Factor Determinante: ASIENTOS
$s_1$=Asiento placa de carga (30x30)

$$s = s_1\left(\frac{2B}{B+0{,}30}\right)^2$$

| TIPO DE ZAPATA | Expresión de qh |
|---|---|
| Rectangular | qh=$\gamma$·Df·Nq+0,5·B·$\gamma$N$\gamma$ |
| Cuadrda | qh=$\gamma$·Df·Nq+0,4·B·$\gamma$N$\gamma$ |
| Circular | qh=$\gamma$·Df·Nq+0,6R·B·$\gamma$N$\gamma$ |

Comprobar: ASIENTOS
Proceso del Asiento: Irregular.
Tiempo de Asiento: Rápido.
Asiento máximo admisible: 1" o 2,5 cm
Asiento diferencial: 3/2 Asiento máximo ó 1,88 cm)
Asiento diferencial: 1/2 Asiento máximo ó 2,5 cm)

Figura 4.9.2
Cuadro resumen de asientos y cargas de hundimientos en arcillas y zapatas

## OTROS MÉTODOS APROXIMADOS

Para realizar comprobaciones se pueden emplear otros métodos aproximados, como son los siguientes:

ARCILLAS

**Fórmulas aproximadas para obtener la carga de**

Conocido:

qu=Resistencia a la compresión simple
B= Ancho zapata

| TIPO DE ZAPATA | Expresión de qh |
|---|---|
| Rectangular | qh=2.85·qu(1·+0,3B/L |
| Circular | qh=3,7·qu |
| Corrida | qh=2,85·qu |

Figura 4.10
Fórmulas aproximadas para obtener la carga de hundimiento en arcillas.

Conocido el número de golpes (N) según el ensayo (SPT) y el ancho de la zapata (B) se obtiene la presión admisible del suelo en kp/cm². El nivel de la capa freática debe estar a una profundidad mayor de 2B para que no influya en la apreciación.

## 4.3. Cálculo de cimentaciones

Antes de comenzar con los sistemas de recalces, se de hacer un repaso de las distintas cimentaciones de la forma más sencilla y su comparación con la normativa vigente.

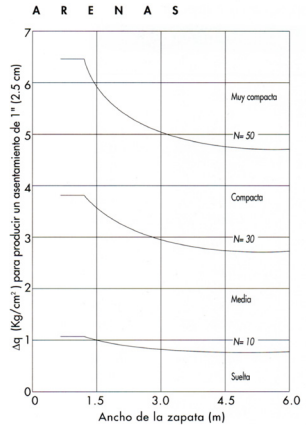



Figura 4.11
Fórmulas aproximadas para arenas.

### 4.3.1. Zapatas aisladas

**A. DATOS**

Para el cálculo de una zapata aislada se necesitan conocer los siguientes datos de partida:

- Carga del pilar (kp).
- Tensión admisible del terreno (kp/cm²)
- Dimensiones del pilar (cm)

**B. PREDIMENSIONADO**

Para el cálculo del área de contacto se mayorará la carga en un 15% en concepto del propio peso de la zapata, no se mayorarán las cargas. Por ello el área de la cimentación será:

$$A = \frac{N \cdot 1,15}{\sigma_{ADM}}$$

Conocida el área aproximada, se puede dimensionar la zapata teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Las dimensiones se redondearán de 10 en 10 cm, es decir 1,00 – 1,10 – 1,20, etc.
- El canto tendrá la mayor de las siguientes dimensiones:
  - LA MITAD DEL VUELO.
    Si el pilar es de dimensiones axb el canto mínimo será:

$$h = \frac{B - b}{4}$$

  - La dimensión mínima será h>50 cm. Se debe tener en cuenta la longitud de anclaje la armadura del pilar, debiéndose cumplir que:

    **h>10·Ø²+10 (cm)**

    A partir de esta expresión se obtienen los siguientes valores:

    Ø12 1,2cm LA=24,4 cm≈25 cm
    Ø16 1,6cm LA=35,6 cm≈36 cm
    Ø20 2,0cm LA=50,0 cm≈50 cm

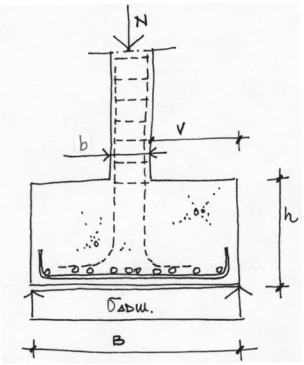



Figura 4.12
Esquema de zapata aislada.

## C. DIMENSIONADO

Conocido el volumen de la zapata, se tendrá el peso propio $P_p$, habida cuenta que la densidad del hormigón armado es de 2.500kp/cm$^3$.

## D. CÁLCULO DE LA ARMADURA

Conocida las dimensiones de la zapata, se puede obtener la tensión transmitida:

$$\sigma_T = \frac{N + P_p}{A}$$

Donde:
$\sigma_T$ Tensión teórica transmitida al terreno.
N Carga del pilar.
$P_p$ Peso propio de la zapata.
A Área de contacto de la zapata con el terreno.

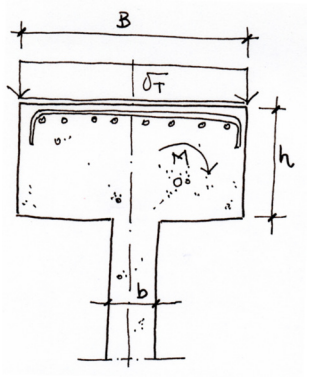


Figura 4.13
Esquema de zapata aislada invertida

Para calcular la armadura de la zapata y comprender mejor lo que se hace se dibuja la zapata de forma el invertida para comprender que el cálculo armadura es la necesaria para soportar una carga continua sobre un vuelo. La carga continua es la equivalente a la tensión transmitida, de esta forma se puede obtener lo que sigue:

El momento que induce la carga continua es:

$$M = \sigma_T \cdot \frac{1}{2} \cdot (\frac{b}{2})^2 = \sigma_T \cdot (\frac{b^2}{8})$$

Por otro lado, el momento capaz de soportar el acero que se ha de colocar es el siguiente:

$$M = \sigma_T \cdot (\frac{b^2}{8}) = A_s \cdot 0,8 \cdot f_{yd} \cdot h$$

Igualando ambos momentos:

$$M = \sigma_T \cdot (\frac{b^2}{8}) = A_s \cdot 0,8 \cdot f_{yd} \cdot h$$

Despejando la armadura:

$$A_s = \frac{\sigma_T \cdot b^2}{8 \cdot 0,8 \cdot f_{yd} \cdot h}$$

Ecuación que define la armadura necesaria para soportar el momento máximo que se puede producir.

## E. EJEMPLO DE CÁLCULO DE LA ARMADURA

Dimensionar y armar una zapata aislada para un pilar cargado con 50 T, en un terreno cuya tensión admisible de 1,50 kp/cm².

### a) Predimensionado

$$A = \frac{N \cdot 1,15}{\sigma_{Adm}} = \frac{50.000 \cdot 1,15}{1,50} = 38.333,33 cm^2$$

Si se hace la zapata cuadrada, el lado de la zapata es:

$$B = \sqrt{38.833,33} = 195,78 cm \cong 2x2m$$

### a) Cálculo del canto

Si el pilar es de 30×30 cm con un armado con 4Ø16 el canto será:

$$h = \frac{200 - 30}{4} = 42,50 cm$$

Por otro lado, se ve que para Ø16 la longitud de anclaje es de 35,6 cm si se aplica la fórmula: $\mathbf{L_A = 10 \cdot Ø2 + 10}$ (cm).
Conocida las dimensiones mínimas, así como las comprobaciones establecidas se opta por un canto de **60cm**.

### c) Dimensionado

| | |
|---|---|
| Peso propio (1,50x 1,50x 0,70x 2500) | 3983,50 kp |
| Carga transmitida | 50.000,00 kp |
| TOTAL | 53.973,50 kp |

El área de contacto para una tensión admisible de 1,50 kp/cm²

$$h = \frac{200 - 30}{4} = 42,50 cm$$

Para una zapata cuadrada, el lado de la zapata es:

$$\sqrt{37.833,33} = 1,93 \cdot 1,93 m \cong 2x2m$$

### d) Armadura necesaria

La tensión transmitida final será:

$$\sigma_{Adm} = \frac{56.000}{200 \cdot 200} = 1,40 kp/cm^2 < 1,50 kp/cm^2$$

La armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\sigma_T \cdot b^2}{8 \cdot 0,8 \cdot f_{yd} \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 200^2}{8 \cdot 0,8 \cdot \frac{5000}{1,15} \cdot 60} = 0,0359 cm^2$$

Como en las cimentaciones, no se deben colocar armaduras inferiores a Ø12 mm y este tiene un área de 1,13 cm2 con 1Ø12 mm sería suficiente; por lo que se armaría con la armadura mínima vigente.

**e) Armadura mínima**

Según la EHE 08 en su tabla 4.2.3.5 la cuantía mínima será de 0,9 %0 de la sección. Para una anchura de 200 cm y 60 cm de canto se obtiene: $A_{MIN}$=0,9 %0·200·60 =10,8 $cm^2$ que equivale a **9 Ø12** mm, es decir que se colocará una parrilla bidireccional de #Ø12 mm cada 25×25 cm.

Se adjunta, a continuación, una tabla de equivalencia de la sección de acero.

| ∅ mm | peso kg/m | ⇓ sección en cm² para un número de barras ⇓ | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 5 | 0,15 | 0,19 | 0,39 | 0,59 | 0,78 | 0,98 | 1,18 | 1,37 | 1,57 | 1,77 | 1,96 |
| 6 | 0,22 | 0,28 | 0,56 | 0,85 | 1,13 | 1,41 | 1,70 | 1,98 | 2,26 | 2,54 | 2,83 |
| 8 | 0,39 | 0,50 | 1,00 | 1,51 | 2,01 | 2,51 | 3,01 | 3,52 | 4,02 | 4,52 | 5,02 |
| 10 | 0,62 | 0,78 | 1,57 | 2,35 | 3,14 | 3,92 | 4,71 | 5,49 | 6,28 | 7,07 | 7,85 |
| 12 | 0,88 | 1,13 | 2,26 | 3,39 | 4,52 | 5,65 | 6,78 | 7,91 | 9,04 | 10,17 | 11,31 |
| 14 | 1,21 | 1,54 | 3,08 | 4,62 | 6,16 | 7,70 | 9,23 | 10,77 | 12,31 | 13,85 | 15,39 |
| 16 | 1,58 | 2,01 | 4,02 | 6,03 | 8,04 | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08 | 18,10 | 20,11 |
| 20 | 2,47 | 3,14 | 6,28 | 9,42 | 12,57 | 15,71 | 18,85 | 21,99 | 25,13 | 28,27 | 31,42 |
| 25 | 3,85 | 4,91 | 9,82 | 14,73 | 19,63 | 24,54 | 29,45 | 34,36 | 39,27 | 44,18 | 49,09 |
| 32 | 6,31 | 8,04 | 16,08 | 24,19 | 32,17 | 40,21 | 48,25 | 56,30 | 64,34 | 72,38 | 80,42 |

Figura 4.14 Tabla de equivalencia de acero seg.n di.metro y n.mero de redondos colocados.

## ZAPATAS AISLADAS DE BORDE

En una zapata de borde hay que tener en cuenta que el pilar está descentrado respecto del eje de la zapata, el pilar es tangente a un medianil colindante, por lo que el valor del momento que induce la tensión admisible será mayor.

Como en el caso anterior, es indicado en los siguientes datos:

## A. DATOS

Para el cálculo de una zapata aislada de borde se necesitan conocer los siguientes datos de partida:

- Carga del pilar. (kp)
- Tensión admisible del terreno (kp/cm²)
- Dimensiones del pilar (cm).

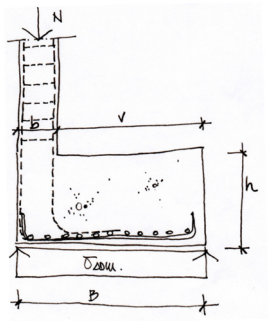



Figura 4.15
Esquema de la zapata aislada de borde.

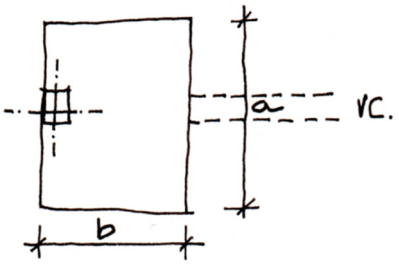



Figura 4.16
Esquema en planta de la zapata aislada de borde.

## B. PREDIMENSIONADO

Como en el caso anterior, para obtener el área de contacto se mayorará la carga en un 15 % en concepto del propio peso de la zapata. Por ello, el área de la cimentación A será:

$$A = \frac{N \cdot 1,15}{\sigma_{ADM}}$$

Dónde: A=a·b

En cuanto a sus dimensiones, hay que tener en cuenta los siguientes criterios:

a. La carga excéntrica produce un momento que va a producir una carga triangular, contrarrestada por el propio peso de la zapata.
b. Se ha de dimensionar una zapata para que el propio peso contrarreste el momento producido por la excentricidad es inviable.
c. Para ello se coloca una viga centradora que transmita el momento a otra zapata vecina.
d. En este caso se puede dimensionar con a=b.
e. Como en el caso anterior se tomará el canto mínimo, según la expresión:

$$h = \frac{B - b}{4}$$

Se tendrá en cuenta que h>50 cm y que se puedan establecer la longitud mínima de anclaje de la armadura h>10·Ø2+10 (cm).Se tendrá en cuenta que h>50 cm y que se puedan establecer la longitud mínima de anclaje de la armadura **h>10·Ø²+10** (cm).

A partir de esta expresión se obtienen los siguientes valores:
Ø12 1,2 cm **$L_A$=24,4 cm**
Ø16 1,6 cm **$L_A$=35,6 cm**
Ø20 2,0 cm **$L_A$=50,0 cm**

## C. DIMENSIONADO

Conocido el volumen de la zapata, se tendrá el peso propio (PP), habida cuenta que la densidad de hormigón armado es de 2.500kp/cm3.

## D. CÁLCULO DE LA ARMADURA

Conocida las dimensiones de la zapata, se puede obtener la tensión transmitida:

$$\sigma_T = \frac{N + P_p}{A}$$

Donde:
N Carga del pilar.
$P_P$ Peso propio de la zapata.
A Área de contacto de la zapata con el terreno.
$\sigma_{ADM}$ Tensión teórica transmitida al terreno.

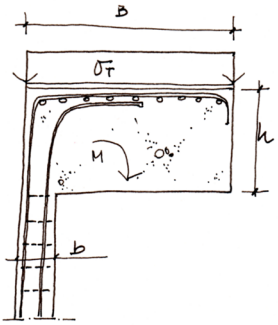



Figura 4.17
Esquema de la zapata de borde invertida.

Para calcular la armadura de la zapata y comprender mejor lo que se está haciendo se realiza el cálculo con la zapata invertida, y así comprender que el cálculo de la armadura es la necesaria para soportar una carga continua sobre un vuelo, ahora de dimensiones mayores que la del caso anterior. La carga continua es la equivalente a máxima la tensión transmitida, que es la tensión admisible del terreno, de esta forma se puede obtener lo que sigue:

$$M = \frac{1}{2} \cdot \sigma_T \cdot b^2$$

Por otro lado, la sección de acero capaz de soportar el momento que se produce por la excentricidad de la carga es el siguiente:

$$M = A_s \cdot 0{,}8 \cdot f_{yd} \cdot h$$

Igualando ambos momentos se obtiene:

$$M = \frac{1}{2} \cdot \sigma_T \cdot b^2 = A_s \cdot 0,8 \cdot f_{yd} \cdot h$$

Despejando la armadura:

$$A_s = \frac{\sigma_t \cdot b^2}{8 \cdot 1,6 \cdot f_{yd} \cdot h}$$

Hay que tener en cuenta que el momento aparecido por la excentricidad de la carga no se equilibra como en la zapata aislada centrada, por lo que será necesario introducir un elemento que equilibre el sistema. Este elemento lo denominamos viga centradora y equilibra el momento con una zapata vecina.

## E. EJEMPLO DE CÁLCULO DE LA ARMADURA

Si se desarrolla el ejemplo de la zapata aislada como si fuera una zapata de borde se obtendría una serie de diferencias que se exponen a continuación:

### a) Predimensionado

Si los parámetros son los mismos, es decir: un pilar cargado con 50 T en un terreno, cuya tensión admisible de 1,50 kp/cm², el área de apoyo de la zapata será:

$$A = \frac{N \cdot 1,15}{\sigma_{Adm}} = \frac{50.000 \cdot 1,15}{1,50} = 38.333,33 cm^2$$

Si se hace la zapata cuadrada, el lado de la zapata es:

$$\sqrt{38.833,33} = 195,78 cm \cong 2x2m$$

### b) Cálculo del canto

Si el pilar es de 30×30 cm con un armado con 4Ø16 el canto será:

$$h = \frac{200 - 30}{4} = 42,50 cm$$

Por otro lado, se ve que para Ø16 la longitud de anclaje es de 35,6 cm si se aplica la fórmula: $\mathbf{L_A = 10 \cdot Ø^2 + 10cm}$.
Conocidas las dimensiones mínimas, así como las comprobaciones establecidas, se opta por un canto de **60 cm**.

**c) Dimensionado**

La carga estimada total será:

Axil (N).....50.000 kp
Peso Propio (2,00x2,00x0,60x2500).....6000 kp
TOTAL.....56.000 kp

El área de contacto para una tensión admisible de 1,50 kp/cm²

$$A = \frac{N + P_p}{\sigma_{Adm}} = \frac{56.000}{1,50} = 37.333,33 cm^2$$

Para una zapata cuadrada, el lado de la zapata es:

$$\sqrt{37.833,33} = 1,93 \cdot 1,93 m \cong 2x2m$$

**d) Armadura necesaria**

**ZAPATA AISLADA**

En el caso de una zapata aislada el momento es simétrico respecto del pilar, uno a cada lado del pilar, de forma que se equilibran y su resultante es nula.

$$A_s = \frac{\sigma_T \cdot b^2}{8 \cdot 1,6 \cdot f_{yd} \cdot h}$$

Donde M1+M2=0

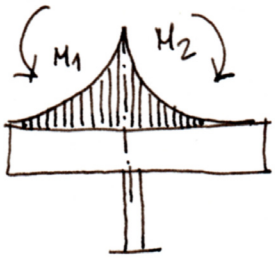



Figura 4.18
Ley de momentos en una zapata aislada invertida.

**ZAPATA DE BORDE**

En cambio, en la zapata de borde la ley de momentos es:

Momento que no puede equilibrarse exclusivamente en el empotramiento con el pilar y que debe estabilizarse mediante una viga centradora.

La armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\sigma_T \cdot b^2}{8 \cdot 1,6 \cdot f_{yd} \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 200^2}{8 \cdot 1,6 \cdot \frac{5000}{1,15} \cdot 60} = 0,0179 cm^2$$

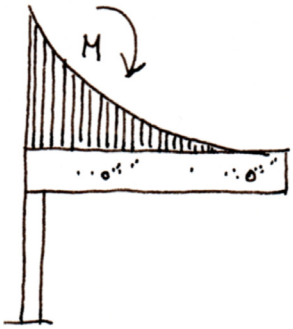



Figura 4.19
Ley de momentos en una zapata de borde invertida.

**e) Armadura mínima**

Según la EHE 08 en su tabla 4.2.3.5 la cuantía mínima será de 0,9 %0 de la sección. Para una anchura de 200 cm y 60 cm de canto se obtiene:

$A_{MIN}$=0,9 %0·200·60 =10,8 cm² que equivale a 9 Ø12 mm, es decir que se colocará una parrilla bidireccional de # de Ø12 mm cada 20×20 cm.

## ZAPATAS AISLADAS DE ESQUINA

Una zapata aislada de esquina es, por su propia configuración, una zapata inestable, porque produce un momento en excéntrico que es preciso estabilizar. Esto se puede hacer mediante dos vigas centradoras, o haciendo trabajar el forjado superior a tracción y la solera inferior a compresión.
Como en el caso de las zapatas anteriores, para su cálculo se necesitan los siguientes datos:

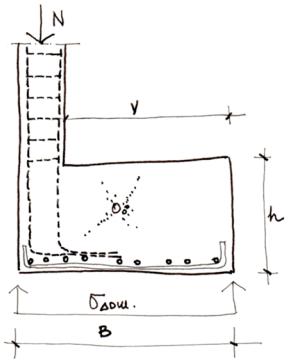



Figura 4.20
Esquema de zapata aislada de esquina

## DATOS

- Carga del pilar N (kp).
- Tensión admisible del terreno (kp/cm²).
- Dimensiones del pilar (a·b).

## DIMENSIONADO

Para obtener el área de contacto se deberá incrementar la carga del pilar en un 15% debido al peso propio de la zapata.

$$A = \frac{N + P_p}{\sigma_{Adm}}; DondeA = a \cdot b$$

En cuanto al tratamiento para su cálculo se tendrá en cuenta todo lo dicho en las zapatas de borde: el cálculo en ambas direcciones y calculando dos vigas centradoras en la que divide los dos momentos aparecidos por la excentricidad de la carga.

## VIGA CENTRADORA

El problema parece con todas las zapatas perimetrales, donde el pilar va al extremo de la zapata y es preciso equilibrar la excentricidad de la carga.

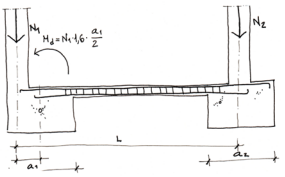


Figura 4.21
Esquema de viga centradora

El desarrollo de cálculo se hace con un ejemplo, que se desarrolla a continuación:

Si se parte de que la zapata de la izquierda es la descentrada, el momento flector mayorado que produce la carga N1 es el siguiente:

$$M_d = 1,6 \cdot N_1 \cdot \frac{a_1}{2};$$

La ley de esfuerzos cortantes será:

$$V_d = \frac{M_d}{L - \frac{a_1}{2}}$$

La armadura longitudinal se puede obtener a partir de la expresión:

$$A_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot f_{yd} \cdot h}$$

Por último, es preciso calcular la armadura a cortante. Para ello, se compara el esfuerzo cortante($V_d$) con lo que resiste la sección:

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot b \cdot d}$$

**1º.- Si $V_d < V_{cu}$**
Se dispondrá la armadura mínima.

$$A_c = 0,02 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

**2º.- Si $V_d > V_{cu}$**
Se dispondrá la armadura mínima.

$$A_c = \frac{V_d \cdot V_{cd}}{0,8 \cdot h \cdot f_{yd}}$$

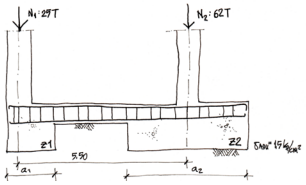


Figura 4.22
Esquema de viga centradora

**EJEMPLO**
Se trata de calcular la siguiente cimentación:

**ZAPATA 2.- CÁLCULO, DIMENSIONADO Y ARMADO**
En primer lugar, se calcula la zapata 2, siguiendo el procedimiento explicado con anterioridad.

$$A = \frac{N + P_p}{\sigma_{Adm}} = \frac{62.0003 \cdot 1,15}{1,5} = 47.533,33; a_2 = 218,02cm \approx 2,20m$$

Es decir, que la zapata 2 tendrá unas dimensiones de 2,20·2,20 m.
El canto de la zapata se predimensiona en base a las dimensiones del pilar que es de 40·40 cm.

$$A = \frac{220 - 40}{4} = 37,50cm$$

Si se arma con Ø16 se necesita 10·Ø2+10=35,6 cm de longitud de anclaje. Con estos valores se determina un canto de **60 cm** de canto. Si además se considera un hormigón de limpieza de 10cm, se toma un canto final de 70 cm.

El peso propio de la zapata y el axil real serán:

Axil .....62.000,00 kp
Peso Propio (2,20x2,20x0,70x2500).....8.470,00 kp
TOTAL.....70.470,00 kp

$$\sigma_{Adm} = \frac{N - P_p}{A} = \frac{\frac{70.470}{220 \cdot 220} 1,45 kp}{cm^2} < 1,50$$

Luego el dimensionado es correcto.

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{\sigma_T \cdot b^2}{0,8 \cdot f_{yd} \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 220^2}{\cdot 0,8 \cdot \frac{5000}{1,15} \cdot 60} = 0,347 cm^2$$

Se coloca armadura mínima: #Ø12a 20×20 cm

## ZAPATA 1.- CÁLCULO, DIMENSIONADO Y ARMADO

Se calcula como una zapata de borde.

$$A = \frac{N + P_p}{\sigma_{Adm}} = \frac{25.000 \cdot 1,15}{1,5} = 19.166,66; a_1 = 138,44 cm \approx 1,40 m$$

Es decir, que la zapata 1 tendrá unas dimensiones de 1,40·1,40 m.
El canto de la zapata se predimensiona en base a las dimensiones del pilar que es de 30·30 cm.

$$h = \frac{140 - 30}{4} = 27,50 cm$$

Si se arma con Ø16 se necesita 10·Ø2+10=35,6 cm de longitud de anclaje. Con estos valores se determina un canto de 60 cm de canto, igual al anterior por razones constructivas.
El peso de la zapata y axil reales serán:

Axil .....25.000,00 kp
Peso Propio (1,40x1,40x0,70x2500).....3.430,00 kp
TOTAL.....28.430,00 kp

$$\sigma_{Adm} = \frac{N + P_p}{A} = \frac{28.430}{140 \cdot 140} = 1,45 < 1,50$$

Luego el dimensionado es correcto.
Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{\sigma_T \cdot b^2}{0,8 \cdot f_{yd} \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 140^2}{\cdot 0,8 \cdot \frac{5000}{1,15} \cdot 60} = 0,14 cm^2$$

Se coloca armadura mínima: #Ø12a 20×20 cm.

**CÁLCULO, DIMENSIONADO Y ARMADO DE LA VIGA CENTRADORA**

El momento flector que genera la excentricidad del pilar 1 es el siguiente:

$$M_f = N_1 \cdot 1,6 \cdot \frac{a_1}{2} = 25.000 \cdot 1,6 \cdot \frac{140}{2} = 2.800.00 mkp$$

La armadura longitudinal es:

$$A_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot f_{yd} \cdot h} = \frac{2.800.00}{0,8 \cdot \frac{5000}{1,15} \cdot 40} = 20,12 cm^2 \approx 7\phi 20$$

Ahora bien, si se aumenta la sección de la viga centradora disminuirá el armado, por ello en vez de 40x30cm se dimensiona a 50x40cm, la armadura longitudinal será:

$$A_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot f_{yd} \cdot h} = \frac{2.800.00}{0,8 \cdot \frac{5000}{1,15} \cdot 50} = 16,1 cm^2 \approx 6\phi 20$$

Se dispondrán cercos Ø8 cada 20 cm

### 4.3.2. Zapatas corridas

Popularmente la zapata corrida era prácticamente la única cimentación que se utilizaba ya que las cargas puntuales aparecen con el empleo de materiales capaces de concentrar grandes cargas como el hormigón armado.

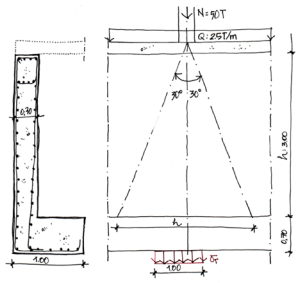



Figura 4.23
Ejemplo de cálculo de zapata corrida

Aunque las columnas y pilastras de piedra podían concentrar estas cargas. Estos elementos solo se empleaban en edificios singulares.

La zapata corrida aparece como base para un muro de carga. Normalmente se picaba una zanja de 60 cm de anchura hasta llegar al firme, que se rellenaba con una argamasa de cal y arena a la que se añadía grava y bolos. Es lo que se denominaba una cimentación a cal y canto, como sinónimo de buena cimentación.

Hoy día se emplean como base para los muros de contención de sótanos, muros de carga y como cimentación auxiliar que recoge cargas de cerramientos de planta baja y elementos auxiliares.

Aunque el cálculo se podría desarrollar mediante un programa de elementos finitos, lo habitual es hacer una fragmentación de la zapata y asimilarla a uno de los tipos que ya se han estudiado con anterioridad.

A efectos del cálculo, las cargas que llegan a ellas son cargas continuas que se pueden obtener sumando las cargas existentes y dividiendo por la superficie o longitud del muro.

Hay que recordar que un muro de carga tiene una rigidez muy grande en el plano de trabajo y la transmisión de cargas puede considerarse como una carga continua en su unión con la zapata.

Es aceptable del lado de la seguridad considerar que la transmisión de cargas se transmite por el muro con un ángulo de 60º.

EJEMPLO.
Si se quiere obtener la máxima carga transmitida para el cálculo de la cimentación corrida del muro del gráfico anterior, se puede proceder de la forma siguiente:
1. Se calcula la carga que llega a la cimentación, por metro de zapata, de la siguiente forma:

| | |
|---|---|
| Carga pilar(50.000/39) | 16.666 kp |
| Carga forjado | 2.500 kp |
| Peso propio muro (3,00·0,30·1,00·2500) | 2.500 kp |
| Peso Propio zapata (1,00·0,70·1,00·2.500) | 1.750 kp |
| Total Carga | 23.166 kp |

2. La carga total obtenida reparte su carga en una zapata de 100·100 cm, por lo que la transmisión de cargas al terreno será:

$$\sigma_{Adm} = \frac{N + P_p}{A} = \frac{23.166}{100 \cdot 100} = 2,32 kp/cm^2$$

3. Con este valor se procedería, como ya se ha explicado en las zapatas de borde o medianera, para resolver su cálculo.

### 4.3.3. Zapatas combinadas

La zapata combinada es el resultado de resolver la cimentación de dos pilares próximos de forma que sus zapatas se unen en una sola.

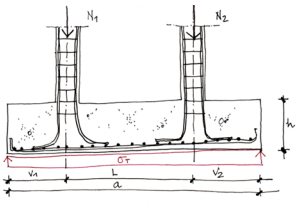


Figura 4.23
Ejemplo de cálculo de zapata corrida

DIMENSIONADO
Las dimensiones de la zapata se establecerán para que la suma de las cargas y el peso propio de la zapata transmitan al terreno una carga inferior a la tensión admisible.

Para el canto se debe garantizar que la longitud de anclaje de la armadura del pilar $h>10Ø^2+10>50$ cm.

Para el cálculo de la armadura longitudinal se calcula el conjunto como una viga apoyada con dos vuelos. En el sentido transversal se calcula el momento con la carga mayor como un voladizo, al igual que se hizo en el cálculo de una zapata aislada.

## CÁLCULO DE LA ARMADURA LONGITUDINAL

Según el gráfico siguiente, se obtienen los siguientes momentos de cálculo:

$$-=\frac{\sigma_T \cdot V_1^2}{2} \qquad +¿\frac{\sigma_T \cdot L_{\square}^2}{8} \qquad -=\frac{\sigma_T \cdot V_2^2}{2}$$
$$M_1^{\square} \qquad M_{\square}^{\square} \qquad M_2^{\square}$$

Posteriormente, se arma tal y como se explicó en el apartado de la zapata aislada: si una sección debe soportar un determinado momento, este debe ser soportado por el momento que forma la tensión de la armadura por el canto del elemento.

En la sección dada, el momento M debe ser contrarrestado por F·d si bien $F=A_s \cdot f_{yd}$, donde $f_{yd}$ es la resistencia mecánica del acero, mayorada, y As su sección. Por simplicidad se toma h en vez de d y se aplica una disminución del 20 %. En definitiva, el cálculo de la armadura queda:

$$A_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot f_{yd} \cdot h}$$

La armadura transversal se calcula exactamente igual que el método explicado para la zapata aislada.

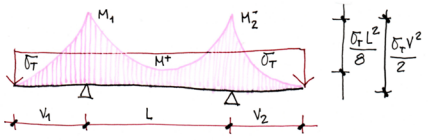



Figura 4.25
Gráfica de momentos
de una zapata combinada

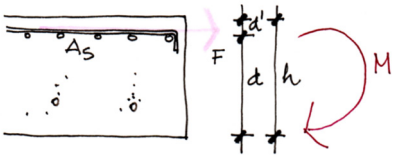



Figura 4.26
Resistencia de la armadura
frente el momento

**EJEMPLO**

Se quiere dimensionar y armar una zapata combinada que forman dos pilares próximos (L=3,80m) con unas cargas de 55 T y 75 T, respectivamente, en un terreno que tiene una tensión máxima admisible de 1,30 kp/cm2.
En primer lugar, se realiza un esquema gráfico del conjunto para comprender mejor el problema planteado, que puede ser un caso real de un proyecto que se está diseñando.

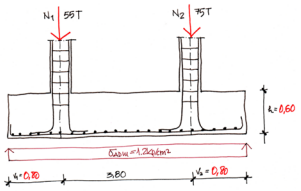



Figura 4.23
Ejemplo de cálculo de zapata corrida

El proceso de cálculo explicado se resume en los siguientes pasos:

PRIMERO.-
Se calcula en primer lugar el área que se necesita para cumplir el equilibrio:
N=N1+N2=55 T+75 T=130 T=130.000 kp

Se aumenta un 15 % por el peso propio del peso de la zapata:
$N_D$=130.000·1,15=149.500 kp

SEGUNDO.-
Se predimensiona la zapata combinada a partir de la anchura como si fueran aisladas. El lado de la zapata 1 sería $\sqrt{55.000/1,20} = 214cm$ es decir de 2,15·2,15 m. Por el extremo 2 el lado sería: $\sqrt{75.000/1,20} = 250cm$ es decir 2,50·2,50 m. A partir de estos valores, se toma un valor medio y se evalúan los vuelos.

Tomando b=2,30; v1+v2+3,80=(75.000+55.000)·1,15/1,20·230= 541 cm. Si los vuelos se hacen iguales: 2v+380=541; de donde se obtiene que v=80 cm.

TERCERO.-
Conocidas las dimensiones en planta de 540·230 cm queda calcular el canto de la zapata, para ello, se parte de obtener el peso propio de la zapata que es de 15%(55.000+75.000)=19.500 kp de donde:

$$h = \frac{19.500}{5,40 \cdot 2,30 \cdot 2.500} = 0,62m \approx 60cm$$

Con la obtención de este valor se tiene ya dimensionada la zapata: 5,40·2,30·0,60 m.

CUARTO.-
ARMADURA LONGITUDINAL.
Siguiendo el procedimiento indicado:

$$M = \frac{1}{2} \cdot \sigma_T \cdot \nu^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 80^2 \cdot 230 = 883200 kp \cdot cm$$

$$A_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot f_{yd} \cdot h} = \frac{2.883.20000.00}{\cdot 0,8 \cdot \frac{5000}{1,15} \cdot 80} = 3,96 cm$$

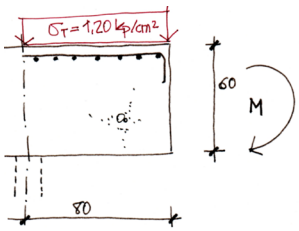


Figura 4.28
Esquema del equilibrio momento-armadura.

Como la armadura mínima es del 0,9 %0 para una sección de 230·60 la armadura será de 12,42 cm2, lo que equivale a redondos del 12 (1,13 cm2) a 11Ø12, luego la armadura longitudinal será de Ø12 a 20 cm.

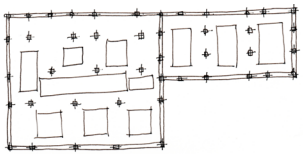
QUINTO.-
ARMADURA TRANSVERSAL (por metro de zapata)
El cálculo que hay que hacer es el mismo, pero para un vuelo de 230/2=115 cm.

$$M = \frac{1}{2} \cdot \sigma_T \cdot \nu^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 115^2 \cdot 100 = 793.500 kp \cdot cm$$

Como el valor nominal del momento es menor, la cuantía será inferior por lo que se pone la cuantía mínima calculada, es decir, una malla de Ø12 cada 20·20 cm.
$A_s$=# Ø12a20·20 cm

### 4.3.4. Emparrillados

Cuando el terreno es de poca capacidad portante y las cargas van aumentando, las zapatas se van uniendo unas con otras o transformando zapatas combinadas, que se unen en ambas direcciones. Estas cimentaciones bidireccionales se denominan emparrillados. Pueden ser el resultado de la unión de zapatas que aumentan o como estructuras diseñadas exprofeso por las características de un edificio singular.


Figura 4.29
Cimentación de zapatas combinas o losa aligerada.

En el primer caso, aparecen huecos que no se hormigonan, resultando como una losa aligerada. En el segundo caso, su diseño se realiza a consecuencia del propio diseño de un determinado edificio, por lo que nace como consecuencia del mismo.

Los primeros se calculan como las losas macizas de cimentación, mediante el sistema de pórticos virtuales. Si se quiere un cálculo a mano. Hoy hay programas que analizan estas estructuras según distintas hipótesis de cargas y las arman correctamente. Por ello, a no ser que la cimentación sea muy sencilla o fácilmente descomponible, no merece la pena emprender un cálculo manual.

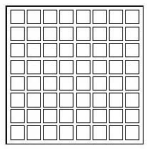



Figura 4.30.1
Ejemplos de cimentación de empadrillados

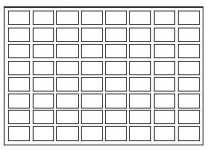



Figura 4.30.2
Ejemplos de cimentación de empadrillados

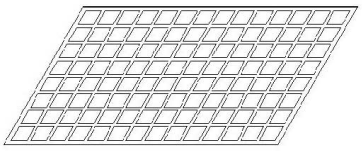



Figura 4.30.3
Ejemplos de cimentación de empadrillados

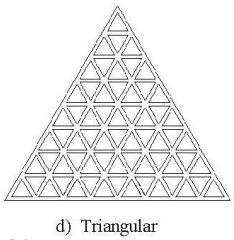



Figura 4.30.4
Ejemplos de cimentación de empadrillados

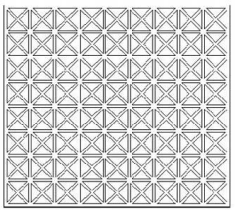



Figura 4.30.5
Ejemplos de cimentación de empadrillados

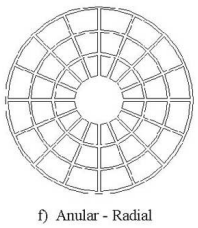



Figura 4.30.5
Ejemplos de cimentación de empadrillados

### 4.3.5. Losas de cimentación

Cuando un suelo tiene poca capacidad mecánica las zapatas se pueden unir más allá de formar un emparrillado para formar una losa maciza de hormigón armado, que funciona de forma bidireccional.Cuando un suelo tiene poca capacidad mecánica las zapatas se pueden unir más allá de formar un emparrillado para formar una losa maciza de hormigón armado, que funciona de forma bidireccional.

Para diseñar su dimensionado y cálculo se suele emplear un programa de cálculo para ordenador o un programa de cálculo de elementos finitos. Si no se puede emplear el siguiente procedimiento:

PRIMERO.- Según determina Jimenez Montoya, es preciso calcular la resultante de las acciones transmitidas por la estructura y comprobar que ésta se encuentra lo más cercana del centro de gravedad de la losa, porque si se aleja de él, se puede producir asientos diferenciales e inclinaciones del edificio.

SEGUNDO.- Se recomienda que dicha resultante caiga dentro de la llamada *zona de seguridad*, que es homotética con el *núcleo central* de la losa con respecto al centro de gravedad, pero de dimensiones inferiores: la mitad que el núcleo central.

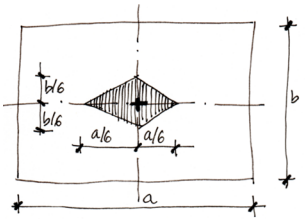


Figura 4.31
Dimensionado del núcleo dentral de un rectángulo

TERCERO.- El núcleo central de un rectángulo es:

CUARTO.-
El cálculo del centro de gravedad y la resultante de todas las fuerzas se realiza de la forma siguiente:

CENTRO DE GRAVEDAD.
Se obtiene simplificando la losa en volúmenes geométricos simples. La situación de las dos coordenadas se obtiene haciendo referencia a cada volumen a una recta. En las coordenadas del centro de gravedad serán:

$$\acute{X} = \frac{\sum_1^i v_i \cdot d_i}{\sum_1^i v_i}; \acute{Y} = \frac{\sum_1^i v_i \cdot d_i'}{\sum_1^i v_i}$$

El Centro de gravedad estará situado en las coordenadas X, Y.

RESULTANTE DE CARGAS.
Conceptualmente es lo mismo, pero con cada una de las cargas, así se obtiene las coordenadas X, Y.

$$\acute{X} = \frac{\sum_1^i F_i \cdot d_i}{\sum_1^i F_i}; \acute{Y} = \frac{\sum_1^i F_i \cdot d_i'}{\sum_1^i F_i}$$

Por consiguiente, el punto de aplicación de las cargas será X, Y.
Es decir, el centro de gravedad es el punto de aplicación de los volúmenes, masas de la losa y el punto resultante de aplicación de las cargas. Es como el centro de gravedad de las cargas.

QUINTO.-
Si la distancia es grande y el CGD no entra dentro de la zona de seguridad será preciso dividir la losa en porciones que puedan comportarse con asientos uniformes.

SEXTO.-
Canto de la losa: según Jiménez Montoya el canto debe cumplir:
**h=10·L+30**
Donde h es el canto en centímetros y L en metros

SÉPTIMO.-
Una vez predimensionada la losa y calculados el centro de gravedad y el núcleo central se comprueba la situación de la resultante de las cargas.

OCTAVO.-
Se define, a continuación, dos pórticos virtuales perpendiculares entre sí que contiene cada uno de ellos una banda de soportes y una banda central.

NOVENO.-
Se calcula los valores de los momentos positivos y negativos del pórtico como:

*(falta ecuación)*

El valor de este momento se redistribuye de la forma siguiente
Banda de pilares: 80 %
Bandas centrales:30 % (dos bandas de 15 %)

DÉCIMO.-
La armadura de cada zona se obtiene como ya se ha calculado en otras zapatas a partir de la expresión:

$$A_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot f_{yd} \cdot h}$$

UNDÉCIMO.-
ARMADURA DE PUNZONAMIENTO.
Aunque la sección que se ve afectada por la aparición del punzonamiento es:

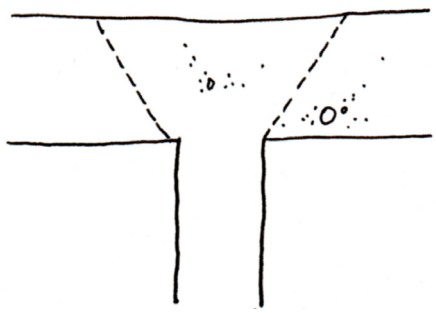


Figura 4.32 Sección a cortante

No obstante, se toma la sección más desfavorable. Si las dimensiones del pilar son a·b la sección a punzonamiento es:

Ap=[2·(a+2h)+2·(b+2h)]=2h(a+b+2h)

Y la resistencia de esta área crítica será:

$$V_u = \sqrt{f_{cd}} \cdot 2h(a+b+2h)$$

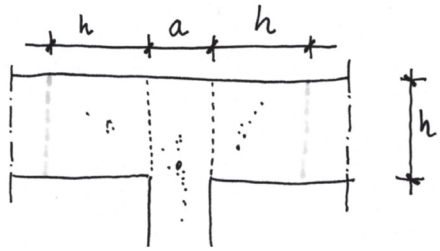



Figura 4.33 Sección más desfavorable que se tiene en cuenta en el cálculo, a cortante.

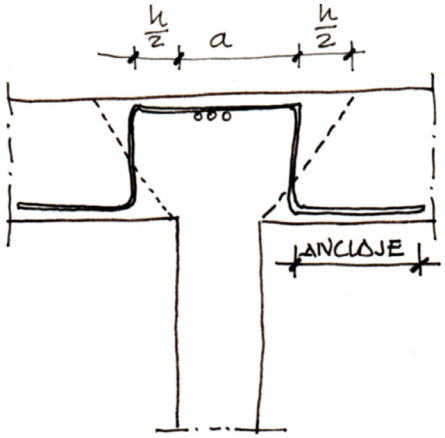



Figura 4.34 Armadura a cortante.

La comprobación a punzonamiento se realizará partiendo de la máxima carga del axil del pilar mayorada:VD=N·1,6
La comprobación se realiza de la forma siguiente:
1º.- SI Vu>VD no necesita armadura de refuerzo.
2º.- SI Vu<=VD Hay que armar a punzonamiento.
Como cuando el hormigón se fisura, el acero debe soportar toda la carga, la sección de armadura necesaria será:

$$A = \frac{V_D}{h \cdot f_{yd}}$$

No obstante, la mejor forma de calcular una losa de cimentación es realizar un ejemplo real y comprobar toso los extremos indicados.

## EJEMPLO DE CÁLCULO DE LOSA DE CIMENTACIÓN.

Se diseña una losa de cimentación que va a soportar dos viviendas unifamiliares de planta baja, primera y entrecubierta, cuya forma y distribución de pilares es el que se indica en la figura siguiente.
Para realizar el cálculo de la losa, lo primero es obtener las cargas de los pilares, partiendo de las acciones características del propio edificio, que son las siguientes:

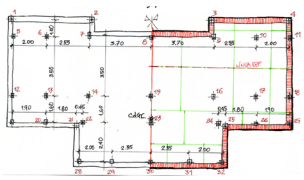


Figura 4.35
Planta de la losa y ubicación de pilares y cerramientos.

### 1º.- ACCIONES CARACTERÍSTICAS.

En primer lugar, se calcula el canto de la losa a partir de la expresión: h=10·L+30; como L=3,5m; h=10·3,5+30=65 cm; pero como las cargas son pequeñas se emplea: h= 10·L+20=10·3,5+20=55 cm.

PLANTA BAJA.

| | |
|---|---|
| Peso propio (Losa) 0,55·2500 | 1.375 kp/m2 |
| Peso propio solado | 120 kp/m2 |
| Sobrecarga de uso | 200 kp/m2 |
| Suma planta baja | 1.695 kp/m2 |

PLANTA PRIMERA.

Peso propio forjado (e=25+5).....350 kp/m2
Peso propio solado.....120 kp/m2
Peso propio tabiquería.....100 kp/m2
Sobrecarga de uso..... 200 kp/m2

Suma planta primera.....770 kp/m2

ENTRECUBIERTA.

Peso propio forjado (e=25+5).....350 kp/m2
Peso propio elementos de cobertura.....240 kp/m2
Sobrecarga de uso (mantenimiento).....100 kp/m2
Sobrecarga de viento-nieve..... 50 kp/m2
Suma planta entrecubierta.....740 kp/m2

TOTAL CARGA.....3.205 kp/m2

Peso propio fachadas.....700 kp/m2

## 2º.- CÁLCULO DE LAS CARGAS DE LOS PILARES.

Se calcula el área de influencia que afecta a cada pilar que, multiplicada por la carga total, da la carga que llega a la losa de cimentación.

Hay que tener en cuenta de la losa es simétrica de la línea de 8-15-23-30, por lo que se calcularán los pilares de la mitad para ser los otros correspondientes asimétricos y tendrán la misma carga.

Una vez conocidas las acciones características y el área de influencia, se pueden obtener las cargas sobre los de la forma que se expresa en la tabla siguiente:

| Nº | Area | Cerramiento | Carga-Area | Carga-Cerram | SUMA | D Ref | Carga Total x D |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 01-04 | 0,90 | 2,10 | 2884,50 | 1470,00 | 4354,50 | -2,85 | -24820,65 |
| 02-03 | 1,39 | 3,40 | 4454,95 | 2380,00 | 6834,95 | -2,85 | -38959,22 |
| 05-11 | 1,20 | 1,00 | 3846,00 | 700,00 | 4546,00 | -1,80 | -16365,60 |
| 06-10 | 2,20 | 0,00 | 7051,00 | 0,00 | 7051,00 | -1,80 | -25383,60 |
| 07-09 | 3,15 | 4,20 | 10095,75 | 2940,00 | 13035,75 | -1,80 | -46928,70 |
| 8 | 3,50 | 3,50 | 11217,50 | 2450,00 | 13667,50 | -1,65 | -22551,38 |
| 12-18 | 3,00 | 2,50 | 9615,00 | 1750,00 | 11365,00 | 1,75 | 39777,50 |
| 13,17 | 5,72 | 0,00 | 18332,60 | 0,00 | 18332,60 | 1,75 | 64164,10 |
| 14-16 | 8,00 | 0,00 | 25640,00 | 0,00 | 25640,00 | 1,75 | 89740,00 |
| 15 | 8,75 | 0,00 | 28043,75 | 0,00 | 28043,75 | 1,85 | 51880,94 |
| 19-27 | 1,30 | 2,30 | 4166,50 | 1610,00 | 5776,50 | 3,25 | 37547,25 |
| 20-26 | 1,60 | 1,60 | 5128,00 | 1120,00 | 6248,00 | 3,25 | 40612,00 |
| 21-25 | 1,00 | 2,20 | 3205,00 | 1540,00 | 4745,00 | 3,25 | 30842,50 |
| 22-24 | 4,40 | 0,00 | 14102,00 | 0,00 | 14102,00 | 3,30 | 93073,20 |
| 23 | 7,60 | 0,00 | 24358,00 | 0,00 | 24358,00 | 3,30 | 80381,40 |
| 28-32 | 1,82 | 2,70 | 5833,10 | 1890,00 | 7723,10 | 5,60 | 86498,72 |
| 29-31 | 2,86 | 2,20 | 9166,30 | 1540,00 | 10706,30 | 5,60 | 119910,56 |
| 30 | 2,60 | 2,00 | 8333,00 | 1400,00 | 9733,00 | 5,60 | 109009,60 |
| **TOTALES** | **60,99** | | **195472,95** | | **216262,95** | **27,50** | **668428,63** |

Figura 4.36 Tabla de cálculo de cargas de pilares.

Obtenidas las cargas, así como las cargas referentes a los cerramientos, se puede obtener el centro de gravedad de las cargas, a partir de la expresión antes indicada. Como la losa es simétrica la coordenada X no es preciso calcular la llave que el centro de gravedad se encontrará precisamente en el eje de simetría. La coordenada Y se calcula de la forma siguiente:

$$\acute{Y} = \frac{\sum_1^i v_i \cdot d_i}{\sum_1^i v_i} = \frac{668.428,63}{216.262,95} = 3,09m$$

Como se han referenciado defectos de una línea arbitraria se tienen que dicho centro se enfrentará al 3,09 m de dicha línea de referencia, que del dibujo anterior cae muy próximo al pilar 23 en el eje de simetría.
Si las cargas no fueran simétricas se hubiera duplicado el proceso para calcular, asimismo, la coordenada X.

3º.- CÁLCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA LOSA
Para obtener su cálculo se parte de dividir la losa en fragmentos rectangulares de los que se puede obtener su centro de gravedad con sencillez.

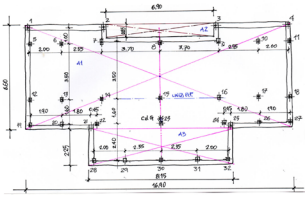


Figura 4.37
División de la losa en elementos más simples para el cálculo de su C.D.G.

Posteriormente, se obtiene el C.D:G. Aparte de la expresión:

$$\acute{d} = \frac{\sum_1^i A_i \cdot d_i}{\sum_1^i A_i}$$

Si subdivide la losa en tres rectángulos de áreas A1, A2 y A3, de donde se obtiene que la coordenada Y del centro de gravedad se tiene de la siguiente expresión:

$$\acute{d} = \frac{\sum_1^i A_i \cdot d_i}{\sum_1^i A_i} = \frac{16,90 \cdot 8,6 \cdot 1,4 - 6,9 \cdot 0,85 \cdot 4,25 - 2,25 \cdot 8,15 \cdot 0,35}{16,90 \cdot 8,6 - 6,9 \cdot 0,85 - 2,25 \cdot 8.15}$$

De donde **d=1,42 m**
Valor que se sitúa muy cercano al pilar 23.

4º.- COMPROBACIÓN DE LA TENSIÓN TRANSMITIDA.
$A_{losa}$=16,90·8,60-6,90·0,85+8,15·2,25=157,81 m²

$$\acute{\sigma}_T = \frac{\sum_1^i C_i}{\sum_1^i A_i} = \frac{216.262,95}{157,81} = 1.370,40kp/m^2 = 0,14kp/cm^2$$

No se ha calculado el núcleo central habida cuenta que el C.D.G. de la losa prácticamente coincide con el C.D.G. de las cargas.

## 5º.- ARMADO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN.

Para el cálculo de la losa se toman dos pórticos virtuales como el formado por los pilares 12, 13, 14, 15, 16, 17 y 18 y otro transversal como el 18, 15, 23 y 30. El criterio para su elección es el que tengo mayor luz, ya que lo que se busca el mayor momento.

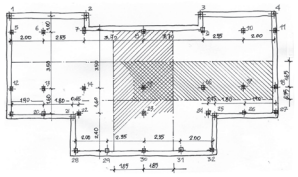


Figura 4.38
Cálculo de pórticos vistuales

### PÓRTICO LONGITUDINAL 12-18.-

Como la tensión máxima transmitida es de 0,14 kp/m² y como el ancho del pórtico virtual es: 165+75=240 cm. La carga será: Q=0,14·240·1,6=53,76 kp/cm

Momento Positivo.

Momento Negativo.

### PÓRTICO TRANSVERSAL 8-30.-

Como la máxima luz de este pórtico es menor que las del pórtico longitudinal, se arma con los valores antes calculados.

Momento Positivo: 459.984 cmkp
Momento Negativo: 735.974 cmkp

Para obtener la armadura se utiliza el procedimiento reiteradamente utilizado en el cálculo de la armadura de las zapatas:

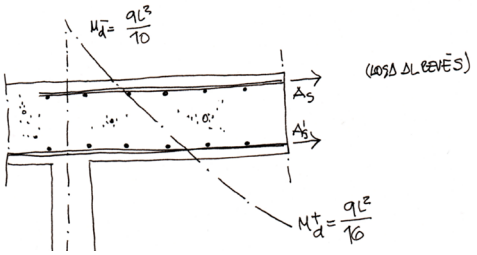



Figura 4.39
Sección de la losa puesta bocabajo

También se ha indicado que la banda de soportes debe absorber el 80 % y la banda central el 15 %, por cada lado.

$$A_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot f_{yd} \cdot h}$$

$$A_s = \frac{735.974}{0,8 \cdot \frac{4000}{1.15} \cdot 50h} = 3,38cm^2$$

$$A'_s = \frac{459.984}{0,8 \cdot \frac{4000}{1.15} \cdot 50h} = 2,65cm^2$$

Como se ha calculado con anterioridad:
-=$M_d$ 735.974cm kp
+$M_d$ 459.984cm kp

Por otro lado, la armadura mínima para esta sección sería del 0,90 ‰, por lo que de la sección: 240×50=12.0000 cm2; el 0,90 ‰ es 10,80 cm2. Ahora 10,80/1,13=10Ø12 o Ø12 a 25×25 cm en ambas caras.

ANÁLISIS DE LA LOSA A PUNZONAMIENTO.
El pilar de más carga es el Nº 15 que tiene una carga de 28.043,75 kp
El área de punzonamiento es:

Ap= (8·h+4·a)·h= (8·50+4·30)·50=26.000 cm2

$$V_u = \sqrt{f_{cd}}Ap = \sqrt{\frac{250}{1,15}}Ap = \sqrt{\frac{250}{1,15}}26.000 = 335.658kp \gg 28.043,75kp$$

Luego, como la Resistencia de la sección es mucho mayor que la carga del pilar, no hay punzonamiento. El coeficiente de seguridad a punzonamiento será:

$$\gamma_p = \frac{335.658}{28.043} = 12$$

Es decir, que la sección puede con doce veces la carga del pilar más cargado.

## 4.4. Cimentaciones profundas

Cuando se tiene un suelo con capas de terreno muy flojo, es necesario transmitir las cargas del edificio a estratos más profundos. Para realizar estos trabajos se emplea maquinaria pesada que es capaz de realizar perforaciones hasta profundidades de 50 ó 60 m. Con esta técnica se pueden realizar pilotes y micropilotes.

Viendo la maquinaria necesaria, se puede entender que es necesario que el solar esté vacío para poder trabajar. Por ello, el recalce con pilotes es muy difícil de ejecutar. En cambio, la maquinaria de perforar micropilotes es más pequeña y cabe en el interior de edificios, quitándole la cabeza de perforación, la oruga puede entrar por una puerta de un metro de anchura.

En la siguiente fotografía se observa una máquina de micropilotaje en el interior de un edificio.



Figura 4.40
Perforadora de micropilotaje.



Figura 4.41
Perforadora de micropilotaje en el interior de un edificio.

### 4.4.1. Cimentaciones por pilotes

El fundamento de un pilote no es más que hacer un elemento estructural que transmita la carga a estratos más profundos. Su ejecución se justifica con terrenos muy flojos, incapaces de soportar cargas repartidas a través de cimentaciones superficiales.
Se pueden clasificar por su forma de ejecución en: pilotes in situ o pilotes prefabricados.

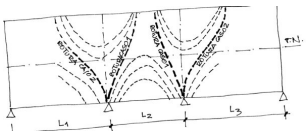


Figura 4.42
Isostáticas de compresión y posibles líneas de rotura.

4.4.1.A/.- PILOTES IN SITU.
Dentro del grupo que se denomina in situ hay, a su vez, varios tipos según su forma de ejecución:

A1.- PILOTES CON DESPLAZAMIENTO CON AZUCHE.
Se trata de hincar un tubo metálico que tiene una puntaza metálica cónica (azuche) hasta el estrato deseado. La puntaza suele ser 5 cm mayor que el diámetro para evitar el rozamiento del tubo por el fuste.

Una vez encontrada la cota de apoyo se introduce la armadura y se hormigona de abajo a arriba. El tubo se extrae o no, dependiendo de la calidad del terreno y de la existencia del nivel freático, que pueda disgregar y lavar el hormigón.

A2.- PILOTES CON DESPLAZAMIENTO DE TAPÓN DE GRAVAS.
En esta tipología el azuche es sustituido por un tapón de gravas en el fondo que se va apisonando. Esta acción va arrastrando el tubo de acero hacia el interior. En este sistema siempre queda un ensanchamiento en el fondo, que corresponde a la inclusión de la grava en el terreno. El tapón de grava puede ser sustituido por hormigón seco, trozos de roca, etc.

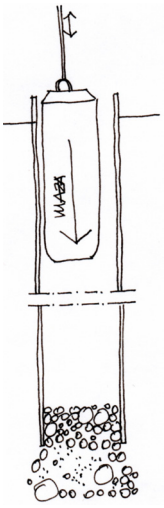


Figura 4.43
Pilote tipo A2.

Como en el caso anterior, el tubo puede recuperarse o no, en función de la tipología del terreno y la existencia de un nivel freático que pueda disgregar o lavar el hormigón, pudiendo poner en cuestión la continuidad del hormigón.

La recuperación o no del tubo es por tazones económicas normalmente, aunque a veces pueden ser de orden técnico.

A3.- PILOTES CON EXTRACCIÓN DEL TERRENO.
Otro tipo de ejecución consiste en la colocación de un tubo vertical por el que se desliza otro que tiene una compuerta interior. La caída por su propio peso hace que se hinque en el fondo y se vaya llenando la cuchara de terreno que se va extrayendo al exterior, mientras que el tubo va descendiendo. Cuando se alcanza la cota de cimentación, se coloca la armadura y se hormigona de abajo a arriba.

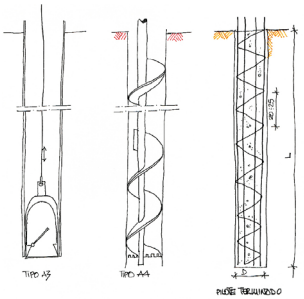


Figura 4.44
Pilote tipo A3 y A4

A4.- PILOTES BARRENADOS.
Esta tipología se fundamenta en realizar una perforación mediante una barrena en forma de hélice que penetra por rotación. Cuando se llega a la cota de cimentación deseada, se saca la barrena y se inyecta hormigón por el eje de la hélice.

4.4.1.B/.- PILOTES PREFABRICADOS.
Son elementos alargados prefabricados de hormigón con sección circular, rectangular o poligonal, que llevan una terminación en punta o una pieza especial o azuche necesaria para facilitar su hincado. El terreno no se perfora, sino que el pilote se hinca en el terreno mediante golpeo de una maza que se hace caer sobre su cabeza.

4.4.1.C/.- PROPIEDADES DE LOS PILOTES.
Independientemente de la tipología de ejecución que se escoja, es preciso tener en cuenta las siguientes características:

TIPOLOGÍA.
La tipología que se elija depende, en primer lugar, de su ubicación. Pilotes prefabricados indicados no se pueden ejecutar junto a viviendas existentes, sobre todo si las reacciones son antiguas. No solo por las molestias y ruidos que ocasiona su ejecución, sino porque producen vibraciones considerables que pueden afectar a las edificaciones colindantes.

En este caso los pilotes de barrenados son más rápido y silenciosos de ejecutar.

REVESTIMIENTO.
Los pilotes se tienen que realizar mediante la colocación de un tubo que contienen las tierras durante el proceso de hormigonado.

Como el tubo de acero es caro, se retira mientras se procede a dicho hormigonado.

Un proceso más económico consiste en llenar la perforación con bentonita. Posteriormente, se inyecta el hormigón de abajo arriba, por lo que en la bentonita sube al ser menos densa que el hormigón. Durante el proceso se inyecta hormigón muy fluido por abajo, mientras la bentonita se recoge de la zona superior.

DIMENSIONES.

Fig. 4.45. Armadura de un Pilote.
En edificación se realizan los pilotes de Ø30 cm a un máximo de Ø125 cm, si bien los más comunes son de tamaño pequeño como Ø30 cm ó Ø35 cm.

En cuanto la profundidad, se pueden alcanzar profundidades de hasta sesenta metros, si bien lo normal es no exceder de los 20 ó 30 m.

HORMIGÓN.
El hormigón que se emplea es el hormigón estructural normal HA25. Es muy importante conocer la agresividad del terreno, por lo que, en caso de duda, se recomienda utilizar hormigones sulforresistentes.

ARMADURA.
La armadura longitudinal estará compuesta 6Ø12, con un cerco espiral compuesto por una varilla de diámetro 6Ø8 mm, en un paso de 20 cm. La jaula conformada tendrá un diámetro de 8 cm menor que el diámetro del pilote, para garantizar un recubrimiento mínimo de 4 cm. La armadura longitudinal cubrirá al menos los 2/3 superiores del pilote.

GRUPOS.
A no ser en casos excepcionales se construyen con un mínimo de dos y un máximo de cuatro, unidos por un encepado en la coronación.

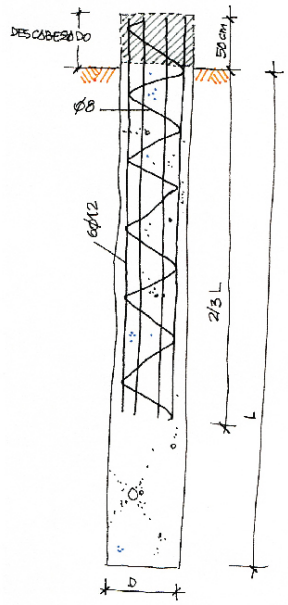



Figura 4.45
Armadura de un Pilote

## 4.4.1.D/.- CÁLCULO DE UN PILOTE.

La carga de hundimiento de un pilote tiene dos componentes: una por su resistencia en punta y otra debido a su rozamiento por el fuste.

$Q_h = Q_p + Q_s$

Donde:
$Q_h$ Carga total de hundimiento.
$Q_p$ Resistencia en punta.
$Q_s$ Resistencia por el fuste.

La carga admisible se obtiene de:

$$Q_{Adm} = \frac{Q_H}{\gamma}$$

Donde:
$Q_H$ Carga de hundimiento.
$Q_{Adm}$ Carga admisible.
g Coeficiente de seguridad (3).

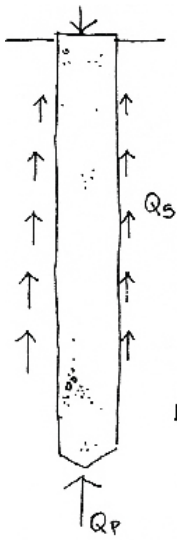



Figura 4.46
Armadura de un Pilote

RESISTENCIA EN PUNTA.
En primer lugar, se calcula la resistencia en punta del pilote:
$Q_p = A_p \cdot q_p$

Donde:
$Q_p$ Carga en punta.
$q_p$ Carga unitaria en punta.
$A_p$ Área de la punta.

Para calcular qp se procede de la forma siguiente:
**a/.- Si $q^3 > q_{pi}$**

La zona de seguridad no se cuenta, por lo que:

$$q_p = \frac{1}{2}(q_{ps} + q_{pi})$$

## b/.- Si $q^3 < q_{pi}$

La zona de seguridad se tiene en cuenta y se toma con la zona activa inferior la media ponderada, por lo que:

$$q = \frac{q_{pi} \cdot D_2 + q_3 \cdot D_3}{D_2 + D_3}$$

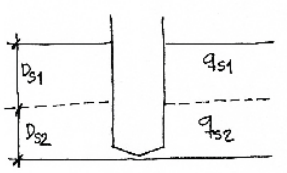



Figura 4.47
Zonas activas en punta.

De esta forma la carga unitaria en punta será:

$$q_p = \frac{1}{2}(q_{ps} + q)$$

Si la zona activa superior se compone a su vez de dos zonas, de distinta resistencia, se obtiene en primer lugar la medida ponderada:

$$q_{ps} = \frac{q_{s1} \cdot D_{s1} + q_{s2} \cdot D_{s2}}{D_{s1} + D_{s2}}$$

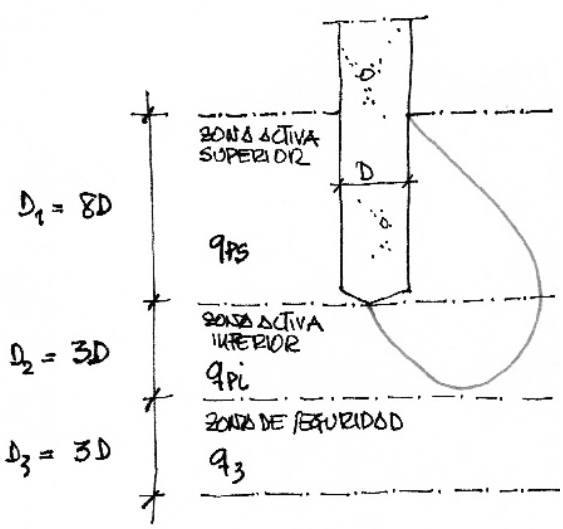



Figura 4.48 Zona activa superior e inferior.

RESISTENCIA POR EL FUSTE.

$$Q_s = \sum q_{si} \cdot A_{si}$$

Donde:
$Q_s$ Resistencia por el fuste.
$Q_{si}$ Resistencia unitaria de cada estrato.
$A_{si}$ Área del pilote en contacto con el estrato.

## 4.4.1.D/.- CÁLCULO DE UN PILOTE.

La carga de hundimiento de un pilote tiene dos componentes: una por su resistencia en punta y otra debido a su rozamiento por el fuste.

$Q_h = Q_p + Q_s$

Donde:
$Q_h$ Carga total de hundimiento.
$Q_p$ Resistencia en punta.
$Q_s$ Resistencia por el fuste.

La carga admisible se obtiene de:

$$Q_{Adm} = \frac{Q_H}{\gamma}$$

Donde:
$Q_H$ Carga de hundimiento.
$Q_{Adm}$ Carga admisible.
g Coeficiente de seguridad (3).

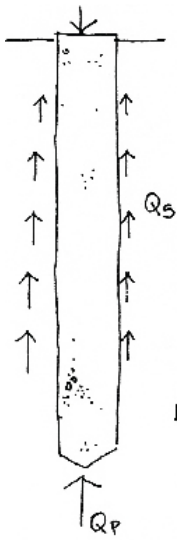



Figura 4.46
Armadura de un Pilote

RESISTENCIA EN PUNTA.
En primer lugar, se calcula la resistencia en punta del pilote:
$Q_p = A_p \cdot q_p$

Donde:
$Q_p$ Carga en punta.
$q_p$ Carga unitaria en punta.
$A_p$ Área de la punta.

Para calcular qp se procede de la forma siguiente:
**a/.- Si $q^3 > q_{pi}$**

La zona de seguridad no se cuenta, por lo que:

$$q_p = \frac{1}{2}(q_{ps} + q_{pi})$$

## CÁLCULO DE LAS RESISTENCIAS UNITARIAS.

### A.- SUELOS GRANULARES (ARENAS)

Hay que ensayar el suelo obteniendo N y qc donde N es el número de golpes en penetración normal y qc el valor de la resistencia al corte en suelos cohesivos saturados, del ensayo del cono holandés.

En este tipo de suelos se tiene en cuenta:

Zona activa superior……..8D
Zona activa inferior……..3D
Zona de seguridad……3D
*Ver esquema de la figura 4.48.*

Por otro lado, y a los efectos del cálculo de las cargas o resistencias unitarias:
Si ØPilote<0,50 m
$q_p\ (kp/cm^2) = q_{c(\text{cono holandés})}(kp/cm^2) = 4N$

Si ØPilote>=2,00 m
$q_p\ (kp/cm^2) = ½q_c(kp/cm^2) = 2N$

Si 0,50<ØPilote<2,00 m
$q_p\ (kp/cm^2) = 1/3q_c(3,5\text{-}d) = 4/3N(3,5\text{-}d_{(cm)})$

RESISTENCIA POR EL FUSTE:
En principio qc<= 1 kp/cm2
Por otro lado, si se tiene el valor del cono holandés qc ($kp/cm^2$) se puede establecer:

| $q_c$ | 20 | 45 | 80 | 140 | 200 |
|---|---|---|---|---|---|
| $q_s$ | 0,30 | 0,45 | 0,60 | 0,85 | 1,00 |

Donde $q_s$ es la resistencia unitaria por el fuste.

### B.- SUELOS COHESIVOS: ARCILLAS

Para este tipo de suelos hay que tener en cuenta:
Zona activa superior……4D
Zona activa inferior……2D
Zona de seguridad……..2D

Teniendo en cuenta los resultados de los ensayos N, $q_u$, $q_c$ y f
Donde:
$q_u$ Resistencia a la compresión simple.
$q_c$ Resistencia en punta del cono holandés.
f Resistencia por el fuste del cono holandés.
N Número de golpes del ensayo de penetración (SPT).

$$qp=C_u \cdot N_c=1/2 \cdot q_u \cdot 9=4{,}5 \cdot q_u=0{,}6 \cdot q_c$$

Donde:
$C_u$ Cohesión (Sin drenaje).
Obteniendo las siguientes tablas de valores:

| $q_c$ | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,5 | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 4,0 | < 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $q_s$ | 0,05 | 0,01 | 0,15 | 0,23 | 0,29 | 0,35 | 0,41 | 0,45 | 0,60 | 1,00 |

Obteniendo que $C_u=½ \cdot q_u$
Por otro lado, se tiene una correlación entre la resistencia en punta del ensayo del cono holandés ($q_c$) y la resistencia por el fuste:

| $q_c$ | 0,75 | 1,50 | 2,25 | 5,00 | 7,50 | 15 | 30 | >=75 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $q_s$ | 0,05 | 0,1 | 0,15 | 0,27 | 0,35 | 0,45 | 0,60 | 1,00 |

Obteniendo $q_c=9 \cdot C_u$ ($C_u$ cohesión sin drenaje)
Donde:

$$C_u = \frac{q_c}{q}$$

Igualando ambas expresiones:

$$C_u = \frac{q_c}{q} = \frac{q_u}{2}$$

De donde:
$Q_c=q \cdot q_u$

Siendo:
qu Resistencia a la compresión simple.
qc Resistencia en punta del cono holandés.

En resumen, la resistencia o carga de hundimiento de un pilote tiene dos componentes: por un lado, la carga en punta y por otro, la resistencia que ejerce el rozamiento por el fuste.

Para determinar las resistencias unitarias es preciso realizar un ensayo del cono holandés obteniendo qc y el número de golpes en un ensayo de penetración dinámica normal. Además, si el suelo es arcilloso es necesario conocer la resistencia a la compresión simple $q_u$.

**C/.- TOPE ESTRUCTURAL DE UN PILOTE:**
La carga que puede soportar un pilote se calcula a partir de la expresión:

$$Q=A\cdot\sigma_{ADM}$$

Siendo:
A Área de la sección.
$s_{Adm}$ $,025\cdot f_{ck}$ $(0,25\cdot250=62,5kp/cm^2)$

Para la resistencia admisible del acero se toma el valor de 0,35 por el límite elástico ($f_{yd}$).

**D/.- GRUPOS DE PILOTES:**
Normalmente, los pilotes se ponen en grupos de 2, 3 o 4 pilotes. Solo se coloca uno en casos puntuales o con diámetros superiores a 1,0 m.

Si se colocan solo dos es preciso conectarlos con una viga centradora en el sentido perpendicular al eje de giro.
La separación entre pilotes debe ser la longitud menor de:s=2Ø ó s=L/5

Si la separación es de 3Ø o superior el coeficiente de eficacia es de 1, es decir, que cada pilote funciona como si estuviera de de forma independiente. Para separaciones de1Ø el coeficiente de eficacia sería 0,7 de separaciones entre1Ø y 3Ø el coeficiente sería proporcional a su distancia oscilando entre 0,7 y 1,0. (Artº 5.3.4 del SE-C CTE).

**D/.- GRUPOS DE PILOTES:**
La transmisión de la carga de un pilar a un grupo de pilotes se realiza a través de un elemento estructural que se denomina encepado. Es muy parecido a una zapata, solo que en su apoyo no está en el terreno, sino en la cabeza de los pilotes. En la edificación no se han empleado más de cuatro pilotes, ni menos de dos. Por esta razón, se va a desarrollar el cálculo de los aceptados para dos, tres y cuatro pilotes.

## a/.- ENCEPADOS DE DOS PILOTES.

El canto del encepado será el mayor de los siguientes valores: h>=D ó 50 cm h>10Ø2+20 (Anclaje armadura del pilar).
Estructuralmente, el encepado se descompone en el siguiente esquema:

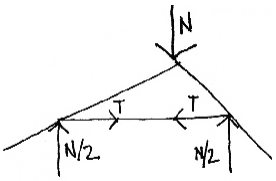



Figura 4.49
Descomposición de fuerzas en el encepado

ARMADURA PRINCIPAL.
La armadura principal está sometida a una tracción T cuya cuantía, una vez resuelto el equilibrio anterior, es:

$$A_{si} = 1,65 \cdot \frac{N \cdot L}{4 \cdot f_{yd} \cdot (h - d')} =$$

ARMADURA SUPERIOR.
El armado superior será del 25% con una cuantía mínima de Ø12 a 20 cm

ARMADURA A CORTANTE.
Se calculará a cortante. Si no necesita se colocarán cercos de Ø8 a 20 cm.

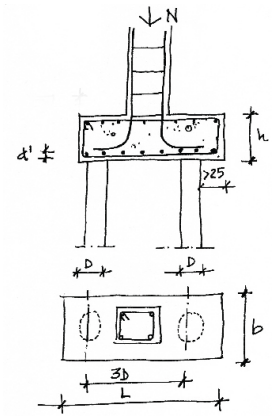



Figura 4.50
Encepado para dos pilotes

## b/.- ENCEPADOS DE TRES PILOTES.

Como en el caso anterior, se trata de resolver un problema estructural.

CANTO
El canto del encepado, como en el caso anterior, será el mayor de los siguientes valores: h>=D ó 50 cm h>10Ø2+20 (anclaje armadura del pilar).

SOLUCIÓN ESTRUCTURAL.
Estructuralmente, el encepado se resuelve como si se realizaran tres encepados para dos pilotes. La armadura inferior en cada uno de los armados que unen dos pilotes es:

$$A_{si} = 0,40 \cdot \frac{N \cdot L}{3 \cdot f_{yd} \cdot (h - d')} =$$

ARMADURA SUPERIOR.
El armado superior será del 25% con una cuantía mínima de Ø12 a 20 cm.

ARMADURA A CORTANTE.
Se calculará a cortante. Si no necesita, se colocarán cercos de Ø8 a 20 cm.c/.-

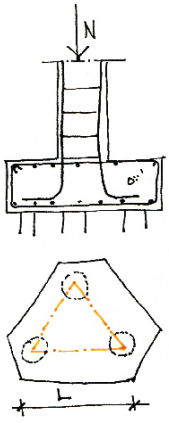



Figura 4.51
Encepado para tres pilotes

## c/.- ENCEPADOS DE CUATRO PILOTES.

Como en el caso anterior, se trata de resolver un problema estructural, formado por cuatro vigas cruzadas.

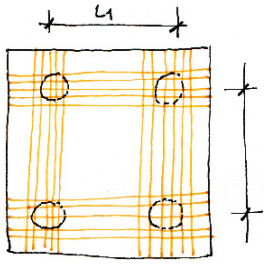



Figura 4.51
Encepado para cuatro pilotes.

CANTO
El canto del encepado, como en el caso anterior, será el mayor de los siguientes valores: h>=D ó 50 cm h>10Ø2+20 (anclaje armadura del pilar).

SOLUCIÓN ESTRUCTURAL.
Las armaduras se calcularán suponiendo la resistencia de vigas que unen las cabezas de los pilotes. La armadura inferior en cada uno de los armados que unen dos pilotes es:

$$A_{si} = 0,80 \cdot \frac{N \cdot L}{3 \cdot f_{yd} \cdot (h - d')} =$$

ARMADURA SUPERIOR.
El armado superior será del 25% (0,25·Asi) o una cuantía mínima de Ø12 a 20 cm.

ARMADURA A CORTANTE.
Se calculará a cortante. Si no necesita, se colocarán cercos de Ø8 a 20 cm. Para el resto de encepados, pentagonales, hexagonales, etc., se seguirá el mismo procedimiento.

## G/.- CÁLCULO DE UN PILOTE:

Se tiene el resultado de un estudio geotécnico que indica que un suelo se compone de la siguiente descripción:

de 0,00 a -2,00 m.....Arcilla limosa N=6
de -2,00 a -5,00 m.....Limo arenoso N=8
de -5,00 a -19,00 m.....Arena limosa N=17
de -19,00 a -21,00 m.....Arena limosa cons. N=48
de >-21,00 m.....Gravas

Con estos datos de partida se van a realizar dos supuestos:

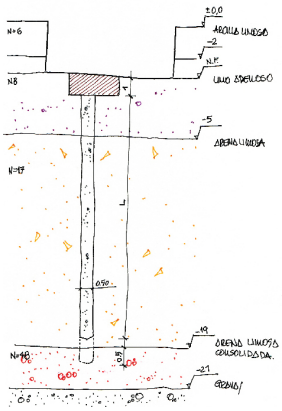


Figura 4.52
Encepado para cuatro pilotes.

1.- PRIMER CASO.-
Se calcula la longitud de un pilote que se encuentra en la capa de arena limosa para comprobar si es capaz de soportar su tope estructural.
Resistencia propia del pilote:
$f_{cd}$=0,25·250=62,5 kp/cm²

$$Q_{adm} = 62,5 \cdot \frac{\pi \cdot 50^2}{4} = 122.718kp(122,72T)$$

g=4

Conocido el tope estructural del pilote se obtiene la carga de hundimiento para cada estrato del terreno.
Para N=8 $q_{u1}$=8·4=32 kp/cm² $q_{S1}$=0,80T/m²
Para N=17 $q_{u2}$=17·4=68 kp/cm² $q_{S2}$=1,70T/m²

Carga en Punta.-
$Q_p$=·ϖ·0,25²·68 (10T/m²)=133,52T/m²

Carga de rozamiento por el fuste.-
$Q_f$=2·ϖ·0,25·4·0,8+2·ϖ·0,25(L-4)·1,70=5,02T+2,67(L-4)

Ahora igualando:

$$Q_{adm} = 62,5 \cdot \frac{Q_p + Q_f}{3} = \frac{133,52 + 5,02 + 2,67(L-4)}{3} = 122,72T$$

De donde, despejando, se obtiene que L= 90 m, longitud que supera en estrato. Lo que indica que esta solución no es válida.

2.- SEGUNDO CASO.-

Si se aumenta la longitud del pilote para empotrarlo 50 cm en el estrato de arena-limos consolidad (N=48), se obtiene que:
Para N=14 $q_{u1}$=17·4=68 kp/cm² 680T/m²
Para N=48 $q_{u2}$=48·4=192 kp/cm² 1920T/m²
**Zona activa superior 8Ø = 4,00 m**
Se calcula la media ponderada según las distancias.

$$q_{ps} = \frac{3,5 \cdot 680 + 0,5 \cdot 1920}{4} = 835T/m^2$$

$q_{pi}$=4·48=192 kp/cm² = 1920 T/m²
$q_p$=½($q_{ps}$+$q_{pi}$)= ½(835+1920)=1377,5 t/m²
**Zona activa inferior 3Ø = 1,50 m**

Total carga por el fuste **42,41 T**

CARGA TOTAL DEL PILOTE.-
$Q_T=Q_P+Q_F=270{,}47+42{,}41=$**312,88 t**

$$Q_{adm}=\frac{Q_p+Q_f}{3}=\frac{312,88}{3}=104,3T<122,72T$$

Como son suelos granulares E>=1; luego se toma como valor máximo de cálculo **104 T**.Conocido el valor máximo de la carga de hundimiento, se puede obtener el valor máximo para grupo de dos, tres o cuatro pilotes:
Para 2 pilotes: 208,6 T
Para 3 pilotes: 312,9 T
Para 4 pilotes: 417,2 T

### 4.4.1. Cimentaciones por pilotes

Otra forma de transmitir cargas a estratos más profundos se realiza mediante el empleo de micropilotes, que como su propio nombre indica es, al fin y al cabo, un pilote de diámetro pequeño, normalmente inferior a 20 cm.

NOTA.- Como el valor límite de hundimiento de un pilote se ha tomado por su resistencia ante el colapso del terreno. QAdm=104,3T y su propia resistencia estructural es superior a los QT=122,72T se puede asegurar que el fallo será por colapso del terreno y no por fallo estructural.

Su ventaja principal es su diámetro pequeño, inferior a lo que permite una fácil ejecución. Ya que la maquinaria a emplear es bastante más pequeña que la maquinaria pesada necesaria para hacer un pilotaje.

El cabezal de perforación puede ser montado y desmontado de una pequeña oruga y todo el conjunto puede ejecutar micropilotes en el interior de viviendas unifamiliares, donde el gálibo no supera los 2,50 m y el paso se reduce a las anchuras inferiores a 0,80 m.

Los diámetros que se suelen emplear son de Ø120 mm, Ø150 mm ó Ø200 mm, con camisa perdida de acero ST37. Se rellenan con lechada de mortero de cemento con dosificación 1:1 y las cargas admisibles oscilan entre10 y 20 T. Cuando el terreno es agresivo se deben emplear cementos sulforresistentes o lechadas de cal y arena fina. Su empleo puede ser como base de apoyo en obra nueva o como base de apoyo de recalces convencionales.

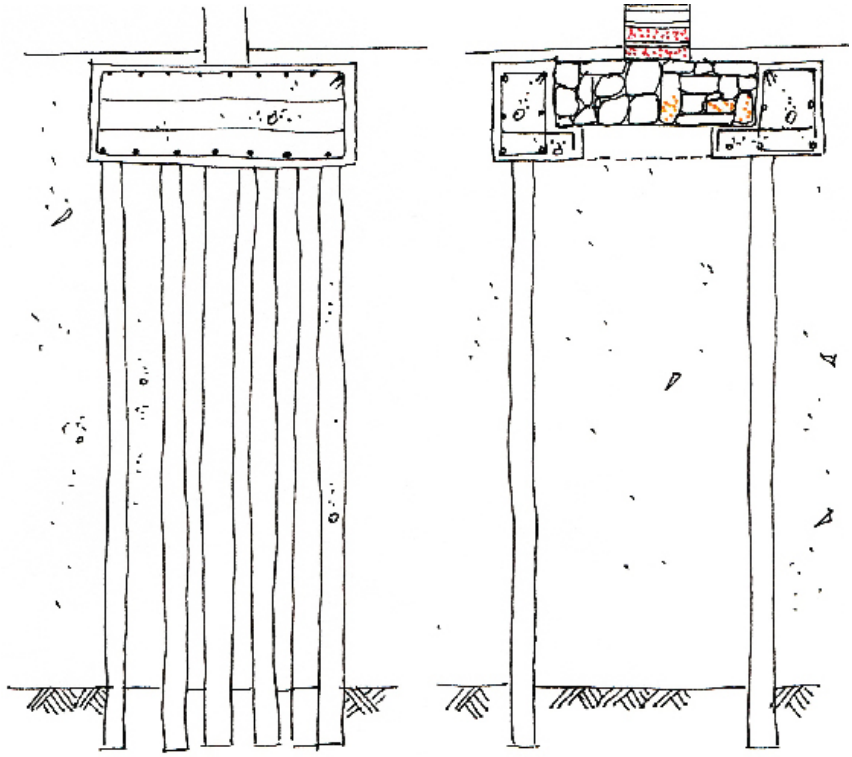


Figura 4.54 Ejemplos de micropilotaje.

ARMADURA.
La armadura principal lo compone principalmente el propio tubo de acero tipo: S235, S275, S355, S420 y S46 según norma UNE EN10027.
Como refuerzo para el caso de funcionamiento a tracción, puede ir reforzado con acero corrugado en barras, colocadas en su interior, según la norma EHE, de acero B400S ó B500S.

**LECHADAS DE MORTERO DE CEMENTO.**
La arena empleada debe ser inferior a 2 mm cuya mezcla con agua (lechada) debe tener una resistencia de 250 kp/cm² a 28 días y del 60 % a los 7 días.
La dosificación agua cemento debe establecerse en el intervalo:

$$0,40 \leq \frac{A}{C} \leq 0,55$$

Es preciso prever que el cemento sea sulforresistente, según lo estipulado para suelos agresivos por la EHE.

CORROSIÓN DEL ACERO.
La corrosión se combate con un recubrimiento mínimo de tubo de 20 mm, en caso de lechada o 30 mm si la inyección es el mortero de cemento. Parámetros lotes a tracción estos valores aumentarán en 5 mm.



Figura 4.55
Micropilote ejecutado.

**CÁLCULO DE LA CARGA EN PUNTA.-**
SUELOS GRANULARES.
Se considera la carga en punta de un micropilote, si ésta se encuentra en un estrato donde N>30, es decir, con compacidad densa a muy densa.

SUELOS COHESIVOS.
Se considera la carga en punta, si la resistencia a la compresión simple es es $q_u$>1 kp/cm2 y la longitud de empotramiento $L_{Emp}$>6Ø, es decir de consistencia firme a muy firme.

**CÁLCULO DE LA CARGA POR EL ROZAMIENTO DEL FUSTE.-**
La resistencia del micro pilote por el fuste será tomara según la siguiente ecuación:

$$\mathbf{R_f=A_l+R_{uf}}$$

Donde:
$R_f$ Resistencia total del micropilote por rozamiento del fuste.
$A_l$ Área lateral en contacto el terreno.
$R_{Uf}$ resistencia unitaria de rozamiento.

Si hay varios estratos (de 1 a n) la resistencia total al rozamiento será la suma de cada uno de ellos:

$$R_f = \sum_{i=1}^{n} A_l R_{if}$$

En la práctica los valores de Rif se obtienen haciendo pruebas de carga. También se pueden obtener empíricamente de la siguiente ecuación:

$$R_{uif} = \frac{\gamma_{f\cdot lim}}{F_r}$$

Donde
$F_r$ Coeficiente de minoración. Para una obra de duración superior a seis meses
$F_r$=1,65.
$A_l$ Área lateral en contacto el terreno.

Se obtiene el gráfico siguiente:

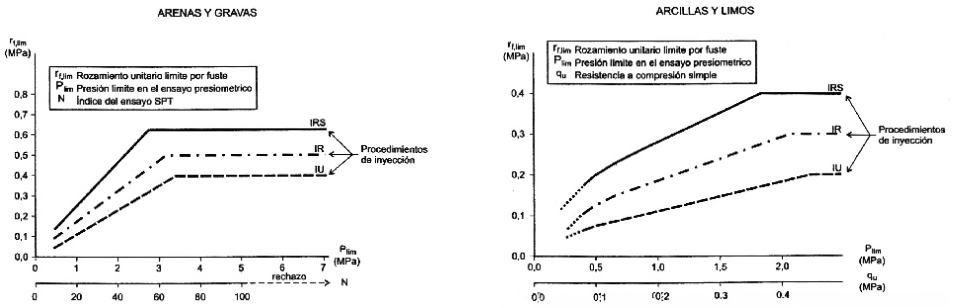



Figura 4.56 Obtención de la densidad

## CALCULO DE MICROPILOTES.-

Los micropilotes se deben calcular según varios métodos para comprobar el sistema más desfavorable y cuál es el camino por el que antes pueden llegar al colapso. Fundamentalmente se calculan por un método, por ejemplo, por la carga de hundimiento y posteriormente se comprueban otros aspectos a tener en cuenta.

Estos sistemas son los siguientes:

- Carga de hundimiento
- Carga de rotura estructural
- Conexión con la cimentación
- Rotura horizontal del terreno



Figura 4.57
Micropilotes ejecutados.

## CARGA DE HUNDIMIENTO.-

En este primer sistema de cálculo hay que comprobar que:

$$N_d \leq R_f + R_p$$

Donde:
$N_d$ Axil mayorado (Nk·g) para g=2.
$R_F$ Resistencia al rozamiento por el fuste.
$R_p$ Resistencia en punta.

Para realizar el cálculo hay que tener en cuenta el tipo de terreno: sean terrenos granulares, cohesivos o roca. Dependiendo de la tipología se procederá de la forma siguiente:

## CARGA EN PUNTA.-

Normalmente la carga en punta no se tiene en cuenta o se calcula como un 15% de su resistencia por el fuste.

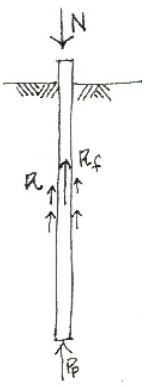



Figura 4.58
Cálculo de micropilotes

**RESISTENCIA ESTRUCTURAL DEL MICROPILOTE.**
Por otro lado, hay que tener en cuenta que el micropilote, como elemento estructural es capaz de soportar la carga a la que se ve sometido. Para ello, se calcula su resistencia estructural como:

$$\mathbf{RE = 0{,}85 \cdot A_c\ f_{cd} \cdot A_a \cdot F_{yd}}$$

La resistencia del micro pilote por el fuste será tomara según la siguiente ecuación:

$$\mathbf{R_f = A_l + R_{uf}}$$

Donde:
$R_E$ Resistencia estructural.
$f_{cd}$ Resistencia de cálculo del hormigón $f_{cd}=f_{ck}/1{,}5$
$f_{yd}$ Resistencia de cálculo del acero $f_{yd}=f_{yk}/1{,}15$ para $F_{yk}$ O 4.000 kp/cm$^2$
Ac Área de hormigón
$A_a$ Área de Acero

Como se desarrolla en el apartado 5.3.3- Transmisión de cargas a estratos más profundos en el apartado de estabilidad a pandeo de un micropilote, se obtiene que el valor de la carga crítica es:

$$P_k = \mu \cdot \acute{P}_k$$

Donde:
$P_k$ Carga crítica.
$\mu$ Factor de pandeo.
$P_k$ Carga estructural (Resistencia estructural RE).

Obteniéndose finalmente la carga máxima admisible como:

$$P_{Ad} = \frac{P_k}{\gamma}$$

Siendo:
$P_{Adm}$ Carga máxima admisible.
$P_k$ Carga crítica.
g Coeficiente de seguridad ($2 \leq \gamma \leq 2{,}5$).

## EJECUCIÓN DE LOS MICROPILOTES.

La secuencia de ejecución de un micropilote es la siguiente:

1. Una vez replanteado la situación de los micropilotes, se ejecuta la perforación. La perforadora es similar a la que se emplea para hacer sondeos en el terreno, empleando brocas de 120, 160 o 200 mm, y varillaje necesario para que la broca descienda a la profundidad que se desea.
2. Se introduce el tubo estructural.
3. Se inyecta mortero o cemento-bentonita de abajo a arriba.
4. Por último, se realiza la conexión con la cimentación.

## MEJORA DEL SUELO CON MICROPILOTES CON TUBO MANGUITO.

Como posteriormente se desarrollará, si al tubo de acero que se introduce se le hacen taladros en las cuatro direcciones a diversas profundidades, normalmente cada 50 cm y colocando un manguito de goma o Neopreno, se puede inyectar bentonita cemento mediante un obturador, que se va colocando en cada grupo de taladros, mejorando el suelo alrededor del micropilote.

No obstante, si solo a media altura del micropilote se realizara una inyección de bentonita-cemento a presión, además de inyectar en el extremo inferior, como base de apoyo, el cálculo a pandeo se vería favorecido al disminuir la luz a L/2.

## SITUACIÓN DE LOS MICROPILOTES.

Los micropilotes se pueden distribuir según las necesidades de cada obra. Para ello será preciso comprobar el estado de la cimentación.

## OBRA NUEVA.

Si la obra es nueva se distribuyen los micropilotes para posteriormente construir un encepado, similar al que se construye para obras cimentadas por pilotes. Se deberá emplear algún sistema que conecte bien el micropilote son su encepado.

Debe ejecutarse un mínimo de dos micropilotes por apoyo o zapata. Si éstas no van arriostradas con vigas centradoras se ejecutarán tres, para impedir el giro que podría aparecer en el caso de solo dos.

En obra nueva, como la perforadora puede moverse libremente por la parcela donde se construye, los micropilotes suelen ser habitualmente perpendiculares a la superficie del terreno y a la base del encepado.

En recalces, como el edificio ya está construido, la perforadora debe acercarse a la cimentación como puede, ejecutando en muchas ocasiones, el micropilotaje inclinado a tresbolillo, para ejecutar un apoyo en forma de trípode.

En la obra de recalce nueva, la mayor dificultad aparece cuando hay que taladrar las armaduras de las zapatas. Por ello, si se puede recalzar sin atravesar las zapatas es bastante mejor.

**OBRA ANTIGUA.**
En las obras antiguas es necesario, en primer lugar, hacer catas para comprobar el estado de la cimentación. Si la cimentación es sólida, se puede taladrar en dos direcciones opuestas para ejecutar los micropilotes al tresbolillo. Si la cimentación está muy disgregada, será preciso previamente realizar taladros pequeños (Ø50 o 60 mm) para inyectar una lechada de mortero y consolidar previamente la cimentación.

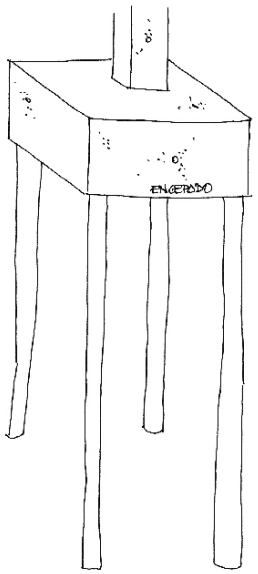



Figura 4.59
Micropilotes en obra nueva

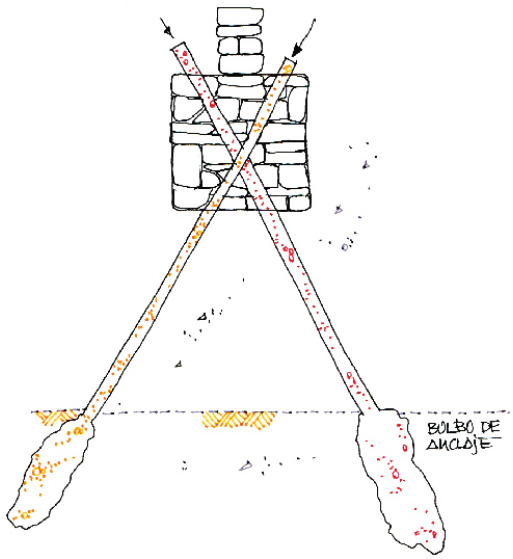



Figura 4.60
Micropilotes en obra antigua.

## CONEXIÓN MICROPILOTE-CIMENTACIÓN.

Un aspecto muy importante que hay que prever, antes de ejecutar un recalce o una cimentación con el empleo de micropilotes, es el sistema de conexión del micropilote con la cimentación. Así la transferencia de cargas se realiza sin problemas.

Pueden existir innumerables formas de transferir la carga al micropilote, porque depende de la forma de acceder a las cabeceras de los micropilotes.

A continuación, se presentan a modo de ejemplo algunas de las soluciones más comunes.

## A/ CONEXIÓN CON PLACA DE REPARTO SOLDADA A LA CABEZA DEL MICROPILOTE.

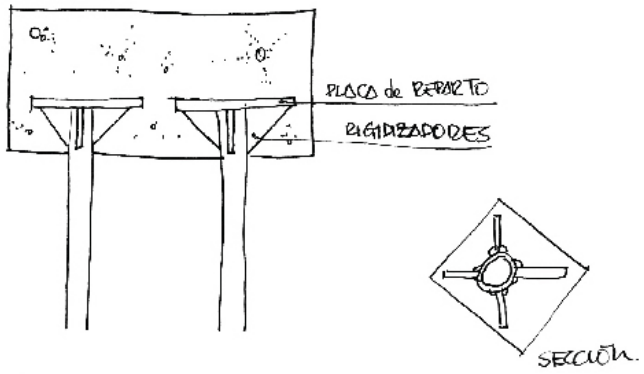



Figura 4.61 Conexión de Micropilotes-Cimentación: Placas soldadas en cabeza

## B/ CONEXIÓN CON BARRAS CORRUGADAS SOLDADAS AL MICROPILOTE.

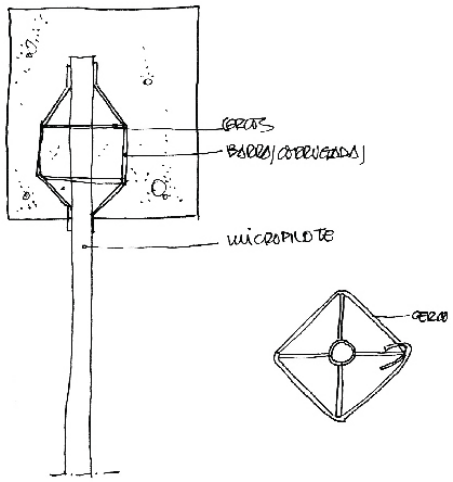



Figura 4.62 Conexión de Micropilotes-Cimentación: Barras corrugadas soldadas.

## C/ CONEXIÓN CON CONECTORES SOLDADOS AL MICROPILOTE.

En cualquier caso, será preciso calcular los elementos colocados en el micropilote para que aporten la carga que tienen que transferir.

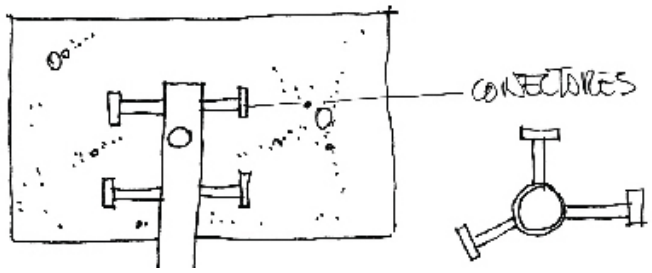



Figura 4.63 Conexión de Micropilotes-Cimentación: Conectores soldados.

## D/ CONEXIÓN CON PERFILES LAMINADOS SOLDADOS AL MICROPILOTE.

En todo caso será preciso calcular los elementos colocados al micropilote para que soporten la carga que tienen que transferir.

En caso de soluciones micropilotadas de cimentaciones de edificios antiguos, se puede realizar un zunchado perimetral de la cimentación, que recoge las cabezas de los micropilotes, como es el caso que se grafía.

En definitiva, que las soluciones deben ser resueltas según cada caso con el conocimiento de las cargas, la tipología del cimiento y su estado, los distintos estratos que se desarrollan bajo el cimiento y, finalmente, de tener una perspectiva general de lo que se pretende solucionar y fundamentalmente de la lógica constructiva.

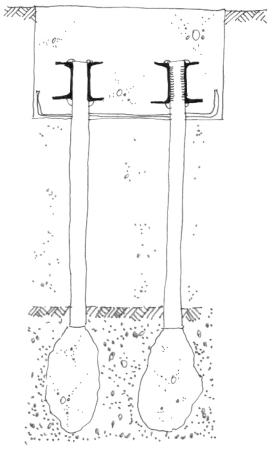


Figura 4.60
Conexión de Micropilotes-Cimentación: Perfiles laminados

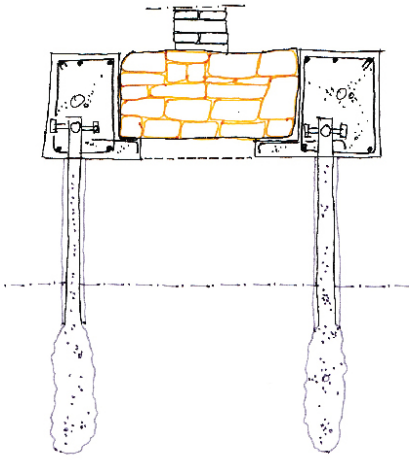


Figura 4.65
Conexión de Micropilotes-Cimentación: Obra antigua.

# 5. Recalces

Cuando se implanta un edificio en un terreno determinado, se produce un equilibrio en la cimentación entre el peso del edificio y la capacidad mecánica que tiene el suelo de contacto. Si este equilibrio desaparece, por las causas que se van a enumerar a continuación, el edificio asienta de nuevo y pueden aparecer nuevas necesidades si existen movimientos diferenciales entre las diversas zonas del mismo.

Como ya se explicó en apartados anteriores, las lesiones aparecen no con los asientos globales, sino por la aparición de asientos diferenciales que son los causantes de las deformaciones estructurales.

Por consiguiente, los recalces son complementos a la cimentación o al terreno para recuperar el equilibrio perdido. Aunque cada recalce es un caso independiente y debe tener su propia solución, se va a intentar recorrer un camino, en algunos casos tipo, para restablecer un sistema de actuación a partir de las experiencias desarrolladas.

## 5.1. Causas determinantes de un recalce

Las causas que determinan el recalce de un edificio se pueden clasificar en cuatro grandes grupos:

**A. Defectos de proyecto.**

- Olvido de alguna sobrecarga de explotación de la estructura como el peso propio de la cimentación, o cualquier otro tipo de sobrecarga de uso, nieve o viento.
- Cimentación insuficiente, capacidad de carga del suelo insuficiente los suelos demasiado cargados.
- Distribución de la carga irregular.
- Excentricidad de cargas a nivel de la cimentación.
- Defectuoso conocimiento del suelo por escasez de reconocimientos previos del terreno, la interpretación de los resultados realizados por el laboratorio.
- No se tiene en consideración los fenómenos de suelos agresivos.
- Cimentación que pueda tener deslizamientos.
- Asientos no tolerados por la estructura por asientos excesivos en suelo flojos o rellenos.
- Defectuosa estimación de defecto de grupo de pilotes flotantes; sin tener en cuenta los esfuerzos laterales por el rozamiento negativo.

- No considera las condiciones del entorno de la estructura proyectada, tales como posibilidad de socavones, arrastre del terreno, descartes, acotamientos, fluctuaciones importantes del nivel freático, procesos de disolución del terreno, etcétera. Todas estas causas mencionadas no deberían existir si se pone el suficiente cuidado y atención en el momento de la redacción del proyecto y, si no se tienen los conocimientos adecuados del suelo, se debería hacer algún tipo de consulta para conocer dicho suelo.

**B. Defectos de ejecución.**

- Olvido de alguna sobrecarga de explotación de la estructura como el peso propio de la cimentación, o cualquier otro tipo de sobrecarga de uso, nieve o viento.
- Lavado del hormigón de la cimentación, por presencia de agua en el momento del hormigonado.
- Cimentación sobre pilote rotos durante el hincado sobre arcillas blandas y que, posteriormente, han sido rehincados. Cimentaciones profundas mal ejecutadas.

**C. Variaciones de las condiciones de contorno.**

- Variaciones de las características del suelo, sobre todo en lo que se refiere al contenido en humedad (debido a cambios del nivel freático, drenajes, bombeo de pozos en obras colindantes, roturas o escapes de conducciones subterráneas, árboles de desarrollo rápido, etc.)
- Alteraciones de las condiciones de equilibrio del suelo, producida por vibraciones o percusiones en las proximidades de la estructura, sobre todo en arenas poco densas.
- Excesiva deformación del suelo debida a excavaciones cercanas para su ejecución de muros, pantallas continuas, etc.
- Alteración general producida por la construcción de edificios colindantes.

**C. Variaciones de las condiciones de contorno.**

En ocasiones, es necesario incrementar la capacidad de carga de la cimentación por causas como:

- Incremento del número de plantas o altura del edificio.
- Cambio de uso y por consiguiente del tipo de sobrecargas de uso
- Cese de la situación de fuerzas que discriminan o disminuían, o contrarrestaban algunas cargas.
- Necesidad de profundizar las cimentaciones para ejecutar sótanos

En definitiva, se ha comprobado que la realización de un recalce puede ser debida a efectos patológicos, cambios de uso o a multitud de consideraciones de sus propietarios.

## 5.2. Necesidad de recalzar

Un edificio es necesario recalzarlo o modificar su estructura cuando se dan uno de los siguientes supuestos:

A. Si su cimentación presenta deficiencias o insuficiencias que ponen en peligro su estabilidad parcial o total.




Figura 5.1 Edificio afectado por un asentamiento de su zona central.

B. Si se acusan asentamientos diferenciales que provocan grietas no estabilizadas e inadmisibles que perjudican su habitabilidad o estética.

C. Si se acusan asentamientos diferenciales que provocan grietas no estabilizadas e inadmisible que perjudican su estabilidad o estética.

D. Si se van a realizar obras en las proximidades o por debajo de su cota de apoyo que puedan alterar las condiciones de equilibrio del conjunto suelo-cimentación.

En ocasiones, ocurren dos o más causas superpuestas que corroboran la necesidad de recalzar. También sucede que con un simple apeo se resuelve el problema, pero para obtener una solución definitiva es preciso recalzar.

## 5.3. Tipo de recalces

En principio, se pueden establecer dos grandes grupos de recalces dependiendo de si el problema planteado se debe a deficiencias o deterioro del propio cimiento o la patología aparecida se debe a eficiencias o disminución de la capacidad portante del terreno.

### 5.3.1. Deficiencias o deterioro del cimiento

Hasta que se generaliza el empleo del hormigón en la ejecución de las zapatas, los edificios se cimentaban, excavando una zanja bajo los muros maestros, que se rellenaban con piedras y cascotes mezclados con una argamasa de cal y arena, lo que se definía a *cal y canto* como argumento de que estaba muy bien fundamentado.

La restitución del cemento deteriorado se puede realizar de diferentes formas:

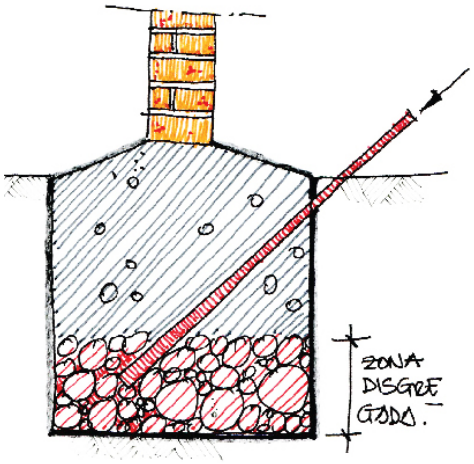



Figura 5.2 Cimiento disgregado.

a) Restitución de las características del cimiento deteriorado, mediante las inyecciones de lechada de mortero de cemento, que rellene los huecos existentes y aglutine los elementos disgregados.

b) En zapatas de hormigón o cantería deterioradas por la falta de acero en las zonas traccionadas, se pueden realizar refuerzos en el cimiento primitivo mediante la introducción de armaduras o bulones inyectados con tensores postensados.

El trabajo se efectúa a través de excavaciones laterales, taladrando horizontalmente la masa del cimento. La introducción de la armadura se realiza con la inyección de morteros expansivos. Para realizar este tipo de recalce no es necesario apear el edificio, como mucho es preciso realizar un atado horizontal para prevenir posibles esfuerzos horizontales.

Asimismo, es conveniente que los elementos metálicos sean galvanizados y de dimensiones mayores a 12 mm. El cálculo de los tensores se efectúa de la misma forma que la armadura de la zapata.

c) Refuerzo por zunchado.
Otra solución para el mismo caso anterior es la realización de un zunchado perimetral, siendo conveniente la existencia o ejecución de conectores entre ambos elementos.

Por otro lado, habida cuenta de que no es necesario descalzar la zapata del apeo, se colocará para evitar la aparición de movimientos horizontales de la estructura. En este caso, lo óptimo sería colocar armaduras postensadas, para evitar un mayor deterioro, mientras la armadura entra en carga.

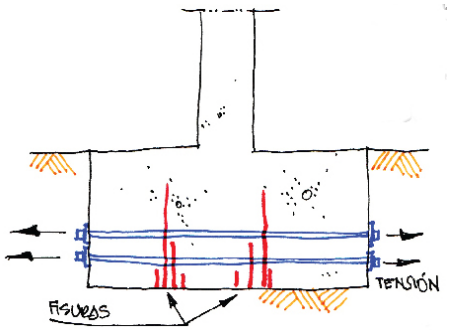



Figura 5.3 Cimientos deteriorados.

d) Demolición del cimiento.
En el caso de que el elemento esté muy alterado y su recuperación sea inviable, será preciso su total demolición. Para ello será necesario apear las cargas para poder proceder a su demolición.

Este caso tan importante es el apeo de la estructura como solución al encuentro del nuevo cimiento con la estructura inicial.

Estos cuatro tipos de recalces tienen como común denominador: mejorar la calidad final del cimiento, restituyendo por alguno de los procedimientos, ya indicados, a sus características iniciales.
Se suelen utilizar de forma combinada. Si el cimiento está en condiciones muy precarias, lo mejor es demolerlo y ejecutar otro nuevo que lo reemplace.

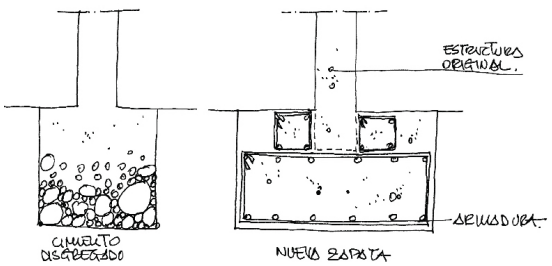



Figura 5.4 Demolición y nueva ejecución

## 5.3.2. Incremento del área de apoyo

En el caso de que mediante una causa externa disminuya la capacidad portante del terreno o, por cargas superiores a las previsiones iniciales, sea necesario disminuir la presión efectiva, se pueden emplear algunas de las técnicas que se exponen a continuación.

### A. ENSANCHE DEL ÁREA DE APOYO

Si la zapata es accesible perimetralmente, se realizará una excavación perimetral hasta la cota de cimentación, empleándose algún procedimiento como el que se expone.

### A1. ENSANCHE CON LLAVES DE UNIÓN Y CONECTORES

Como se ha indicado se hará una excavación perimetral y se colocarán llaves que unan los esfuerzos en un hormigón viejo y otro nuevo.

El hormigón perimetral será zunchado para que dé unidad al recalce. También es muy importante colocar la armadura inferior para armar las zonas de tracciones.

Aunque se exponen dos tipos de soluciones, una con llaves de hormigón excavadas en la zapata antigua y otra, con conectores metálicos, puede haber muchas más soluciones, que por un lado conecten ambos hormigones y, por otro, no se haga excavación inferior, por lo que no será necesario apear el elemento de apoyo.

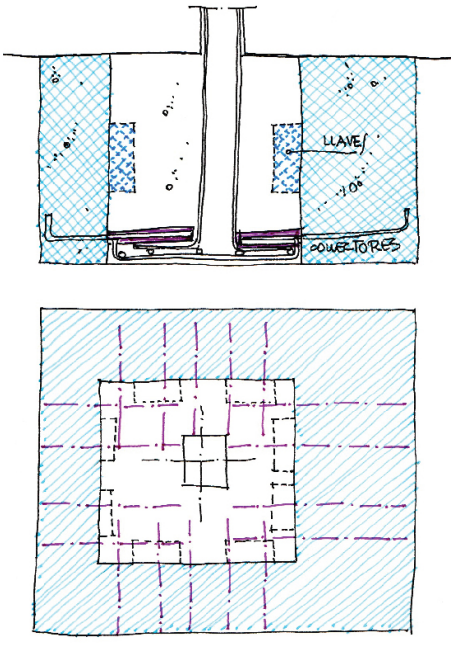



Figura 5.20 Soluciones para el recalce por ensanche de la zapata.

## B. ENSANCHE DEL ÁREA DE APOYO

Mientras que en los casos anteriores no era necesaria la descarga de la cimentación, a lo sumo un atado para evitar desplazamientos laterales, si lo que se quiere es ampliar la base de la cimentación, será necesario descargar completamente la cimentación, para dejar ésta totalmente exenta. Mientras que en las soluciones anteriores había que cuidar la unión de las dos cimentaciones a cortante, en estas soluciones el problema queda resuelto.

Para este caso, como para el anterior, la tensión máxima final transmitida al terreno debe ser menor que 1,2 o 0,9 veces la resistencia a la compresión del suelo, según se trate de zapatas aisladas o corridas.

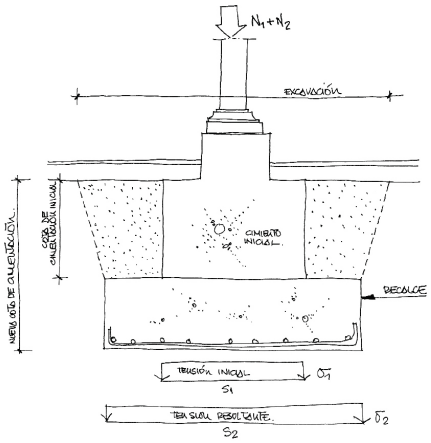



Figura 5.20 Soluciones para el recalce por ensanche de la zapata.

### 5.3.3. Transmisión de cargas a estratos más profundos

En ocasiones una fuga de agua puede reblandecer el terreno que sustenta la cimentación, no siendo recomendable hacer un aumento de la base, sino transmitir la carga a un estrato más profundo. Es decir, lo que se aumenta es el canto de la zapata, ejecutando un pozo de cimentación inferior donde se va apoyar la zapata. No se necesitará ningún tipo de armadura, ni conexiones entre ambos hormigones.En ocasiones una fuga de agua puede reblandecer el terreno que sustenta la cimentación, no siendo recomendable hacer un aumento de la base, sino transmitir la carga a un estrato más profundo. Es decir, lo que se aumenta es el canto de la zapata, ejecutando un pozo de cimentación inferior donde se va apoyar la zapata. No se necesitará ningún tipo de armadura, ni conexiones entre ambos hormigones.

Este tipo de recalce se emplea cuando la cimentación original se apoya en estratos que no pueden soportar las presiones transmitidas, o han sido alterados de forma irreversible, sin sufrir fuertes asientos, que pueden dañar la estructura.

Para este tipo de recalces es necesario realizar un apeo.

**A. PROFUNDIZACIÓN DE LA ZAPATA**
Consiste en excavar debajo de la zapata existente, alargándola posteriormente hasta alcanzar otro estrato más resistente.

Como la transmisión de cargas, el terreno suele ser inferior a 5 kp/cm² el alargamiento de la zapata puede realizarse con hormigón pobre, tipo HM6, o incluso de calidad inferior.

**B. PROFUNDIZACIÓN POR BATACHES**
Cuando el elemento es una zapata corrida, bajo un muro de carga, se puede emplear este método, ejecutando pozos de cimentación por bataches de uno o dos metros de longitud, que consiste en excavar debajo de la zapata existente, alargándola posteriormente hasta alcanzar otro estrato más resistente.

Hay que tener mucho cuidado con este tipo de recalces, aunque sean los más usuales ya que la lentitud de los trabajos puede ocasionar una descompresión del terreno y agrava el peligro de arrastres y sifonamientos. No se debe ejecutar nunca por debajo del nivel freático.

En estos tipos de recalces se puede intentar recuperar parte o todo el asiento existente, mediante la introducción de gatos hidráulicos. El apeo realizado debe transmitir al suelo adyacente en más de un 10% la sobrecarga inicial al recalce, para evitar corrimientos y derrumbes del terreno.

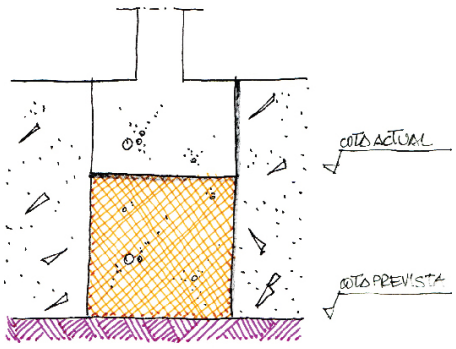



Figura 5.7
Solución de recalce por profundización de la zapata

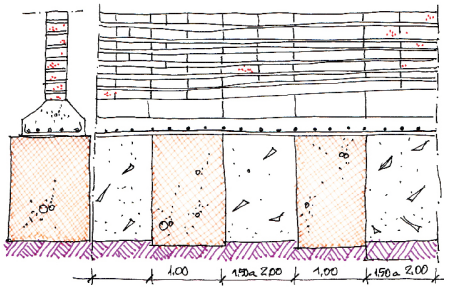



Figura 5.8
Solución de recalce profundo por bataches de la zapata corrida

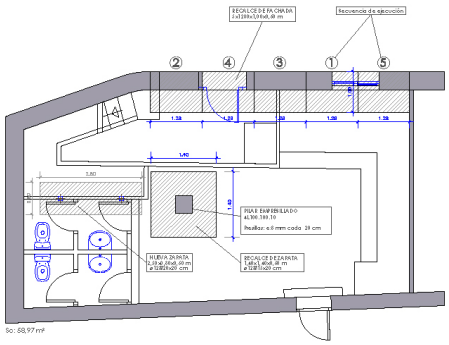


Figura 5.9
Solución de recalce profundo con cinco bataches de la zapata de la fachada

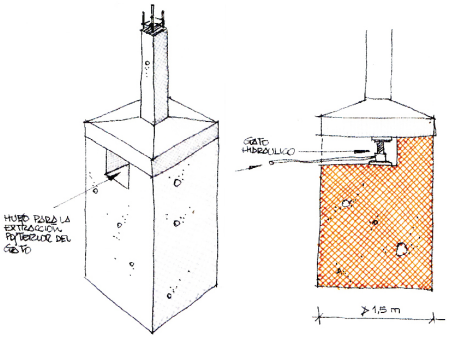



Figura 5.10
Recuperación del asiento

## C. EJECUCIÓN DE PILOTES RODEANDO LA CIMENTACIÓN

Esta técnica consiste en realizar una serie de pilotes en torno a la cimentación primitiva resolviendo, posteriormente, la conexión de los pilotes con la zapata existentes.

Son técnicas difíciles de realizar habida cuenta de que las zapatas no están casi ninguna exentas, por lo que su aplicación está muy restringida, salvo en obras civiles públicas. Su empleo no se suele realizar en edificación, porque se necesita mucho espacio alrededor del elemento sustentante para la maquinaria de perforación. La técnica más empleada es la del micropilote, cuya maquinaria de perforación es más acorde con las obras de cimentación.

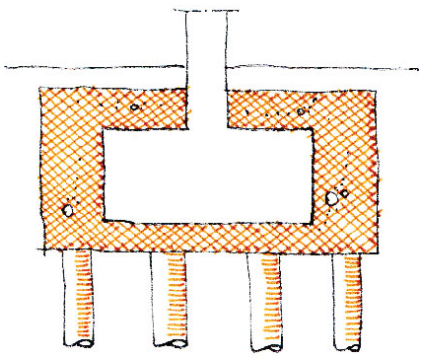


Figura 5.11
Recuperación del asiento

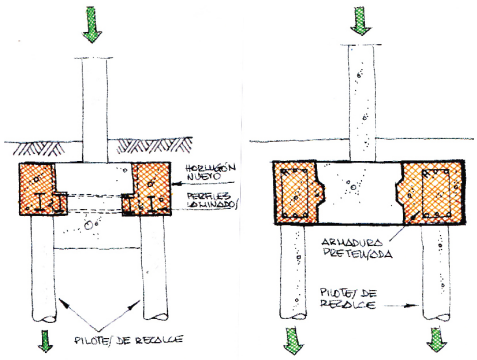



Figura 5.12
Recalce con pilotes perimetrales

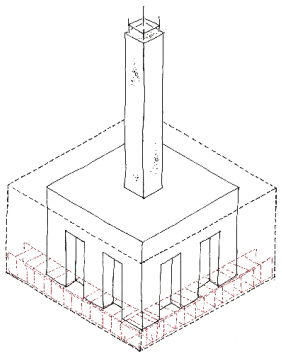


Figura 5.13
Recalce con ampliación de la zapata con llaves y zunchos perimetrales

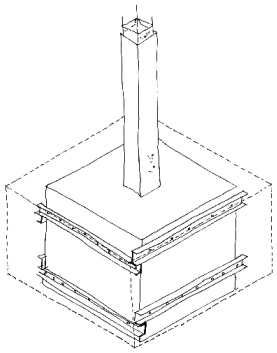


Figura 5.14
Recalce con ampliación de la zapata con conectores de perfil laminados

## D. EJECUCIÓN DE PILOTES ESPECIALES

Otro sistema empleado consiste en introducir un gato hidráulico entre la zapata y un fragmento de pilote. Cuando el gato se expande el pilote se hinca; dejando espacio para introducir un nuevo fragmento de pilote que se conecta al anterior, volviéndose a presionar para repetir la operación. Este sistema es poco utilizado en España, aunque sea indicado para terrenos sueltos por debajo del nivel freático. Se ha utilizado mucho durante la construcción del metro de New York.
La técnica de ejecución es la siguiente:

1. Se apea la estructura para poderla descalzar.
2. Se excava alrededor de la misma, dejando una profundidad necesaria para poder trabajar debajo. En esta fase del trabajo se tomarán las precauciones oportunas como la entibación del terreno.
3. Se introduce el primer tramo de pilote, colocándole una cabeza para no estropear las roscas.
4. Entre la cabeza del pilote y la base de la cimentación a recalzar se una serie de gatos hidráulicos.
5. Al introducir presión en los gatos, estos se expanden, hincando el pilote en el terreno.
6. Posteriormente, se retiran los gatos y se introduce un nuevo tramo de pilote, procediéndose de la misma forma.
7. Una vez alcanzada la profundidad requerida, se introduce un soporte y se hormigona entre la base de la zapata y el pilote.

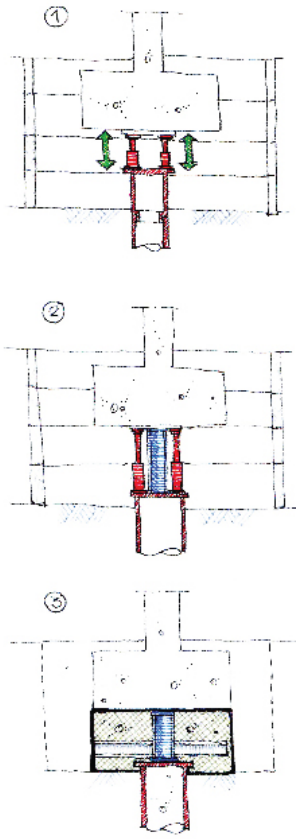



Figura 5.15
Recalce con pilotes especiales

## E. RECALCE CON MICROPILOTES

El recalce con la técnica de micropilotes es uno de los sistemas más utilizados en la actualidad, ya que no necesita apear la estructura, proporcionando una solución homogénea de gran calidad.

La técnica consiste en introducir unos pilotes de diámetro muy pequeño (<Ø350 mm), tanto verticales como inclinados, que atraviesan la cimentación existente, perturbándola muy poco.

Las máquinas que se emplean para la perforación son pequeñas y poco peso (<1T) y pueden trabajar en espacios muy reducidos. Tienen poco gálibo (<3,0 m) y se pueden acercar a 30 cm de los elementos estructurales.

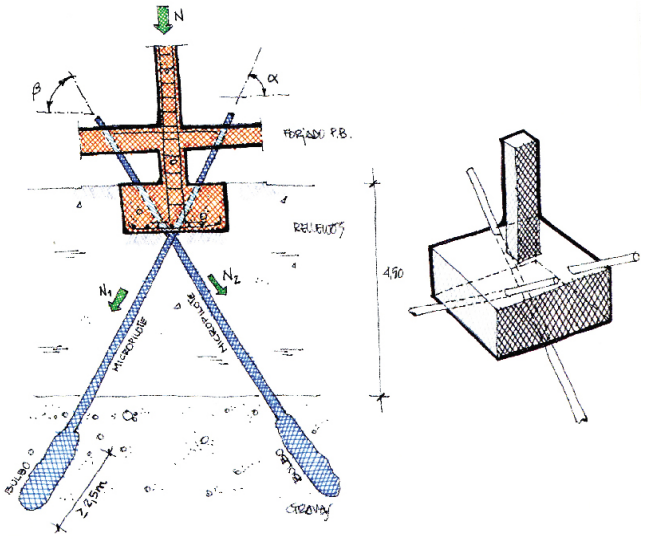



Figura 5.16 Recalce con micropilotes

Su armadura suele estar constituida por un tubo de acero de alto límite elástico. En lugar de hormigón, se utiliza una lechada de mortero de cemento para su relleno. Lo que permite restituir la posible descompresión del terreno.

Las inyecciones se realizan de abajo a arriba desalojando, de esta forma, por su cabeza el agua procedente de su perforación y los residuos terrosos. En el tramo más inferior se realiza con altas presiones, lo que permite realizar un bulbo de anclaje en el extremo inferior más firme.

Como encepado se suele utilizar la propia cimentación recalzada, realizándose la unión simplemente por adherencia en la mayoría de los casos.

Los parámetros más usuales son Ø120 mm, Ø150 mm y Ø200 mm de acero ST37, utilizado como camisa perdida. Tanto el exterior como el interior se rellena con una lechada de mortero de cemento con una dosificación 1:1, mezclada con bentonita, para evitar decantaciones de los sólidos.

La empresa que realice el recalce de un edificio mediante micropilotaje debe ser especializada con personal altamente cualificado. Unas empresas trabajan a altas presiones y otras a bajas presiones. El procedimiento utilizado por las primeras destruye el terreno, por lo que durante el proceso inmediatamente posterior al de la inyección, y antes del fraguado de la lechada se pueden producir fuertes asentamientos del edificio.

No conviene realizar más de un micropilote al día por zapata.

Se puede considerar que, según tipo de tubo y armadura empleada, la carga transmitida puede oscilar entre 10 y 20 T.

Por último, hay que indicar que el número mínimo de micropilotes por zapata no debe ser nunca inferior a tres, a no ser que se controle el posible giro con eje, uniendo los puntos de apoyo de los micropilotes, y esté controlado mediante un zuncho de atado de las zapatas.

## F. ESTABILIDAD A PANDEO DE UN MICROPILOTE

A la hora de calcular un micropilote es muy importante calcular la estabilidad a pandeo del mismo, considerando como longitud del micropilote la zona del fuste de sección constante.

La carga crítica de un micropilote cargado axialmente y vinculado lateralmente a un medio elástico, viene determinadas por la expresión:

$$m^2 + \frac{\beta L^4}{m^2 \pi^4 EI}$$

$$P_k = \frac{\pi^2}{L^2}$$

Donde:

$P_k$ Carga crítica (kp).
E Módulo de Elasticidad (kp/cm²)
I Momento de Inercia ($cm^4$)
L Longitud del fuste (cm).
β Coeficiente vinculado al rozamiento y rigidez de los extremos (empotrado-empotrado: β=1).

m Número entero de semiondas de la deformada sinusoidal originada por la carga en punta.

Si se considera λ=L/m es decir que λ es el valor de la semilongitud de onda y se sustituye en la ecuación anterior se obtiene el valor de la carga crítica, según la siguiente expresión:

$$\frac{1}{\lambda^2} + \frac{\beta \cdot \lambda^2}{m^2 \pi^4 EI}$$

$$P_k = \pi^2 EI$$

El valor de la carga crítica se puede obtener dando valores a λ que se obtiene de dividir L por valores enteros o bien calculando Pk en función de λ.
Si se deriva la expresión anterior respecto de λ, se puede expresar que:

$$\frac{dP_k}{d\lambda} = 0 = \frac{-2}{\lambda^3} + \frac{2\lambda\beta}{\pi^4 EI}\lambda^4 \frac{\beta}{\pi^4 EI} = 1$$

De donde se obtiene que:

$$\lambda = \pi \sqrt[4]{\frac{EI}{\beta}}$$

Sustituyendo este valor, en la expresión anterior de la carga crítica, se obtiene que:

$$\acute{P}_k = 2\sqrt{\beta EI}$$

En esta expresión se cumple que:

Para β=0 $P_k=0$
Para β≠0 $P_{kLimL\to\infty}=0$

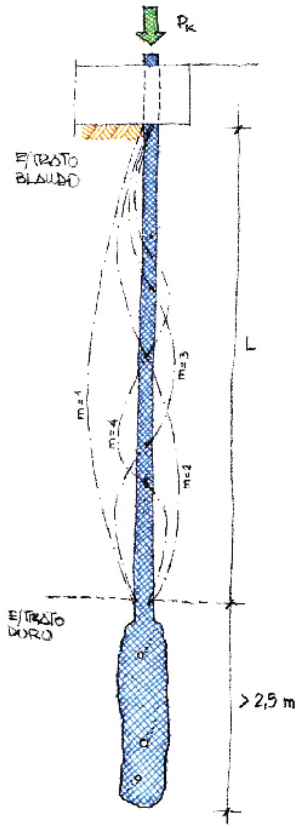



Figura 5.17
Pandeo del micropilote

Por otro lado, si se considera que:

$$\mu = \frac{\acute{P}_k}{P_k}; v = \frac{\lambda}{\acute{\lambda}}; \acute{P}_k = 2\sqrt{\beta EI}; \acute{\lambda} = \pi \sqrt[4]{\frac{EI}{\beta}}$$

Se obtiene que:

$$\mu = \frac{1}{2}(v^{\frac{1}{2}} + v^2)$$

Ecuación cuya gráfica es la siguiente:

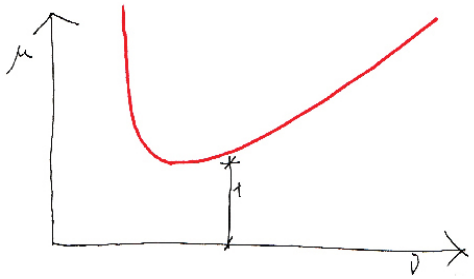



Figura 5.18 Valores de μ en función de u.

En la práctica se procede de la forma siguiente:

1. Se obtiene el valor mínimo de

   $\acute{P}_k$ **a partir de:** $\acute{P}_k = 2\sqrt{\beta EI}$

2. Se calcula el valor de la semionda:

$$\acute{\lambda} = \pi \sqrt[4]{\frac{EI}{\beta}}$$

3. Se obtiene el número de semiondas:

$$\acute{m} = \frac{L}{\acute{\lambda}}$$

4. Se toma el entero mayor y menor de

   $\acute{m}$ **de forma que** $m_1 < \acute{m} < m_2$

5. Se calculan los valores:

$$v_1 = \frac{\acute{m}}{m_1}; v_2 = \frac{\acute{m}}{m_2}$$

6. Conocidos v1 y v2 se obtienen los valores µ1 y µ2 a partir de la expresión:

$$\mu = \frac{1}{2}(v^{\frac{1}{2}} + v^2)$$

7. Se toma el valor de µ1 y µ2 calculando

$$\acute{P}_k \quad \mathbf{Pk} = \mu \acute{P}_k$$

8. La carga máxima admisible será:

$$P_{Adm.} = \frac{P_k}{\gamma}$$

Donde g es el coeficiente de seguridad que se toma con el valor de 2,5.

NOTA: El momento de Inercia de una sección circular es:

$$I = \frac{\pi d^4}{64}$$

### 5.3.4. Mejora y consolidación del terreno

La cimentación de un edificio está permanentemente en equilibrio con el terreno. Por ello, cuando aparece una patología que rompe este equilibrio, se debe analizar bien desde el propio terreno o desde la cimentación.

Si el edificio es reciente, la pérdida del equilibrio inicial hay que buscarla en la inadecuación de la cimentación diseñada. La solución debe actuar adecuando o complementando la cimentación construida.

En cambio, si el edificio es antiguo y la patología aparece cuando éste lleva años de servicio, la causa se debe buscar en la aparición de un agente externo que está provocando la rotura del equilibrio inicial.

Como dice el artículo 8 del DB-SE-C del CTE, hay que tomar en consideración una serie de factores para utilizar el más adecuado a la hora de hacer un recalce.

Estos factores son los siguientes:

- Espesor y propiedades del suelo a mejorar.
- Presiones intersticiales de los diferentes estratos.
- Modificaciones del nivel freático.
- Deformaciones previsibles
- Efectos en el entorno
- La degradación de los materiales

También hay que tener en cuenta que la mejora del terreno se debe realizar con el edificio construido, por lo que muchas de las técnicas que se indican no son compatibles con un recalce.
Las técnicas a emplear son las siguientes:

- Compactación
- Precarga y drenaje.
- Modificaciones del nivel freático.
- Vibrocompactación
- *Jet Grouting*
- Inyecciones

**A. COMPACTACIÓN**
Mediante la compactación del terreno se consigue una mejora de las propiedades físico-mecánicas del mismo. Se emplean técnicas diferentes con aporte de zahorras o sin su aporte. La maquinaria que se emplea es pesada: compactadores de rodillos, neumáticos o pata de cabra, así como máquinas vibratorias. A excepción de la compactación superficial, ésta técnica consiste en eliminar el terreno o relleno inadecuado, verter unas zahorras en capas de pocos centímetros (<30 cm), modificar la humedad del suelo y compactar al 98% del ensayo proctor modificado.

A no ser en casos excepcionales, es una técnica que no se puede emplear para la mejora del terreno en edificios ya construidos.

**B. COLUMNAS DE GRAVA**
Se trata de ejecutar un pozo como si fuera un pilote y llenarlo de grava. Realizando cuatro columnas, se puede tener la base de una zapata como si estuviese apoyada en cuatro pilotes. Esta técnica no se suele emplear para realizar recalces habida cuenta que es difícil ejecutar con edificios ya construidos.

## C. VIBROCOMPACTACIÓN

La vibrocompactación es una técnica que se emplea para compactar suelos sin cohesión, muy flojos, como las escorias. La técnica consiste en hincar el vibrador debido al peso propio, vibración e inyección de agua. El terreno no se sustituye. La compactación se realizará por pasada sucesivas de abajo arriba, compactando un cilindro de los cinco metros de diámetro. Posteriormente, es necesario aportar terreno o zahorras para compensar el cono de hundimiento, generado por el vibrador.

La vibrocompactación podría utilizarse para compactar terrenos granulares muy disgregados, bajo zapatas. Para su utilización sería necesario realizar un fuerte apeo de la zona de influencia.

## D. JET GROUTING

Esta técnica consiste en la formación de columnas pseudocilíndricas de suelo-cemento de diámetros variables, entre 0,5 – 3,5 m de diámetro, con tensiones de hasta 200kp/cm$^2$.

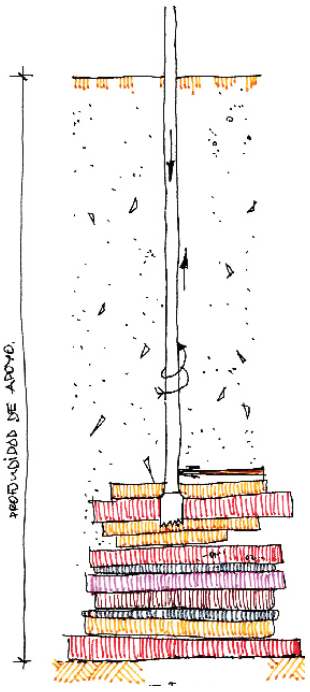



Figura 5.19
Jet Grouting

Puede funcionar como apoyo en mejoras del suelo y como mejora del terreno en recalces. Se ejecutarán en dos fases: la primera es la perforación hasta la cota necesaria; la segunda la inyección del fluido y la recuperación de la tubería de forma simultánea. El propio tubo lleva varios taladros, de forma que cuando se ha realizado la perforación se introduce una lechada de cemento altas presiones, mayor de 500 bares, que rompe el terreno, mezclándose la lechada con el terreno. Simultáneamente, se va subiendo el tubo y se va rotando, formando una especie de hélice que va desde el estrato de apoyo hasta la base de la cimentación. Este movimiento produce un efecto cilíndrico, con una resistencia de hasta 200 kp/cm$^2$.

Como material aglutinador se utiliza lechada de cemento con bentonita u otro tipo de material compuesto por mezclas químicas. La presión de la inyección, así como la velocidad de ascenso y giro, producen columnas de mayor o menor densidad de consolidación. Los *Jet Grouting* se pueden emplear de forma aislada, como apoyo de un recalce en hilera tangente, para la contención de laderas ancladas o sin anclar. La calidad de la mezcla de cemento-bentonita-terreno depende de las necesidades reales, realizando columnas más o menos resistentes o, simplemente, mejorando el suelo en cilindros de 3,5 m de diámetro.

Según el tipo de terreno y la presión con la que se quiere operar, la estimación de cemento necesario se puede obtener la nueva tensión del terreno según se aprecia en el cuadro siguiente:

EJEMPLO.
Si se quiere obtener un suelo consolidado de 25 kp/cm$^2$. En una arcilla limosa, sería necesario realizar una mezcla de cemento 175 kg/m$^3$ y bentonita.

## E. INYECCIONES

Este apartado contempla las inyecciones de fluidos que endurecen o mejoran el terreno. A diferencia de lo anterior no rompen el terreno, sino que lo precipitan o confinan para mejorar su capacidad mecánica.

### E1.- SILICATACIÓN

El método consiste en inyectar soluciones químicas que dan mayor dureza al terreno, aumentando su resistencia. Hay diversos procedimientos y dependen del autor que los propone, aunque el procedimiento es similar. A continuación, y a modo de ejemplo, se exponen algunos de estos métodos:

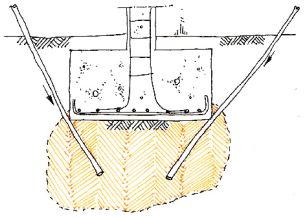


Figura 5.20
Silicatación

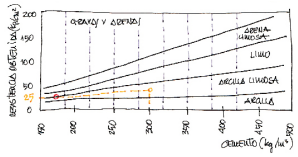


Figura 5.21
Tendición del terreno

### F1A.- PROCEDIMIENTO JOOTEN

El ingeniero berlinés propone perforar el terreno con tubos puntiagudos de Ø25 cm hasta la profundidad necesarias. Se sitúan a distancias entre 0,75 a 1,00 m inyectándose, posteriormente, a una presión de hasta 100 atmósferas, dos componentes: una primera inyección de silicato sódico y una segunda inyección de un ácido que reacciona con la primera produciéndose la solicitación del terreno.

Los terrenos solidificados pueden alcanzar resistencias de hasta 100 kp (cm$^2$. No obstante, como el proceso no se detiene, se ha comprobado que 28 días después la solidificación era completa y seis meses después puede duplicar su resistencia inicial.

### E2.- PROCEDIMIENTO GAYARD

Este procedimiento es similar al propuesto con anterioridad, solo se diferencia en las mezclas a inyectar, que son las siguientes:

PRIMERA INYECCIÓN
Solución de silicato alcalino comercial diluido 1:9 en agua.
SEGUNDA YECCIÓN
Bicarbonato de sodio o potasio al 3,15%.
Cloruro sódico (15%).
Hipoclorito sódico o potásico (del 0,3 al 1%).
(Nota: Los porcentajes se refieren al peso del silicato empleado)

## E3.- PROCEDIMIENTO FRANÇOIS

Este procedimiento propone la inyección simultánea, mediante dos tubos colindantes o cercanos: por unos se inyecta soluciones de silicato y por el otro una sal ácida (sulfato de alúmina).

## F.ARCILLAS EXPANSIVAS

Las arcillas expansivas pueden estabilizarse con inyecciones de cal o cemento que, añadidos al suelo, reducen la plasticidad potencial de hinchamiento. De cal se añade entre un 2 a 4% del peso del suelo y se añade algo más de cementos. Se realizan taladros de Ø50 mm y entre 4 a 6 m de profundidad, tratando la zona de terreno que puede afectar a la cimentación del edificio que se recalza.

## G. ATAQUES POR SULFATOS

Es frecuente la existencia de sulfatos solubles de sodio, potasio, calcio o magnesio, quedando el ion so4- libre, que tiende a combinarse con el silicato cálcico y el aluminato cálcico hidratado que componen el cemento, formando etringita. Con el hidróxido cálcico se forma yeso. Ambas reacciones químicas producen expansiones muy fuertes, produciéndose patología de los elementos de sustentación, similares a los que se producen por las arcillas expansivas. Además, las reacciones del ion sulfato con el cemento ocasionan erosión, disgregación y destrucción del hormigón, con las graves consecuencias que ello acarrea.

La solución a los problemas, que provienen de ataques de sulfatos, se puede afrontar de la forma siguiente:

a. Se extrae un testigo de la zapata, para comprobar el estado de disgregación de la misma.

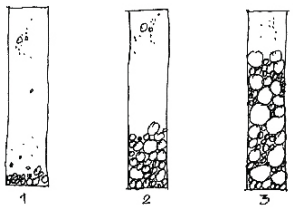



Figura 5.22
Testigos de una zapata.

b. En el primer caso, en el que se observa el comienzo de la disgregación del de la cimentación, se puede actuar químicamente tal y como se indicó en alguno de los procedimientos anteriores, inyectando una disolución de bicarbonato sódico que neutraliza el ion sulfato libre, que es el que ataca al hormigón.

c. En el caso segundo, donde se observa un ataque al canto del hormigón inferior al 20%, el problema se puede solucionar, inyectando una lechada de cemento sulforresistente y bentonita en la base de la cimentación.

d. En el tercer caso, debe sustituirse el elemento afectado, es decir su demolición y sustitución por otro similar. Se deberá prever un apeo total del elemento.

## H. INYECCIONES ARMADAS DE LECHADA DE CEMENTO

En la mayoría de las ocasiones el problema que se plantea no es químico, sino mecánico. El problema aparece cuando se plantea una cimentación asentada en un terreno flojo que, además, es muy afectado ante la presencia de agua, como las roturas de las redes municipales de agua potable o de saneamiento.

En estos casos la transmisión de cargas a otros estratos inferiores no es suficiente, ya que la ejecución de micropilotes debe de ser apoyados lateralmente para evitar el pandeo.

Este tipo de inyecciones se pueden dividir de dos formas: Inyecciones libres o armadas con tubo-manguito.

### H1.- INYECCIONES LIBRES

El método consiste en la ejecución de un micropilote convencional, realizando una perforación a un estrato resistente. Posteriormente, se introduce un tubo de acero de Ø120 o Ø150 mm de acero ST37. El tubo va libre en su extremo inferior y perforado cada 50 cm de cuatro taladros de Ø10 o Ø12 mm. Una vez colocado el tubo en su posición definitiva se introduce el cilindro de inyección hasta el fondo, solo o con el obturador superior, inyectándose una mezcla de bentonita-cemento a presión de 50 a 500 bares, produciéndose una gran bola de apoyo de uno o dos metros cúbicos de anclaje inferior.

Posteriormente, se completa el cilindro de inyección con los dos obturadores, superior e inferior, posicionándolo a la altura de cada grupo de taladros e inyectando la bentonita cemento de dos maneras: bien con una cantidad y presión preestablecida o con cantidades suficientes hasta alcanzar una determinada presión determinada previamente.

Si lo que se quiere evitar es el pandeo del micropilote con inyecciones de 100 a 200 l por perforación será suficiente. Además, como el cilindro de inyección lleva un doble obturador, siempre va limpiando el interior, por lo que las inyecciones se pueden repetir inyectando a diferentes presiones.

Finalmente, se quita el obturador inferior y se inyecta de abajo arriba rellenando totalmente el tubo de acero.

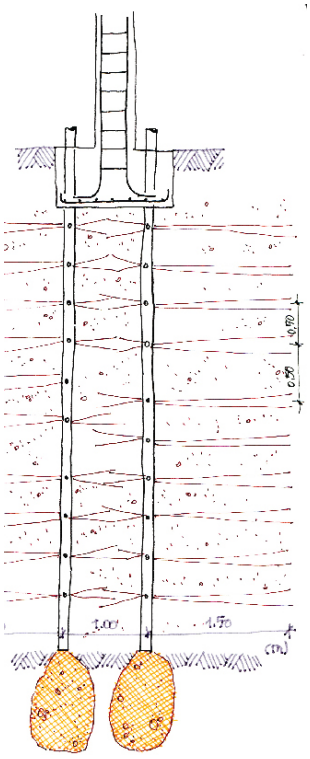


Figura 5.23
Inyecciones armadas

Un tubo de acero de estas características puede soportar una carga de:

$$P = \frac{3,14 \cdot 6^2 cm^2 \cdot 250 kp/cm^2}{1,5} = 18.850 kp \cong 20T$$

Con este sistema se puede recalzar una cimentación y, simultáneamente, mejorar el suelo existente bajo la misma. Ahora bien, si lo que se pretende es evitar el pandeo de los micropilotes, no sería necesario realizar perforaciones cada 50 cm, con situar una, dos o tres perforaciones sería suficiente para apoyar lateralmente los micropilotes. Asimismo, el coste de la ejecución se reduciría notablemente.

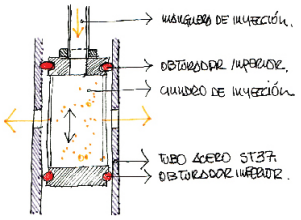



Figura 5.24
Obturador de las nyecciones armadas

Los puntos de apoyo dependerían de la longitud del micropilote y de la carga crítica que se quiera establecer, de acuerdo al apartado anterior.

## H2.- INYECCIONES ARMADAS CON TUBO-MANGUITO

Mientras que en el apartado anterior se describe el método de las inyecciones libres, se puede establecer un sistema parecido o una variante del sistema anterior que se denomina Inyecciones con Tubo-Manguito.

El sistema consiste en colocar delante de cada perforación del tubo dos anillos de acero que sujetan un tubo de goma o Neopreno que evita, como en el caso anterior, la salida perpendicular de la inyección, y que forma superficies cóncavas de diferentes curvaturas según la presión preestablecida a la que se inyecta. El tubo-manguito se coloca entre dos aros metálicos para evitar su desplazamiento a la hora de introducir el tubo en la perforación.

Una vez posicionado el obturador de inyección, se introducen 110-120 l/taladro en una primera fase, obteniéndose unas superficies de lechada más o menos regladas que salen en las cuatro direcciones, según la situación de los taladros realizados en el tub.

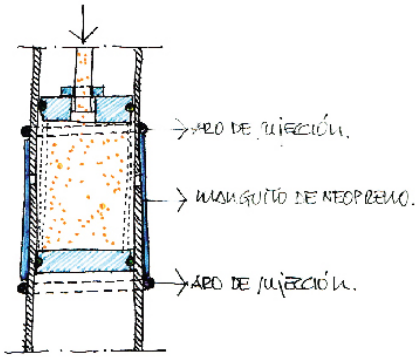



Figura 5.25
Obturador de las inyecciones con tubomanguitos.

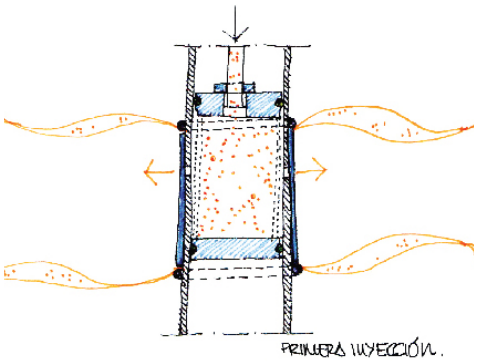



Figura 5.26
Primera obturación

El procedimiento se va realizando en cada uno de los manguitos, de forma que no se realicen más de una inyección por zapata y día, en cada una de las perforaciones establecidas de un micropilote.

Terminada una primera fase, se reitera el procedimiento en una segunda fase de inyecciones. Como el mortero de la lechada primera se ha endurecido, la presión de la segunda fase deberá ser mucho mayor para romper la zona de las perforaciones ya endurecida, lo que provoca que la lechada salga más vertical que la primera, formando una serie de celdillas que confinan el terreno.

Con el procedimiento descrito se van realizando una serie de fases de inyecciones que se van sucediendo hasta que el suelo adquiere la consistencia suficiente, lo que se conoce por la presión que es necesario ejercer por cada taladro.

Al igual que en casos anteriores, el paso del cilindro de inyección a través del tubo hace que éste esté siempre limpio interiormente, por lo que el número de inyecciones por grupo de taladros puede realizarse tantas veces como sea necesario para alcanzar las presiones necesarias para consolidar el suelo.

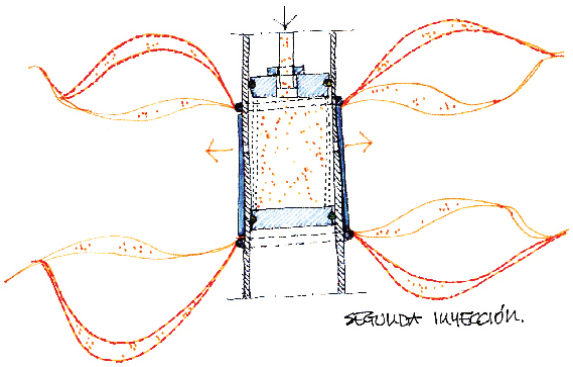



Figura 5.27 Segunda inyección

El procedimiento se fundamenta en la rotura hidráulica del terreno que depende exclusivamente de su resistencia inicial y no de su textura.

Como se ha indicado, el procedimiento se realiza de forma escalonada, por lo que permite el tratamiento con mezclas de bentonita-cemento en suelos cuya textura impediría su impregnación. La rotura hidráulica se produce con volúmenes de lechada aplicado a través de puntos de inyección, protegidos por tubos de goma, dispuestos en tubos de acero con separación no superior a los 50 cm entre los puntos de inyección consecutivos en el mismo tubo.

Estos puntos de inyección permiten la repetición del tratamiento, cuantas veces sean necesarias. Después de haber fraguado, las inyecciones anteriores, así como la dosificación de cada fase y el volumen y caudal deseado, lo que permite un control muy preciso de las deformaciones inducidas en el estrato del suelo tratado.

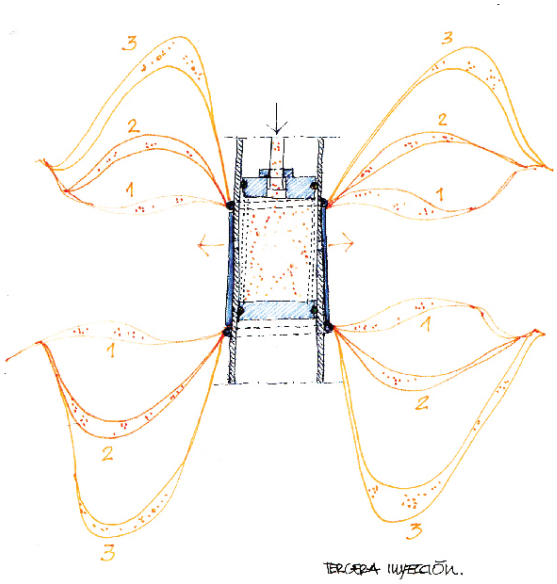



Figura 5.28 Tercer a inyección.

La regulación del caudal tratado está forzada por la rotura del terreno, lo que permite presiones estáticas de forma crecientes, hasta la última que cierra el manguito y que se fija según la profundidad. Estas presiones cerrarán las células del terreno de dimensiones centimétricas, comprendidas entre lenguas de lechada.

El resultado de todo el proceso consiste en la inclusión, en el terreno, de un esqueleto de lenguas de lechada de cemento-bentonita endurecidas con una resistencia de unos 20 kp/cm2 a los veintiocho días.

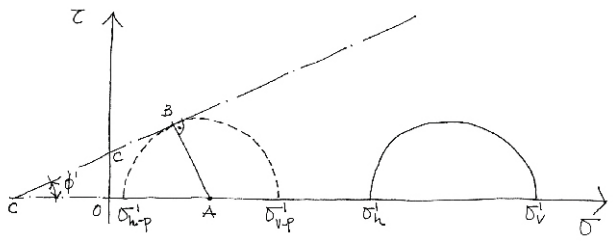



Figura 5.29 Círculo de Mohr.

Para estimar los parámetros mecánicos del terreno inyectado a presión, Santos y Cuellar[1] proponen la siguiente demostración, según el círculo de Mohr, donde se supone un estado tensional del terreno de dimensiones efectivas, horizontal y vertical ($s_h$', $s_v$'). La condición de rotura para una presión hidrostática P ocurre cuando el en círculo de tensiones, trasladado –P, es tangente a la envolvente de la resistencia, lo que supone corresponde a parámetros efectivos de cohesión C' y de ángulo de rozamiento interno ϕ'. De la condición de tangencia del círculo trasladado se deduce:

$$AB = AC \cdot sen\phi'$$

$$AB = \frac{\sigma'_v - P - \sigma'_h + P}{2} = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2}$$

$$AC = OC + OA = \frac{C'}{\mathrm{tg}\varphi'} + \frac{\sigma'_v - P - \sigma'_h + P}{2} = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2}$$

De donde se obtiene que:

$$cos\varphi' + \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} \cdot sen\varphi' \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} = P \cdot sen\varphi'$$

Simplificando y considerando σ'v = σ'h
*C'cos*ρ' + σ'$_v$ *sen*ρ' = *Psen*ρ'

Dividiendo por cosρ'
**C' = (P–σ'$_v$tgρ'**

Si se toma como valor de P-σ'$_v$ = 5kp/cm$^2$ para un ángulo de rozamiento ρ' = 30° el valor de la cohesión C'=2,88 kp/cm$^2$.

Si se parte de un ensayo de resistencia a la compresión simple, no drenado, hubiera proporcionado mayor valor de cohesión y menor ángulo de rozamiento interno.

$$S_u = \frac{C'}{\mathrm{tg}\varphi'} = \frac{2,88}{0,58} = 5kp/cm^2$$

Con estos valores obtenidos, el corte vertical queda garantizado (F>2) para empujes horizontales, en condiciones de reposo, por parte del terreno y construcciones circundantes (σ = k$_o$σ'$_v$).

Se tienen multitud de experiencias de asientos de terrenos antes y posteriormente al tratamiento con inyecciones armadas, reduciéndose los asientos el 25 % previsto inicialmente. Este tipo de mejora y consolidación del terreno se realiza con un fuerte control de la ejecución que comprende:Se tienen multitud de experiencias de asientos de terrenos antes y posteriormente al tratamiento con inyecciones armadas, reduciéndose los asientos el 25 % previsto inicialmente. Este tipo de mejora y consolidación del terreno se realiza con un fuerte control de la ejecución que comprende:

- Seguimiento de las inyecciones realizadas en cada uno de los taladros de cada tubo
- Seguimiento de los movimientos afectados de los distintos elementos estructurales.

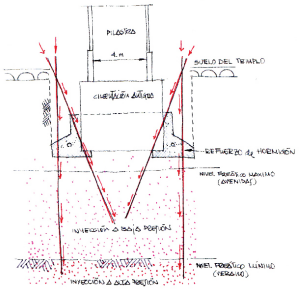


Figura 5.30
Forma y situación de las inyecciones.

Si bien es un proceso es complejo de realizar para lo que se necesita una empresa especializada, tiene la ventaja de su fácil ejecución y control. Tiene el inconveniente de que en interiores se destruye todos los acabados de las viviendas.
Este procedimiento solo está justificado si lo que se rellena u hormigona es parte del estrato blando, antes de llegar a un estrato forme.
Además, es más económico que el de silicatación del terreno y es ideal para suelo granulares. Los tubos de inyección varían de Ø40 a Ø150 mm, según el caso y la presión puede alcanzar valores superiores a los 150 kp/cm2.

Los materiales pueden ser morteros fluidos de cemento y arena de dosificación 1:4 y lechada de cemento agua 1:7, según el tipo de granulometría del terreno. Se debe empezar por inyecciones de mortero de cemento, en varias fases, esperando el fraguado de la fase anterior. Posteriormente, se inyecta la lechada de cemento, que va introduciéndose por los intersticios más pequeños. Cuando se inyecta lechadas de cemento y agua es conveniente añadir bentonita para evitar la disgregación del cemento y que queden zonas sin cemento. Hay que tener en cuenta que si se inyecta en terrenos yesíferos se debe emplear cementos sulforresistentes y/o lechada de arena y cal.

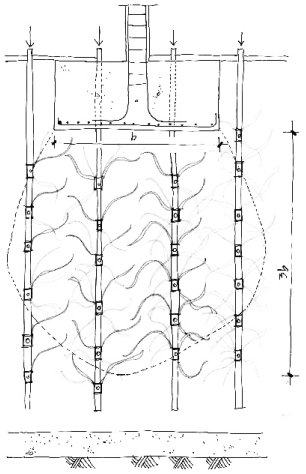


Figura 5.31
Mejora del suelo en la zona del bulbo de presiones de una zapata.

En conjunto, cuando se inyecta bentonita-cemento se produce unas finas láminas de mortero que confinan el terreno en una serie de celdillas que hace aumentar considerablemente su capacidad portante, mejorando así un suelo deficiente. La profundidad de inyección debe ser superior a tres veces el ancho de la zapata más grande.

I. OTRO TIPO DE INYECCIONESA.
Cuando se producen problemas en cimentaciones profundas, como la discontinuidad de un pilotaje o la falta de resistencia del suelo en punta, se puede emplear la técnica descrita para aumentar la resistencia del terreno en la punta del pilote o inyectando una zona discontinua de un pilote, durante la ejecución del mismo. Se perfora el pilote por su centro y se detecta de esta forma la zona discontinua, donde se inyecta una lechada de hormigón fluido que une las dos partes del pilote afectado, recomponiendo el mismo, para que pueda dar servicio convenientemente.

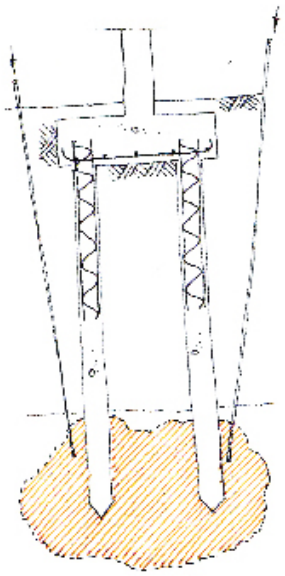


Figura 5.32
Forma y situación de las inyecciones.

Hay que tener en cuenta la sobrecarga que se inyecta, que puede ser contraproducente, ya que el peso propio del hormigón vertido puede arrastrar el hormigón, produciéndose asentamientos importantes que pueden perjudicar más que el propio estado inicial.

Lo acertado en estos casos es sopesar el agrandamiento de la cabeza de compresión. Es preciso reflexionar que un metro cúbico inyectado suele ser 2.500 kg de peso que si adhiere a la cabeza del pilote es una sobrecarga más que hay que cuantificar para calcular si el estado final puede estar en equilibrio y si el nuevo asiento inducido puede ser aceptable o no se puede admitir. Este método fue empleado en la Basílica del Pilar de Zaragoza en 1933, ante el lavado del terreno debido a las avenidas de agua del río Ebro, que pueden tener fluctuaciones del nivel del agua de hasta 6,00 m, con sus correspondientes fluctuaciones del nivel freático. Estas fluctuaciones van lavando el terreno, haciendo migrar los finos a otras zonas y dejando las gravas limpias. Esta pérdida de material provoca asentamientos de las cimentaciones que se apoyan en estos terrenos, por lo que, una vez detectado el problema, es preciso actuar lo antes posible.

### 5.3.5. Recalces especiales

Aunque cada actuación es siempre un tipo recalce diferente, es preciso indicar otros tipos de recalces más inusuales, como los que se describen a continuación:

## 5.3.5.A.RECALCES LATERALES

Una cimentación superficial distorsiona el terreno subyacente mediante un bulbo de presiones en una profundidad tres veces el ancho de la zapata (3B). Esta distorsión o compresión tiene como consecuencia el desplazamiento vertical y horizontal de las distintas partículas que configuran dicho suelo.

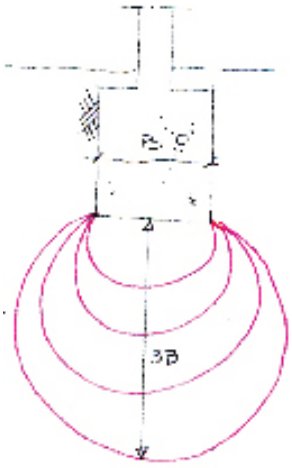



Figura 5.33
Forma y situación de las inyecciones.

Mediante la construcción de muros pantalla que superen esta profundidad, se podrá evitar el desplazamiento horizontal del suelo, al confinarlo entre dos muros pantalla.

Este muro pantalla puede realizar con una serie de micropilotes en hilera que soportan el terreno, confinándolo a un área determinada. De esta forma el asiento tenderá rápidamente a su equilibrio. Es un procedimiento empleado en grandes zapatas o losas de cimentación. Se puede superponer con inyecciones inferiores en cimentaciones de grandes edificios históricos. Es un recalce de costo elevado, pero necesario en determinados casos.

## 5.3.5.B.RECALCES CON ANCLAJES

En ocasiones es necesario realizar unos anclajes a tracción para contener determinados elementos estructurales que pueden contener empujes o deslizamientos. Como puede ser el caso del deslizamiento de una ladera, que se puede equilibrar mediante la ejecución de un muro pantalla y unos micropilotes pasivos (solo ejecutados), o posteriormente tensados, para evitar posibles deslizamientos del terreno.

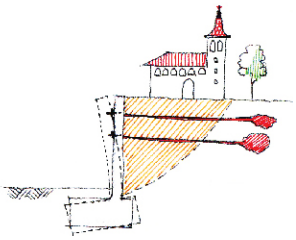


Figura 5.34
Forma y situación de las inyecciones.

En este tipo de recalces o anclajes es preciso comprobar los siguientes extremos:

A) Que la longitud de anclaje supera la zona afectada.
B) Que el bulbo de anclaje, conseguido por la inyección de muy fuertes presiones, es suficiente para soportar las tracciones a que se verá sometido.
C) Que la placa de anclaje puede soportar las solicitaciones de trabajo, especialmente las debidas al punzonamiento.

## 5.3.5.C.OTROS TIPOS DE RECALCES

Como se ha indicado con anterioridad, cada solución a un problema de recalce, puede plantear especificaciones novedosas y metodologías empleadas de forma habitual. En cambio, hay tipos de recalces desechados por obsoletos, como recalces con tablestacas o tecnológicamente muy avanzados o muy costosos, como la congelación de suelos, que no pueden considerarse por ser prácticas inusuales.

## 5.4. Control de un recalce

Durante los trabajos de recalce de un edificio con inyecciones armadas, conviene realizar un control de los movimientos del edificio y poder actuar en previsión de males mayores. Un proceso adaptable y de bajo costo puede ser el siguiente:

1. En primer lugar, se toma un punto de referencia fijo, exento a la estructura del edificio, de forma que movimientos del edificio no afecten a este elemento. Se coloca encima de él un nivel óptico o laser.

Si el recalce se va a efectuar mediante micropilotes o inyecciones armadas, se realiza un taladro en la solera o forjado sanitario y se ejecuta un micropilote en su interior, que no toque la estructura del edificio.

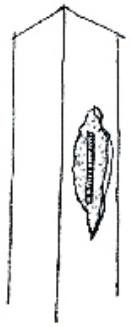


Figura 5.35
Reglilla de control.

2. Encima de este micropilote, o base de control, se suelda una placa metálica para colocar un nivel óptico.
3. A la altura de dicho plano del nivel, se colocan unas reglillas metálicas de unos 10-15 cm (puede servir trozos de un flexómetro metálico cortado a trozos de 20 cm).
4. Se coloca, asimismo, una de ellas en una referencia externa al edificio que se va a controlar.
5. Se hacen taladros en los tabiques y cerramientos que impidan la visión de las reglillas, desde la base de control.
6. La reglilla de control debe posicionarse de forma que no impida el paso de la maquinaria de perforación.
7. Antes de comenzar, los trabajos de inyección se hará una primera lectura de la posición de las reglillas, para conocer el punto de partida. Asimismo, se hará referencia y se tomarán los datos inamovibles del punto de referencia externo.
8. Cada vez que se interactúe en la base de una zapata o se esté inyectado lechada de bentonita-cemento a presión un topógrafo tomara datos del elemento recalzado y en sus colindantes.
Estas medidas se tomarán cada hora, de forma que si se producen movimientos superiores a 1 mm se paralizarán los trabajos de recalce del elemento y se proseguirán en otro más alejado, dejando fraguar la lechada inyectada, al menos hasta el día siguiente.
9. De esta forma el control de la estructura recalzada será exhaustivo con movimientos inferiores a un milímetro de asiento.
10. Cuando se producen altas presiones en las inyecciones, se pueden producir movimientos ascendentes que pueden ser tan peligrosos como los de asentamiento.

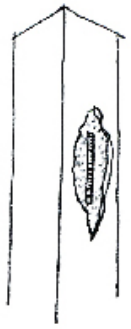


Figura 5.36
Sistema de control de un recalce.

11. Llevando un estadillo con las mediciones realizadas en cada uno de los elementos controlados, se puede, posteriormente, deslindar los movimientos globales de la estructura, comprobando distorsiones angulares aparecidas y la patología que, posteriormente, se puede analizar independientemente a la inicial del edificio.

## 5.5. Posible recuperación de asientos

Mediante la técnica de las inyecciones de mortero de cemento a alta presión bajo la base de la cimentación, se puede recuperar los fuertes asientos producidos para mantener el edificio en su posición inicial. El problema que se plantea no es recuperar el asiento de una sola zapata, sino de restablecer un sistema de control que provea la inyección de fluidos a cada una de las zapatas afectadas, de acuerdo a las necesidades de recuperación.

El procedimiento puede ser manual o automático. En el primer, caso consistiría en colocar, mediante perforaciones, tubos de inyección bajo cada zapata. Posteriormente, se inyecta la zapata que ha asentado más, para recuperar un asiento no mayor de 5 mm. La inyección se paraliza y se cierra la válvula que lleva la manguera. A continuación, se lleva la manguera de inyección a otra zapata colindante y se realiza la misma operación.

El procedimiento se reitera tantas veces como sea necesario para compensar los asientos de cada zapata. Como el fluido que se inyecta deba estar muy líquido, es necesario realizar la operación de recuperación de una, antes de que el mortero fragüe, sino sería necesario perforar nuevos taladros y colocar nuevos tubos de inyección. Por último, hay que indicar que estas operaciones se deben realizar de forma lenta para que el edificio se vaya recuperando lentamente, sin esfuerzos añadidos.

Otra forma más sofisticada de recuperación de asientos se podría realizar automáticamente de la forma siguiente:

1. Se instalan los tubos de inyección debajo de cada zapata.
2. Se prepara un colector de distribución que tiene una entrada de fluido a presión desde el aljibe de lechada y tantas bombas como puntos de inyección se hayan colocado.
3. A la salida de cada tubo de inyección se coloca una electroválvula que se manada y controla desde un ordenador.

4. Según la recuperación necesaria en cada zapata, el ordenador calcula el caudal y presión necesaria en cada salida del colector.
5. Un sistema de medidor electrónico podría cerrar cada electroválvula, cuando una zapata haya recuperado su asiento.
6. Para evitar un brusco movimiento la lechada, podría llevar un retardador de fraguado con lo que la recuperación podría realizarse a lo largo de varias horas, con el propósito de que los movimientos sean lo suficientemente lentos para que la estructura se vaya acomodando suavemente.

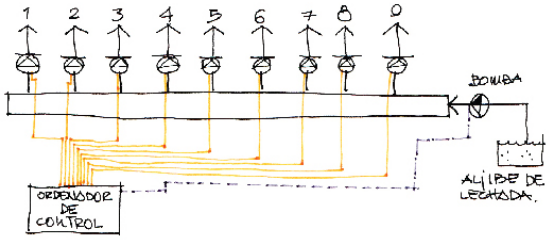



Figura 5.37 Sistema automático de control de asientos.

## 5.6. Discusión: tensión inicial-tensión secundaria

Si se tiene una zapata aislada de planta rectangular de 1,00 x 1,40 m que se recalza, porque la tensión transmitida va a aumentar al doble del axil inicial se puede calcular que:

Si se considera una carga de 21.600 kp inicial, la tensión transmitida será:

$$\sigma_{Trans} = \frac{21600kp}{100 \cdot 145cm^2} = 1,50kp/cm^2$$

Hay que considerar que en el axil inicial que se ha tenido en cuenta, además de la carga de la estructura, el peso propio de la zapata.
Si el axil aumenta a 50 T, necesitará una superficie de contacto de:

$$A = \frac{50.000 \cdot 1,15}{1,5} = 38.333,33cm^2 = 195 \times 195cm^2$$

Es decir, que se necesita una zapata de 1,95×1,95 m. Ahora bien, si se quiere mantener la misma proporción inicial

$$a \cdot 1,00 \cdot a \cdot 1,45 = 38.333,33;\ a^2 = 26.436,76\ a \cong 1,65$$

Si a = 1,65m, b = 2,40m
Es decir, si se ejecuta la zapata calculada de 1,65×2,40 m la tensión es de 1,45 kp/cm² < 1,50 kp/cm².

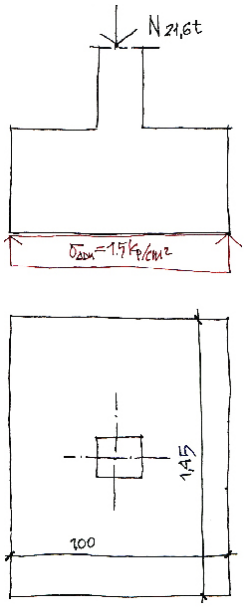



Figura 5.38.1

Geométricamente transmitidas, sería como sigue:

Ahora bien, un suelo va disminuyendo su volumen conforme aumenta la presión sobre el mismo. Si posteriormente se descarga, recupera parcialmente el volumen perdido. En el ensayo edométrico se obtienen las curvas de compresión descompresión que son similares a esta, que se grafía a continuación:

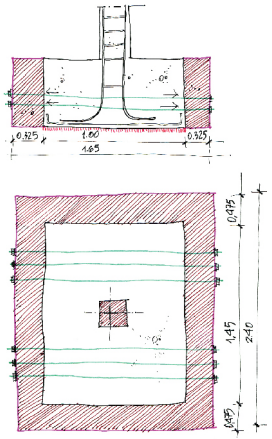


Figura 5.39
Recalce de una zapata

Por lo que si se aumenta la superficie de la zapata, la zona que estaba debajo de la zapata inicial está comprimida y la zona exterior del recalce es un terreno natural sin comprimir, lo que significa que cuando la zapata entra en carga la zona central ya transmite una tensión al terreno ΔΓ1+DΔΓ2 y el de la zona del recalce ΔΓ2; tensiones que no serán iguales y que dependerán del tipo de terreno, de su deformabilidad, pudiéndose dar el caso de que el suelo bajo la zapata inicial colapse, teniendo que soportar toda la carga el nuevo recalce.

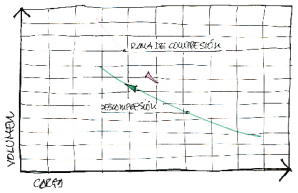


Figura 5.40
Ensayo edométrico

Es decir que, si se realiza un ensayo edométrico y las curvas de compresión y descompresión se desfasan en un 20 %, lo que quiere decir que el terreno, cuando se descomprime, solo recupera el 80 % de su volumen. Cuando la nueva zapata entre en carga comprimirá el terreno del recalce hasta que se comprima un 20%. Posteriormente, irá entrando en carga, alcanzando bajo la zapata inicial mayor tensión que la que tenía en origen.

Es el mismo caso que si se refuerza un pilar con angulares y presillas de acero, cuando debido a la carga el hormigón colapsa el acero debe soportar toda la carga. Por ello, en el caso que nos ocupa, cuando el terreno que inicialmente soportaba la zapata inicial, colapsa y aumenta la tensión transmitida, el recalce debe soportar toda la carga que transmite la zapata, ya que el terreno se comporta de forma diferente respecto del módulo de Young. Éste varía según la compresión, aumentando directamente y proporcionalmente la tensión transmitida, según se deduce de la ecuación de Hooke.

$$E = \frac{\sigma_T}{\varepsilon}$$

Donde:

E Módulo de Young.
$\sigma_T$ Tensión transmitida.
ε Deformación.

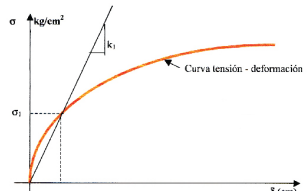



Figura 5.40
Curva tensión-deformación

En definitiva, sería conveniente hacer un ensayo edométrico en la cota de cimentación para comprobar la curva de compresión y descompresión, así como la capacidad mecánica máxima admisible del terreno para poder hacer un cálculo que compense ambas tensiones transmitidas para obtener un equilibrio final deseado. Sino habría que realizar exactamente lo mismo que en el refuerzo estructural de acero, es decir, calcular el recalce para la totalidad de la carga y olvidarse de la zapata inicial.

# 6. Ejemplos de intervención

Este capítulo, colofón de todo el presente manual, se quiere dedicar a distintos ejemplos reales donde se ha intervenido. En algunos casos, lo más importante es el proceso que se ha seguido para poder establecer el origen de la patología. Otros ejemplos están en pleno proceso de intervención. En cambio, en algún otro se realizó la intervención y se tienen datos de su comportamiento posterior. Con estos datos se puede obtener la bondad de cada intervención, con el propósito de mejorar los sistemas empleados.

Además, como ya se ha indicado en el desarrollo de este manual, cada caso suele ser diferente a todos los casos anteriores, por lo que a veces es preciso desarrollar una nueva metodología de intervención. No solo para detectar las causas y su patología, sino incluso en el propio proceso de intervención en la reparación o estabilización final del edificio.

No obstante, como norma general, el procedimiento de intervención suele ser el siguiente:

1. Toma de datos de la patología existente: esquemas con grietas y fisuras, humedades, pendientes de las vías públicas, existencia de indicios de obras en zonas colindantes, fotografías de la patología y del entorno donde se desarrolla.
Posteriormente se buscan fotografías aéreas de la zona, fotografías antiguas con el posible desarrollo del urbanismo, Catastro urbano y fotografías aéreas que se pueden obtener fácilmente a partir de Google Maps o de Google Earth.
2. Con los datos obtenidos se analiza la patología existente y se cotejan los indicios existentes.
3. Se tiene en cuenta la evolución geológica y urbanística de la zona, que puedan luz a la patología existente.
4. Se comprueba el Proyecto de Ejecución inicial, si es posible, revisando los cálculos para establecer que la cimentación proyectada y su tipología era la adecuada, y no es la causante de los problemas que se han generado.
5. Es muy importante realizar un análisis histórico de la situación y comprobar en qué momento aparece la patología que general el estudio del edificio o de la zona.
6. Conocida la causa de la aparición de la patología denunciada, es preciso adelantar ya en el informe inicial la posible solución al problema, así como una estimación del coste de dicha reparación.

7. Habitualmente, el siguiente paso es una demanda judicial al causante de los daños que, según se plantee, puede acabar favorable o no a las necesidades de la reparación.
8. Por último, se redacta el Proyecto de Reparación y se interviene en la reparación del edificio afectado.

Como desarrollo del procedimiento de intervención indicado, se exponen en el presente capítulo una serie de casos reales en los que se ha intervenido; con resultados satisfactorios, en algunos de ellos, e insatisfactorio en otros, a pesar de haber detectado la causa de la patología. La justicia a veces no es todo lo neutral que debería ser o los jueces tienen en cuenta otros aspectos que los puramente técnicos.

## 6.1. Intervención en edificio para una vivienda antigua en hilera

### A/.- ANTECEDENTES.

Se nos requiere para esclarecer la aparición de una patología de un edificio para una vivienda unifamiliar en hilera, situada en un municipio del entorno de Zaragoza. La patología observable consiste en la aparición de una serie de grietas y fisuras, tanto en interiores como en la fachada principal del mismo.

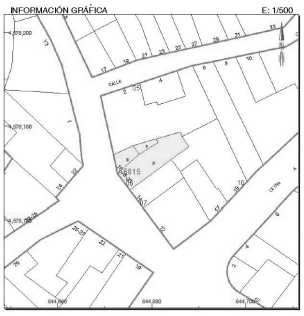



Figura 6.1.1
Plano del catastro

El autor del encargo es una compañía de seguros, por lo que lo único que quiere saber es si debe reparar el edificio afectado o derivar la responsabilidad a otro agente causante.

Se trata de un edificio situado en el número 16 de la calle de un municipio de Zaragoza, remarcado en el gráfico adjunto, construido alrededor del año 1.945. Se compone de planta baja y dos alzadas. Estructuralmente, el edificio se resuelve con muros de cargas paralelos a la vía pública con entramado de rollizos de madera y arriostramientos de los medianiles. Además, la viga que embrochala la escalera se ha salido alarmantemente de su apoyo.

El edificio se ve sólido y bien mantenido, por lo que la causa de la patología aparecida, en una primera impresión, parece externa al mismo.

## B/.- ANTECEDENTES.

INTERIORMENTE.
Se observan grietas de despegue de la fachada principal, abiertas con grosores mayores en las zonas superiores y casi cerradas en las inferiores.
EXTERIORMENTE.
Aparecen grietas horizontales desde el balcón hacia la derecha y a 45º descendentes, desde la esquina inferior izquierda hacia el medianil izquierdo.



Figura 6.1.2
Fotografía de fachada con sombra proyectada

## C/.- ANÁLISIS DE LA PATOLOGÍA EXISTENTE.

Con los primeros datos obtenidos y prestando más atención a la patología aparecida en el cerramiento exterior principal, se tiene la impresión que la fachada ha asentado por su zona derecha volcándose hacia la calle. Por eso la viga que embrochala la escalera se ha salido de su apoyo de forma alarmante.

Antes de seguir, se reflexiona que un edificio de esta tipología con poco peso, como el que nos ocupa, no puede inducir nuevos asentamientos si no se han hecho obras considerables. Las reparaciones efectuadas de mantenimiento, tienen carácter puramente estético.

## D/.- DETECCIÓN DE LA PATOLOGÍA.

Vista la problemática planteada, se analiza el entorno inmediato a la edificación y se obtienen datos esclarecedores que revelan el origen de la patología.

Por un lado, se observa la existencia de una grieta o fisura horizontal en la casa colindante Nº 14.



Figura 6.1.3
Fotografía detalle de la misma fachada



Figura 6.1.4
Fotografía detalle de la misma fachada con el balcón



Figura 6.1.5
Fotografía de fachada con indicación de la deformación

Se detecta, asimismo, una grieta o fisura ascendente hacia el medianil izquierdo en la edificación Nº12. En este caso parece que ha asentado la fachada por su lado izquierdo, simétricamente al Nº16. Por el otro lado se había comprobado que el Nº14 tenía una grieta horizontal, lo que podría ser consecuencia de un asiento uniforme de toda la fachada.

Si nos retiramos un poco más del escenario y unimos las grietas de los tres edificio Nº 12, 14 y 16 construidos en una misma época, se puede observar la aparición de un arco de descarga en el conjunto de los tres edificios.

Es decir, que las tres fachadas de los edificios están funcionando estructuralmente como un elemento unitario. Reproduciendo realmente el apartado D de tipología de lesiones en muros del Capítulo 1 de este tratado, donde se indicaba que si una zona de terreno falla y asienta parcialmente la zona BC a la B'C' una de las posibles formas de rotura del muro era la que se expone a continuación:

Lo que nos indica que el muro de fachada en su conjunto, de los números 12, 14 y 16, está asentando como si fuera un solo muro, fundamentalmente a la altura del número 14.

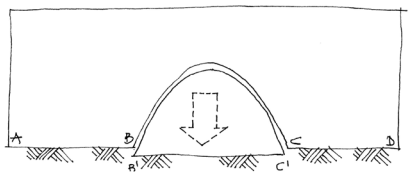


Figura 6.1.6
Gráfico rotura



Figura 6.1.7
Fotografía calle

## E/.- OTROS ASPECTOS DE INTERÉS.

Analizando el entorno, se comprueba la existencia de obras a la altura del Nº 1, que los propietarios de la finca confirman que el Ayuntamiento ha reparado recientemente una fuga de agua de la tubería de la red de abastecimiento de agua potable (ver fotografía adjunta).

## F/.- ESTUDIO COMPLEMENTARIO DE CONFIRMACIÓN.

Ante los datos obtenidos, se solicita la ejecución de tres ensayos de penetración dinámica, que se realizan por un laboratorio de ensayos geotécnicos, en la acera de la calle, junto a los Nº 14 y 16, así como en el lateral de la edificación que se analiza. Más concretamente, el esquema de la posición de las penetraciones es que se expone en la página siguiente.

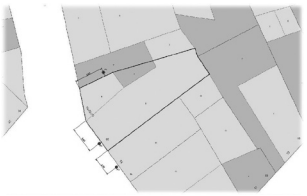


Figura 6.1.8
Detalle plano catastro

En el primer ensayo de penetración se observa la existencia de un suelo muy flojo hasta los 2,50 m. El rechazo se obtiene a los 3,40 m de profundidad.

El segundo ensayo realizado en la puerta del edificio analizado (Nº 16), se obtiene un suelo consistente superficial que se va degradando hasta los 4,50 m. El rechazo se obtiene sobre los 5,00 m de profundidad. En el tercer y último ensayo, se obtiene un terreno muy flojo hasta los 7,00 m, teniendo el rechazo sobre los 8,00 m de profundidad, ubicados según el esquema de situación adjunto.

CONCLUSIONES.-
Con los datos obtenidos se puede informar que entre los 2,60 y 6,80 m de profundidad existe un estrato de terreno sobre el que se obtienen golpeos mayoritariamente inferiores a N=5 y, en todo caso, inferiores a 10, lo que indica una consistencia del terreno floja.

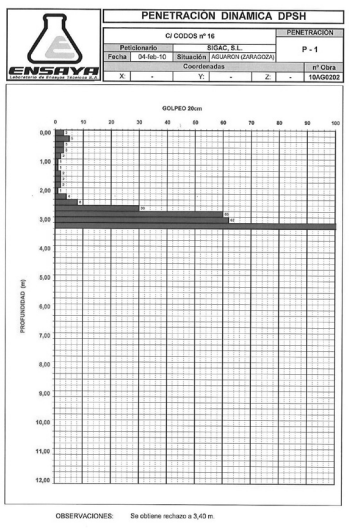



Figura 6.1.9.1
Gráfico ENSAYA

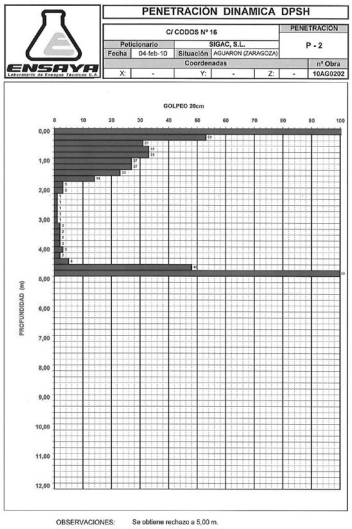



Figura 6.1.9.2
Gráfico ENSAYA

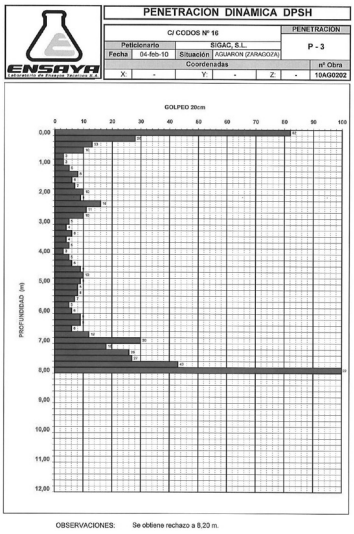



Figura 6.1.9.
Gráfico ENSAYA

## G/.- SEGUIMIENTO DE LA INTERVENCIÓN.

Con los datos conocidos se elaboró un Informe Pericial que sirvió a la compañía de seguros para interponer un Contencioso-Administrativo contra el Ayuntamiento responsable y titular de la red de abastecimiento de agua potable. No obstante, la compañía de seguros o los propietarios deberían haber realizado un seguimiento de la patología. Para lo que se podría haber controlado las grietas destacadas mediante la colocación de pares de pernos metálicos y posteriormente midiendo con un pie de rey digital de alta precisión, periódicamente la separación de los mismo.

Con los datos así obtenidos se pueden dar dos casos:

1º.- MOVIMIENTO ACTIVO RESIDUAL.

En este tipo de terreno la presión suele drenar lentamente el agua vertida, apareciendo un movimiento suave de asentamiento, que representan una curva suave asintótica que indica su aproximación a la asíntota de equilibrio.

Conocida la ecuación del movimiento residual y su asíntota, se puede determinar en qué momento puede existir un movimiento residual suficientemente pequeño como para reparar los daños provocados, con el propósito de que el edificio pueda recuperar su aspecto antes del incidente.

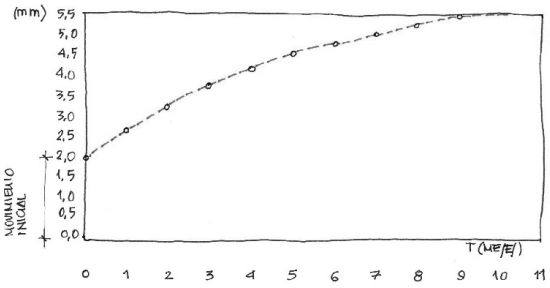



Figura 6.1.10 Gráfico de evolución de la deformación




Figura 6.1.11 Fotografía de cartografía catastral

## 6.2. Recalce mediante pilotes

Se nos encomienda la transformación de la cimentación superficial de una vivienda unifamiliar a una por pilotes, habida cuenta el terreno existente comprobado posteriormente a la redacción del Proyecto de Ejecución.

NOTA.- Se adjunta fotografía aérea superpuesta al parcelario catastral, correspondiente al ejemplo anterior. En la misma puede apreciarse una mancha alargada de color gris claro, correspondiente a la reparación de la vía pública de la rotura de la red de abastecimiento de agua potable.

ACCIONES CARACTERÍSTICAS:
Se parte inicialmente de obtener las cargas de los pilares para comprobar la capacidad portante de un pilote de determinadas características y establecer la nueva tipología de cimentación.

**PLANTA PISO:**
PESO PROPIO
Forjado hormigón (26+4 cm).....330 kp/cm²
Pavimento (Terrazo - mármol).....110 kp/cm²
Enlucido guarnecido de yeso (1,5 cm).....15 kp/cm²
SUMA PESO PROPIO.....455 kp/cm²
SOBRECARGAS
Uso (Vivienda).....200 kp/cm²
Tabiquería.....100 kp/cm²
SUMA SOBRECARGAS.....300 kp/cm²
TOTAL PLANTA PISO.....755 kp/cm²

**CUBIERTA:**
PESO PROPIO
Forjado hormigón (26+4 cm)..... 330 kp/cm²
Formación de pendientes.....144 kp/cm²
Pavimento ligero.....80 kp/cm²
SUMA PESO PROPIO.....554 kp/cm²
SOBRECARGAS
Uso (Conservación).....100 kp/cm²
Nieve.....50 kp/cm²
SUMA SOBRECARGAS.....150 kp/cm²
**TOTAL PLANTA PISO.....704 kp/cm²**

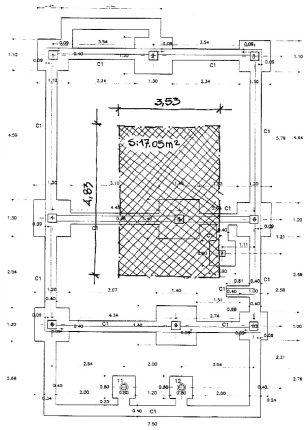



Figura 6.2.1
Plano de cimentación

A todos los efectos, se comprueba el pilar Nº 5 que en principio es el más desfavorable y cuya caraga se estima de la forma siguiente: Teniendo en cuenta que el área de influencia sobre dicho piler es de 17,05 m², se obtiene:

Planta baja (17,05·755).....12,87 T
Planta Primera (17,05·755).....12,87 T
Cubierta (17,05·704).....12,00 T
**TOTAL CARGA.....37,74 T**

CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN:
Habida cuenta de la configuración del terreno, se clacula una cimentación profunda conformada por pilotes clavados 1,00 m en la capa más dura, que va desde los 7,00 m a los 10,00 m de profundidad.
Para realizar el cálculo se tiene en cuenta, en primer lugar, la resistencia por punta teniendo en cuenta las siguientes zonas:

1º.- RESISTENCIA ESTRUCTURAL DEL PILOTE.-
Primero se considera la resistencia minorada del hormigón en función de la resistencia característica $f_{yd}$=250 kp/cm² y un coeficiente de minoración de $g_c$=4, de donde se obtiene que:

$$f_{cd} = \frac{f_{yd}}{\gamma} = \frac{250}{4} = 62,5 kp/cm^2$$
$$Q_{max} = 625T/m^2 \cdot \pi \cdot 0,202 = 78,54T \gg 37,74T$$

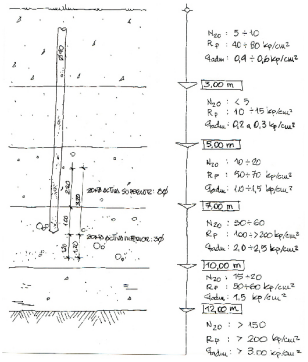


Figura 6.2.2
Sección terreno con indicaciones

Luego, estructuralmente unpilote puede resistir perfectamente a la carga que se le va a someter con un coeficiente de seguridad de 2,08.
2º.- CARGA MÁXIMA DE HUNDIMIENTO POR PILOTE.-
Se considera la resistencia minorada del hormigón en función de la resistencia característica fyd=250 kp/cm² y un coeficiente de minoración de gc=4, de donde se obtiene que:

2.1.- CARGA EN PUNTA.-

$$q_{u1} = 4 \cdot 15 = 60 kp/cm^2 = 600T/m^2$$
$$q_{u2} = 4 \cdot 40 = 160 kp/cm^2 = 1600T/m^2$$
$$q_{ps} = \frac{20 \cdot 600 + 10 \cdot 1600}{20 + 10} = 933T/m^2$$
$$q_{pi} = 4 \cdot 40 = 160 kp/cm^2 = 1600T/m^2$$
$$q_p = \frac{1}{2} \cdot (q_{ps} + q_{pi}) = \frac{1}{2} \cdot (933 + 1600) = 1.266T/m^2$$
$$Q_p = 1.266T/m^2 \cdot \pi \cdot 0,20^2 = 159T$$

2.2.- CARGA POR ROZAMINETO EN EL FUSTE.-

$$Q_{F1} = 2 \cdot \pi \cdot 0,20 \cdot 30 \cdot \frac{N=7}{10} = 2,64T$$

$$Q_{F2} = 2 \cdot \pi \cdot 0,20 \cdot 2,0 \cdot \frac{N=4}{10} = 1,00T$$

$$Q_{F3} = 2 \cdot \pi \cdot 0,20 \cdot 2,0 \cdot \frac{N=7}{10} = 2,64T$$

$$Q_{F4} = 2 \cdot \pi \cdot 0,20 \cdot 1,0 \cdot \frac{N=40}{10} = 5,03T$$

**TOTAL FUSTE=12,44T**

2.3.- CARGA TOTAL DE HUNDIMIENTO DEL PILOTE POR ROZAMINETO DEL FUSTE.-

$Q_T = Q_p + Q_f = 158_t + 12_t = 171_T$

2.4.- CARGA MÁXIMA ADMISIBLE.-

$$q_{Adm} = \frac{Q_T}{3} = \frac{171}{3} = 56,66T(57T)$$

2.5.- CARGA MÁXIMA DE CÁLCULO.-
Como la resitencia estructural calculada es de 78,54 T y su resitencia al hundimiento es de 57 T, se toma la menor como resistencia de cálculo:
Qcal=56,66(57T)

2.6.- CARGA DE GRUPO DE DOS PILOTES.-
Para evitar el vuelco se colocan dos pilotes, cuya carga máxima admisible será:
$Q_{Máx.2P}$=2· 56,66 T = 113,32 T

2.7.- COEFICIENTE DE SEGURIDAD.-
Además del propuesto, cuyo valor es 3, un grupo de dos pilotes para soportar la carga del pilar 15 tiene el siguiente coeficiente de seguridad:

$$\gamma = \frac{Q_{Max}}{Q} = \frac{113,32T}{37,74T} = 3$$

## 2.8.- SEPARACIÓN DE LOS PILOTES.-

La separación entre pìlotes se realiza tomando la mayor de las siguientes dimensiones:

a) 2Ø=2·0,40=0,80 m
b) 1/15 de la luz máxima: 6,00/15=0,40 m
c) Se toma, por consiguiente, 0,80 m

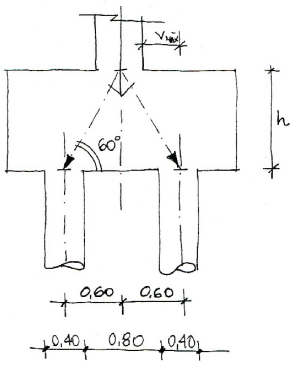



Figura 6.2.3
Detalle dimensionado encepado

## 2.9.- DIMENSIONADO DEL ENCEPADO.

### CANTO.

Se calcula a partir de la expresión:

$$tag60 = \frac{\mathrm{h}}{0,60}; h = 0,60 \cdot tag60 = 1,04m$$

Se toma **h=1,05 m**

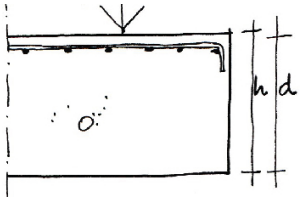



Figura 6.2.3
Detalle zapata

## 2.10.- ARMADURA.

El vuelo máximo es: $V_{máx}$=0,60-0,15=0,45m. Como 0,5·h=0,525>0,45 se calcula como una ménsula corta, para realizar el cálculo se coloca el encepado el revés, como ya se hizo para el cálculo de una zapata, con el propósito de tener la referencia de que se está calculando un vuelo.

En esta sección, los valores que se obtienen son los siguientes:

N=37,74/2=18,87 ≈19 T
Cortante: Vd=19·1,6=30 T
Axil: Nd=0,20·1,9·1,6=6,08 T
Momento: M=Fvd+Fud·(h-d)Md=19·1,6·0,45+6,08(1,05-1,00)=**13,98mT**
Sección a cortante:

$$A_{sv} = \frac{\mathrm{V}_d}{\mathrm{f}_{yd} \cdot cotg\theta} = \frac{30.000 \cdot 1,5}{4.000 \cdot 1} = 8,65cm^2$$

Armadura principal: 6Ø12
Armadura secundaria: Ø12 a 15 cm

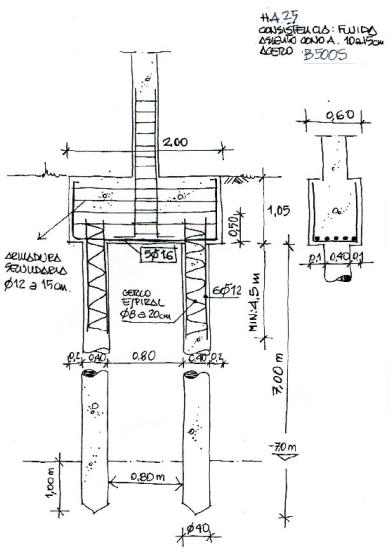



Figura 6.2.5
Detalle zapata con apertura

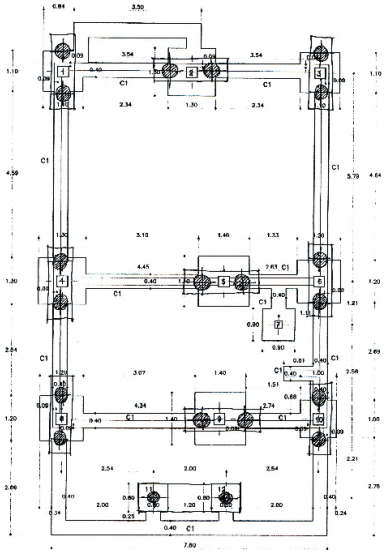


Figura 6.2.6
Planta de cimentación

## 2.11.- ARMADURA PILOTES.
Armadura longitudinal: 6Ø12
Longitud mínima: 4,5 m

Además del detalle constructivo adjunto, se indica el resultado final propuesto para toda la cimentación. Se mantienen las vigas centradoras previstas en la cimentación inicial, para evitar el giro, al cimentarse con dos pilotes. A este respecto hay que indicar que siempre sería conveniente pilotar con un mínimo de tres pilotes. Porque dos pilotes solos pueden producir un giro con eje la unión de ambas cabezas, pero si las cargas son muy pequeñas para encarecer excesivamente (inviable) pilotando con tres pilotes. Se puede subsanar la cimentación arriostrando muy bien las cabezas de los pilotes para evitar ese giro, o bien por arriostramiento al giro o bien, por confiar el equilibrio del giro mediante el cálculo a torsión de las vigas riostras.

## 6.2. Recalce mediante pilotes

Para ejecutar la excavación de un vaciado de terreno en el casco histórico de la ciudad, se realiza unas inyecciones de bentonita cemento, con el propósito de poder excavar sin la realización de entibaciones, en una profundidad de 7,00 m, ya que en dicha excavación se van a construir dos sótanos para aparcamiento.
La excavación se realiza en un terreno de relleno de la ciudad, terreno con gran contenido en sulfitos provenientes de los restos de antiguas demoliciones y del propio terreno.
El problema se plantea debido a que las lechadas inyectadas se realizaron con mortero normal, cuando se debería haber empleado un cemento sulforresistente.
Las inyecciones de bentonita-cemento han reaccionado con los sulfatos del terreno, produciéndose las siguientes sales:

Basanita $SO_4Ca+1/2\cdot H_2O$
Mirabinta $SO_4Na+10\cdot H_2O$
Yeso $SO_4Ca+2\cdot H_2O$
Arcanita $SO_4K_2$
Kiserita $SO_4Mg+H_2O$
Glauberita $(SO_4)2Na2Ca$
Epsomita $SO_4Mg+7\cdot H_2O$
Langbeinita $(SO_4)3Mg_2K_2$
Taaumasita $Ca_3\cdot Si\cdot CO_3\cdot SO_4OH+2\cdot H_2O$

Las dos consecuencias de que un cemento sea atacado por los iones sulfatos del terreno son: la formación de etringita (Aluminato cálcico hidratado) y yeso (sulfato cálcico hidratado). La formación de etringita puede generar un aumento de volumen del terreno, provocando la expansión del suelo.
Como las inyecciones se han realizado desde el centro del solar hacia el terreno perimetral, la expansión del suelo afecta fundamentalmente a dos edificios antiguos, que se sitúan en la parte trasera del solar excavado, ya que se inyectó por debajo para consolidar el suelo.

Por otro lado, hay que indicar que la generación de estas sales que hinchan el terreno son consecuencia directa de la existencia de materiales para su formación, como son los iones sulfatos, los cementos y el agua necesaria para la disolución de los primeros. Si la materia prima se va agotando, el hinchamiento irá estabilizándose.

Es evidente que el hinchamiento dependerá, como se ha indicado, de la existencia de materia prima, es decir de la existencia de iones sulfato, disueltos en agua y de la existencia de cemento. Por este motivo la variación del hinchamiento depende de la cantidad de sulfatos existentes. Para ello es primordial comprobar y seguir el hinchamiento del terreno, colocando unos puntos fijos a ambos lados de los labios de una de las grietas o fisuras y hacer un seguimiento durante varios años, mediante las mediciones de la distancia entre ambos puntos.

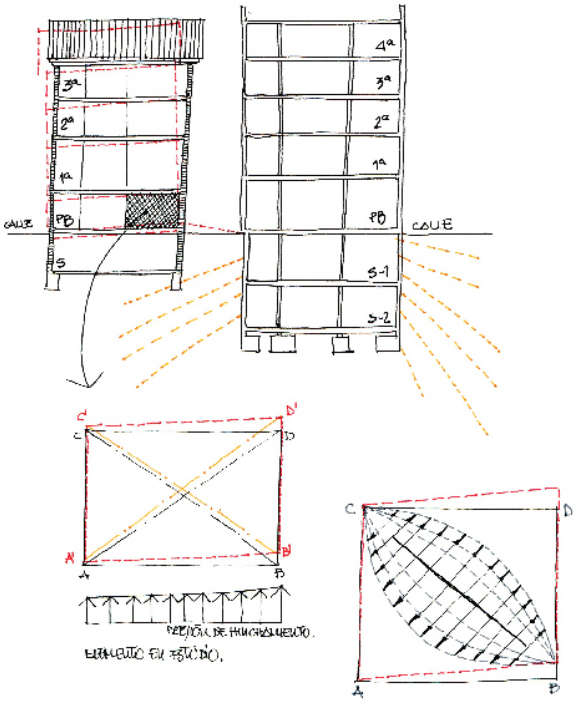



Figura 6.3.1 Sección edificio

Según se analizó en el Apartado 1.4.2 del capítulo 1º, si se toma un elemento cuadrangular perpendicular al medianil común, se observa que que el elemento ABCD se transforma en el A'B'C'D'. De forma que en un primer estadio la diagonal AD=BC y que tras la deformación A'D'>B'C', es decir, que se produce una serie de deformaciones diagonales que tensionan el elemento a tracción que termina por la aparición de una fisura o grieta en la diagonal BC, que es la cota de máxima deformación.
La aparición de la grieta o fisura es el síntoma de que la tensión existente ha desaparecido, equilibrándose el elemento internamente. Si se hace un seguimiento de la grieta, colocando dos pernos uno a cada uno de los lados de ésta, se puede comprobar la actividaddel terreno, ya que la apertura es función del hinchamiento del terreno y de la temperatura del mismo.

Ahora bien, en el caso que nos ocupa se hizo el seguimiento de 22 pares de puntos tomados en diferentes posiciones. Se tomaron muestras de paramentos, suelos y profundiades de grietas, lo que daba un abanico completo de los movimientos del edificio. Asimismo, se tomaron mediciones en sentidos paralelos y perpendiculares al medianil.

Los datos fueron tomados los días siguientes:Los datos fueron tomados los días siguientes:

12.01.2009 0 (Referencia)
27.03.2009 24 días
03.07.2009 172 días
26.11.2009 318 días
25.01.2010 378 días
18.09.2012 1345 días

Los valores obtenidos fueron los siguientes:

ARCO TECNOS

| Testigo Nº | Ubicación | Y-E : Yeso o Escayola<br>S: Solado<br>A: Alicatado | | FECHA: 12-ene-09<br>TEMPERATURA<br>Interior: 18ºC<br>Exterior: 3ºC | FECHA: 27-mar-09<br>TEMPERATURA<br>Interior: 19ºC<br>Exterior: 21ºC | FECHA: 03-jul-09<br>TEMPERATURA<br>Interior: 23ºC<br>Exterior: 26ºC | FECHA: 26-nov-09<br>TEMPERATURA<br>Interior: 22ºC<br>Exterior: 9ºC | FECHA: 25-ene-10<br>TEMPERATURA<br>Interior: 21ºC<br>Exterior: 7ºC | | Variación de la amplitud entre el 12-ene-2009 y el 25-ene-2010 (mm.) | FECHA: 18-sep-12<br>TEMPERATURA<br>Interior: 22ºC<br>Exterior: 27ºC | Variación de la separación entre testigos de julio del 2009 a septiembre del 2012 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Planta | Lectura de la Amplitud (Vertical/ Horizontal/ Profundidad) | Amplitud inicial de la fisura (mm.) | DIMENSIONES (mm.) | DIMENSIONES (mm.) | DIMENSIONES (mm.) | DIMENSIONES (mm.) | DIMENSIONES (mm.) | Amplitud final de la fisura (mm.) | Variación de la amplitud (mm.) | DIMENSIONES (mm.) | DIMENSIONES (mm.) |
| 1 | SEMISOTANO - Y | VERTICAL | 6,3 | 51,55 | 51,09 | 50,94 | 51,91 | 52,98 | 7,9 | 1,6 | 54,42 | 3,48 |
| 2 | SEMISOTANO - Y | PROFUNDIDAD | X | 3,62 | 3,62 | 3,65 | 4,56 | 5,09 | X | X | 1,28 | 4,31 |
| 3 | SEMISOTANO - Y | PROFUNDIDAD | X | 32,64 | 32,12 | 32,49 | 32,82 | 34,18 | X | X | - | - |
| 4 | SEMISOTANO - A | VERTICAL | 5 | 53,72 | 53,55 | 53,48 | 54,18 | 54,47 | 6,3 | 1,3 | - | - |
| 5 | SEMISOTANO - A | PROFUNDIDAD | X | 3,7 | 3,59 | 3,9 | 4,20 | 4,29 | X | X | - | - |
| 6 | SEMISOTANO - Y | PROFUNDIDAD - TECHO | X | 21,75 | 21,58 | 21,51 | 22,84 | 23,92 | X | X | - | - |
| 7 | SEMISOTANO - A | VERTICAL | 1,8 | 55,75 | 55,6 | 55,65 | 55,87 | 56,22 | 2,5 | 0,7 | [illegible] | 0,12 |
| 8 | SEMISOTANO - A | VERTICAL | 0,6 | 55,69 | 55,66 | 56,14 | 56,40 | 56,51 | 1,6 | 0,7 | - | - |
| 9 | SEMISÓTANO - A | VERTICAL | 1,8 | 58,17 | 55,63 | 55,5 | 55,53 | 58,69 | 2 | 0,2 | - | - |
| 10 | SEMISÓTANO - A | PROFUNDIDAD | X | 20,31 | 20,45 | 20,24 | 20,02 | 20,95 | X | X | 27,72 | -0,40 |
| 11 | SEMISÓTANO - B | HORIZONTAL | 2 | 66,8 | 66,83 | 66,67 | 66,22 | 66,63 | 3 | 1 | 67,02 | 1,65 |
| 12 | SEMISOTANO - Y | HORIZONTAL - [illegible] | 5,14 | 52,37 | 52,47 | 52,38 | 53,63 | 54,37 | 9,3 | 1,16 | [illegible] | 3,48 |
| 13 | PLANTA BAJA - Y | VERTICAL - - PILAR PASILLO | 4,2 | 53,97 | 54 | 54,13 | 54,84 | 55,25 | 4,9 | 0,7 | - | - |
| 14 | PLANTA BAJA - Y | VERTICAL - - PILAR PASILLO | 6,3 | 51,19 | 51,3 | 51,2 | 52,62 | 53,4 | 7,8 | 1,5 | - | - |
| 15 | PLANTA BAJA - Y | HORIZONTAL - - [illegible] | 0,3 | 52,54 | 52,57 | 52,64 | 52,98 | 53,04 | 0,5 | 0,2 | [illegible] | 1,19 |
| 16 | PLANTA BAJA - Y | VERTICAL - - [illegible] | 0,6 | 52,48 | 52,52 | 52,3 | 52,64 | 52,97 | 0,8 | 0,2 | [illegible] | -0,44 |
| 17 | PLANTA BAJA - Y | TECHO - [illegible] | 0,6 | 50,48 | 50,52 | 50,46 | 50,58 | 50,78 | 0,8 | 0,2 | 50,73 | 0,27 |
| 18 | PLANTA BAJA - Y | TECHO SALÓN | 5,6 | 57,68 | 57,68 | 57,74 | 58,64 | 58,25 | 7,3 | 1,7 | - | - |
| 19 | PLANTA BAJA - Y | PROFUNDIDAD - [illegible] | X | 33,62 | 33,14 | 32,93 | 33,48 | 35,64 | X | X | 36,11 | 3,38 |
| 20 | PLANTA BAJA - A | PROFUNDIDAD - [illegible] | X | 25,42 | 25,5 | 25,3 | 25,40 | 28,64 | X | X | - | - |
| 21 | PLANTA BAJA - S | HORIZONTAL - PILAR SUBIDA LO | 7,5 | 60,47 | 60,43 | 60,5 | 61,62 | 62,42 | 10,5 | 3 | 64,76 | 4,26 |
| 22 | PLANTA BAJA - A | VERTICAL - RODAPIÉ PASILLO | 3,6 | 56,29 | 56,27 | 56,10 | 56,81 | 57,34 | 5,1 | 1,5 | - | - |

Figura 6.3.1 Sección edificio

ANÁLISIS GRÁFICO.

En primer lugar, se tomaron los datos de cinco testigos, los denominados 1, 2, 7, y 21, y se representaron gráficamente de forma que en el eje de abcisas se colocó el tiempo en días y en ordenadas las deformaciones obtenidas, uniéndose cada uno de los puntos mediante una curva suave, diferenciable obtenidas en formaciones mediante polinomios de interpretación geométrica denominada *spline*. Las curvas que desarrollan los movimientos que se han obtenido se grafían a continuación.

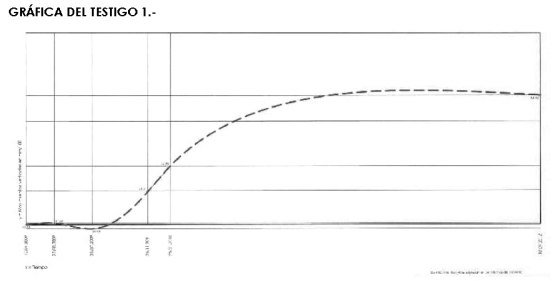



Figura 6.3.3 Testigo 1

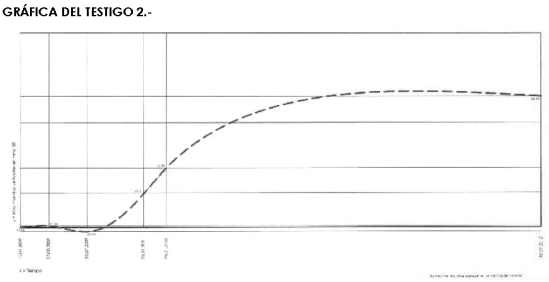



Figura 6.3.4 Testigo 2

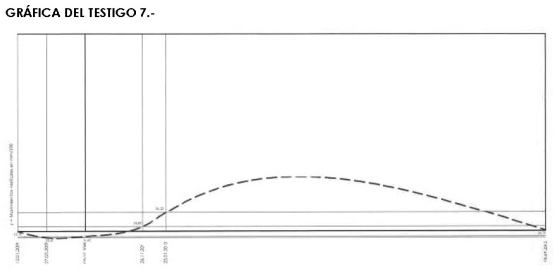



Figura 6.3.5 Testigo 7

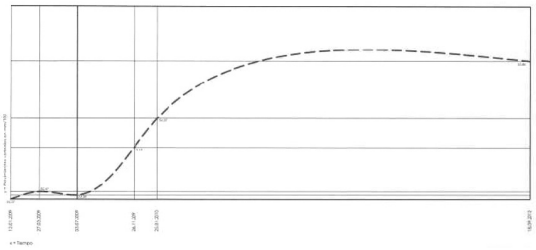


Figura 6.3.6 Testigo 12

En el testigo 1 se observa que, cuando se comienza a realizar el control se encuentra en proceso de recesión, que se invierte a un proceso de ampliación de la grieta y que tiende a una estabilización en la actualidad, con un nuevo proceso de cierre de la grieta en la actualidad. En resumen, se observa un claro proceso de estabilización general de este punto.

En el testigo 2 se observa un claro proceso de estabilización general de este punto, con una tendencia muy suave de apertura activa.

En el testigo Nº 7 se observa que cuando comienza a realizar su control se encuentra en proceso de recesión, como en los casos anteriores, que se invierte en un proceso de ampliación de la grieta y que tiende a un cierre de la grieta, recuperando prácticamente el valor inicial.

La apertura de una grieta no tiene un valor límite, pero su cierre solo puede llegar al valor inicial o al valor 0.

Por último, el testigo 12 tiene un comportamiento muy similar a las curvas de movimientos de lo demás testigos.

El análisis de los datos permite establecer o descartar interacciones de los movimientos de la edificación relacionados con cambios de temperatura, humedad o intervenciones humanas. Se definen en la siguiente tabla los periodos descritos entre las mediciones con el fin de aclarar el análisis posterior.

Descartando los supuestos de cambios de humedad, por tratarse de un edificio entre medianeras y en calle pavimentada y al no haberse realizado intervenciones sobre la edificación durante el periodo de las mediciones, se realiza una comparación con la diferencial de temperaturas del edificio.

| PERIODO | FECHA INICIO | FECHA FINAL | DIAS |
|---|---|---|---|
| 1 | 12/01/2009 | 27/03/2009 | 74 |
| 2 | 27/03/2009 | 03/07/2009 | 172 |
| 3 | 03/07/2009 | 26/11/2009 | 318 |
| 4 | 26/11/2009 | 25/01/2010 | 378 |
| 5 | 25/01/2010 | 18/09/2012 | 1345 |

Figura 6.3.7

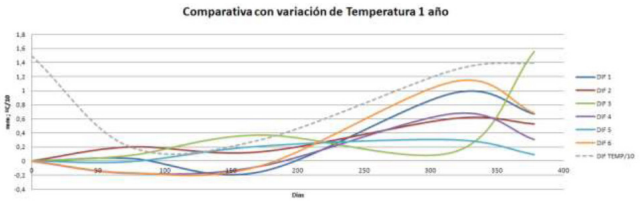



Figura 6.3.8 Comparative variación temperatura

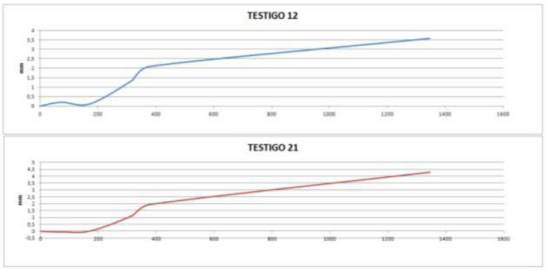



Figura 6.3.9 Comparative Testigo 12 y 21

En el gráfico anterior se advierte la relación existente entre los movimientos de los primeros seis testigos de la edificación y el diferencial de temperatura (DIF TEMP/10) en línea de trazos negros, durante el primer año de mediciones, periodos 1 a 4; (12/01/2009 – 25/01/2010). Reflejando una leve tendencia al alza, pero de baja entidad, 0,5 mm entre mediciones. En el siguiente gráfico se encuentra una menor tendencia para los siguientes seis testigos, siendo la variación media entre mediciones de menos de 0,3 mm.

En la comparativa con los últimos diez testigos se observa idéntica tendencia, con una leve dilatación de 0,4 mm de media. Considerando las diferencias entre los periodos de mayor desplazamiento, los números 3 y 4, y el periodo 5; a pesar de no tener ninguna otra medición intermedia, cabe afirmar que la aceleración de los movimientos fue claramente negativa y la tendencia es, por tanto, a la estabilización, si bien si existiera algún punto más de medición cercano a la fecha de 18/09/2012 sería determinante para demostrar la estabilidad pronosticada. Los testigos 1 y 2 han tenido un movimiento relativo menor durante el periodo de ausencia de mediciones mientras que el testigo 7 incluso ha revertido su movimiento. Por otro lado, las curvas de los testigos 12 y 21 presentan un mínimo movimiento relativo con respecto al periodo de mayores desplazamientos, lo que sugiere que también se comportan como desaceleramente y tienden hacia la estabilidad.

Con los datos analizados caben las siguientes conclusiones:

1. Los periodos de mayor desplazamiento en el periodo 4 paracen verse afectados por la diferencia térmica entre el interior y el exterior del edificio y por ello se prefiere realizar la comparativa entre los periodos 3 y 5.
2. La comparativa entre dichos periodos (3 y 5) advierten una clara disminución de la velocidad de movimiento (deceleración) y por tanto una tendencia a la estabilidad. Si bien sería necesaria una medición posterior para certificar con total rotundidad dicha afirmación.

PROPUESTA DE INTERVENCIÓN.
Considerando que todos los puntos analizados tienen una clara tendencia a la estabilización, se propone una actuación que puede concretarse atendiendo a los siguientes criterios:

ESTADO DEL EDIFICIO.
En primer lugar y una vez obtenido un criterio positivo de estabilidad total y real, se podría proceder de acuerdo a la siguiente:

- Comprobación topográfica de la perpendicularidad de los muros de carga y horizontalidad de los distintos entramados.
- Simultáneamente, se realizarán catas en los falsos techos de cañizo y escayola, para comprobar el estado de apoyo de los rollizos y puentes de madera, por si es necesario reforzar algún apoyo.
- Se estudiará, con la ayuda de estos datos, la necesidad de reforzar el conjunto ante la posible aparición de esfuerzos horizontales
- Para el análisis del edificio será preciso contar con operarios tipo escayolistas o albañiles, según se necesiten, que puedan abrir catas y comprobar el estado de la estructura. Posteriormente, se deberán cerrar las catas de comprobación abiertas y pintar el paño o techo.
- Con los datos anteriores obtenidos se redactará un Proyecto de Reparación, concretando los refuerzos metálicos, su magnitud y ubicación.
- Asimismo, se detallará la necesidad de reparación de los elementos y particiones dañadas en el proceso observado.

La magnitud de la reparación dependerá del estado real del edificio, atendiendo en todo momento a los daños provenientes del movimiento del suelo y no del mantenimiento real del edificio que puede ser debido a su estado de antigüedad y conservación.

EPILOGO.
Como se ve es necesario realizar previamente un estudio del edificio, antes de proponer inyecciones y/o mocropilotajes que, más que reparar, pueden complicar tremendamente algo que estaba estabilizado.

## 6.2. Recalce mediante pilotes

Se nos requiere por parte del ayuntamiento del Burgo de Ebro, villa cercana a Zaragoza, para analizar un grupo de 30 viviendas adosadas en el que han aparecido grietas y fisuras de forma indiscriminada, tanto en cerramientos exteriores, como en las particiones interiores. Para ello, se levanta acta de la situación de toda la patología y se comprueba que ésta es debida a asentamientos de la cimentación: habida cuenta de que existen grupos de grietas y fisuras a 45º, que apuntan a la cabeza de determinados pilares, signo inequívoco de este tipo de patología.




Figura 6.4.1 Dibujo de una fachada casas unifamiliares

Son grietas que aparecen apuntando a las esquinas de puertas y ventanas en direcciones contrapuestas, formando un arco de descarga, como se puede ver en el croquis superior.
Hay que tener en cuenta que las grietas o fisuras a 45º apuntan siempre a la cabeza del elemento que se asienta. En este caso, se podría suponer que asienta la esquina de la puerta del garaje, posiblemente a causa de una fuga de agua. No obstante, el análisis de esta patología hay que hacerlo desde una perspectiva más amplia, para comprender correctamente el movimiento.
Por otro lado, como no se tiene constancia del tipo de terreno existente, lo primero que se encarga es un análisis del mismo a un laboratorio.
Los laboratorios encargados de realizar el estudio geotécnico investigan cronológicamente con otros laboratorios, obteniendo que en 1989 y 1991 se habían realizado ensayos geotécnicos en el terreno. No obstante, con fecha 2008 se realiza una nueva campaña que contempla un sondeo mecánico con extracción continua de testigo y cuatro penetraciones dinámicas tipo DPSH.



Figura 6.4.2
Detalle de fisura en la fachada

Se adjunta una fotografía aérea de la situación de las viviendas que se estudian. Asimismo, se adjunta el plano de situación de los sondeos y penetraciones que se realizaron tanto por Laborarios Proyex S.A. en 1.989 y 1.991, como a los realizados por Ensaya S.A. en 2.008.



Figura 6.4.3
Vista aérea

En el estudio geotécnico, se puede discernir que en el sondeo realizado se comprueba que existe una capa de relleno desde la superficie hasta los -3,50 m de profundidad, compuestos por gravas heterométricas con matriz de limo-arenoso (zahorra). Infrayacente a esta capa aparece el tereno natural correspondiente al recubrimiento Cuaternario, constituido por depósitos aluviales de limos y gravas.

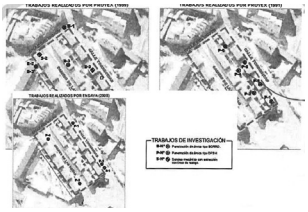



Figura 6.4.4
Trabajos de investigación PROYEX

Por otro lado, de acuerdo con los resultados obtenidos en el laboratorio, la muestra ensayada entre 4,20 y 4,80 m de profundidad se clasificaría, según Casagrande, como GM (gravas limosas de matriz no plástica) con humedad del 4,3 % y con un contenido en sulfatos inferior al 0,1%. Las muestras realizadas a 8,4-9,0 m y 13,80-14,40 m de profundidad se clasifican, según Casagrande, como arcillas inorgánicas de plasticidad media con un contenido en finos de 97,7 y 98,2 %, índice de plastidad 30,7 y 28,2, densidad seca de 1,26 g/cm3 y 1,35 g/cm3 y humedad de 42,5 a 36,8 %.

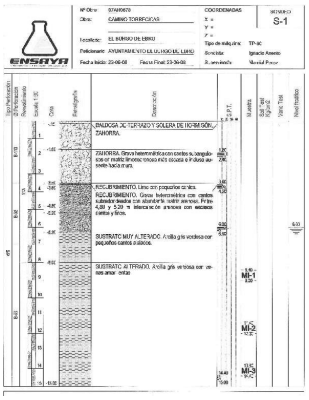



Figura 6.4.5
Ensayo, resultados

Además, según la interpretación de los ensayos de penetración dinámica continua realizados cabe indicar lo siguiente:

a) La grava que constituye el material de relleno hasta una cota de 2,50-3,50 m presenta una compacidad alta-muy alta.
b) Por debajo del relleno de arena, hasta unos 6,00 m de profundidad, el material tiene una compacidad media.
c) Bajo estos materiales existe una capa de sustrato alterado, de espesor variable, constituido por arcilla con pasadas limosas, de consistencia firme-muy firme.
d) Finalmente, se obtiene rechazo en la penetración P4 a 7,40 m en lo que parece ser es el sustrato yesífero con un grado bajo de alteración.

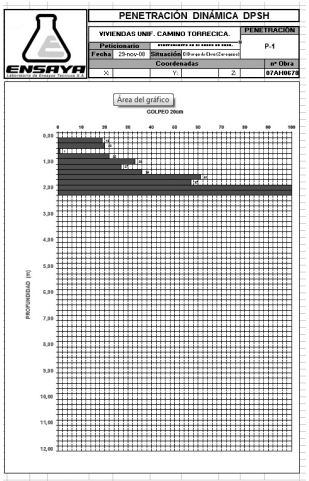



Figura 6.4.6
Ensayo, penetración dinámica

Con estos datos puede obtenerse que existe una capa superficial de hasta 3,50 m de profundidad, correspondiente a materiales de relleno constituido por gravas, bajo la cual se sitúa el recubrimieno cuatenario formado por gravas y limos aluviales. Por debajo de estos materiales aparece el sustrato terciario, formado por una capa de limo-arcilloso de alteración y espesor muy variable.

Por la propia composición de la cuenca del río Ebro, durante miles de años las lluvias y las crecidas del río han ido arrastrando materiales de los barrancos situados en el margen derecho de éste. Uno de estos barrancos denominados Val de Palacín, que es el que a lo largo de miles de años ha ido arrastrando materiales a la zona llana de la cuenca del Ebro, formando la capa de recubrimiento del Cuaternario.



Figura 6.4.8
Vista Google Earth, El Burgo de Ebro

El problema de estos materiales de relleno aluvial es que sus propiedades son muy fácilmente alterables ante variaciones del contenido en humedad y, sobre todo, frente a aportes y flujos de agua, pues producen con facilidad procesos de migración de finos, lo que concluye con asientos y colapsos.

Estos procesos provocan deformaciones y pérdidas de volumen en el material de las capas que sustentan una cimentación y, consecuentemente, obligan a la cimentación a asentar de forma parcial.

Esta es la causa fundamental por la que aparezcan asentamientos parciales en la zona de cimentación, obervándose fisuras contrapuesta a 45º que forman un arco de descarga, distorsionado por los forjados y los huecos existentes, rompiendo la continuidad de su geometría.



Figura 6.4.9
Dibujo AutoCAD con el gráfico del asentamiento provocado

Si se analiza el arco de descarga, es decir, la zona de terreno que está asentanda y la composición estratigráfica del mismo, se observan que algunos de los estratos inferiores presentan depresiones debidas, posiblemente, a las migraciones de finos de unos estratos a capas más profundas, con el acomodo posterior de la capa de arena suelta, a consecuencia todo ello de las fluctuaciones del nivel freático.

Establecido el problema y su causa, caben dos formas de intervenir en el edificio: bien por recalce de la cimentación a cotas más profundas, mediante un micropilotaje de la cimentación, o bien por consolidación del suelo.

## RECALCE PROFUNDO DE LA CIMENTACIÓN.

Habida cuenta que existe un desequilibrio entre la cimentación y el suelo, parece lógico aumentar la capacidad mecánica de la cimentación, para lo que será preciso trasladar las cargas de ésta a un estrato más profundo mediente icropilotes.



Figura 6.4.10
Dibujo AutoCAD con la sección del suelo a consolidar

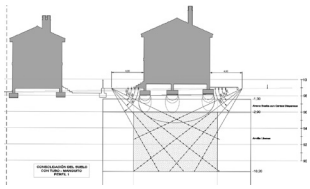


Figura 6.4.11
Gráfico consolidación del suelo con tubo

Aunque podría ser factible y una buena solución, se observa que la estructura se compone de dos crujías paralelas a fachada, lo que da un problema grave: solucionar la ejecución de los micropilotes de la segunta crujía en el interior de las viviendas. Ya que las zapatas de fachada son accesibles desde el exterior, pero las interiores no son accesibles.

Para apoyar una zapata en unos micropilotes, es preciso crear un grupo de micropilotes de forma que su apoyo sea equilibrado, impidiendo que la zapata pueda rotar libremente. En efecto, para diseñar un recalce con micropilotes es preciso tener en cuenta la situación de los radios de giro y la situación de las vigas riostras y/o vigas centradoras.

El recalce de una zapata con cuatro micropilotes sería lo ideal, pero no es habitual encontrar zapatas aisladas accesibles por los dos lados. Además, reclazar una zapata con cuatro micropilotes es excesivo, porque se derrocha mucha capacidad mecánica de apoyo para este tipo de edificios, con cargas más bien pequeñas.

Con tres micropilotes es un buen apoyo, ya que se forma un trípode sin nigún giro, por lo cual es una buena solución. El mínimo sería de dos micropilotes, siempre que perpendicular al eje de giro, que se produce en la unión de ambos micropilotes, exista una viga riostra o viga centradora que anule el movimiento de giro.

Visto todo lo anterior, es preciso recapacitar que las viviendas que se estudian tienen dos pilares en cada fachada y uno en el centro, lo que implicaría introducir una taladradora sobre orugas pequeña de dos toneladas en el interior, para lo que habrá que demoler algún tabique, estropear o dañar el pavimento, yesos, pinturas y alicatados, etc. Así como invalidar la habitabilidad de la vivienda durante tres o cuatro semanas.

## CONSOLIDACIÓN DEL SUELO.

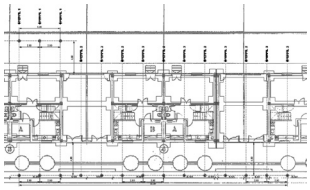


Figura 6.4.12
Planos de cimentación

Como se ha visto, la intervención anterior es muy traumática para edificaciones de este tipo, ya que, por un lado, los elementos estructurales son muy pequños y las perforaciones grandes. Además, el grado de reparación de los elementos que es preciso dañar puede alcanzar el 50 % del valor de ejecución de la vivienda intervenida, por lo que en edificios de esta tipología es preferible realizar una intervención en la que no sea necesario entrar en el interior de las viviendas.




Figura 6.4.13
Fotografía de la maquinaria

Por todo ello, es preferible una consolidación del suelo, que consiste en realizar una serie de inyecciones de lechada de bentonita-cemento mediante la técnia del tubo manguito. De acuerdo a los perfiles indicados, se propone la intevención transversal, actuando en las zapatas que han tenido movimientos, según el esquema anterior. Para calcular la presión de las inyecciones se puede aplicar lo indicado en al apartado G.2 del punto 5.3.4, del capítulo 5, sobre mejora y consolidación del terreno.

En el plano de planta adjunto se indican los tipos de perfiles que propone el proyecto de recalce.

Realizar inyecciones de bentonita-cemento basándose solo y exclusivamente en cálculos teóricos de acuerdo en lo indicado en el apartado 5.3.4 puede ser un tanto comprometido, ya que el terreno es un medio heterogéneo y los procedimientos matemáticos parten de premisas homogéneas. Por ello, se recomienda aplicar procedimientos prácticos que se basan en experiencias semejantes. Estos deberán seguir las siguientes directrices:

- Las inyecciones se realizarán siempre de abajo arriba, inyectando un máximo de dos puntos consecutivos para no debilitar una gran zona de suelo.
- Por esta misma razón, se irán inyectando puntos diferentes para mantener siempre zonas intermedias inalteradas.
- Las últimas inyecciones se realizarán en los puntos que afectan a los bulbos de presiones o directamente a la base de la zapata. De esta forma, la presión de inyección se mantiene entre la zona interior ya inyectada y endurecida, y la presión que ejerce la zapata.
- Como al sacar el pistón de inyección el tubo queda limpio por su zona interior, se cerrará con un tapón en su extremo superior, tapándolo con arena y mortero pobre, por si fuera preciso inyectar ese punto posteriormente.
- Se levantará acta de las presiones, cantidad de lechada inyectada y plano acotado de los puntos de inyección.

- Adjunto fotografía del tubo de inyección colocado antes de realizar propiamente la inyección. Una vez realizada, se corta la cabeza, se le pone un tapón y se tapa con mortero, levantando en un plano fielmente su posición, por si es preciso posteriormente buscar la cabeza de inyección.
- También se levantan gráficas de admisión para poder discernir la admisión de lechada de bentonita-cemento que ha tenido cada punto inyectado. Así, de esta forma, se pueden observar las incidencias que hay en el terreno.



Figura 6.4.14
Detalle zapata con apertura

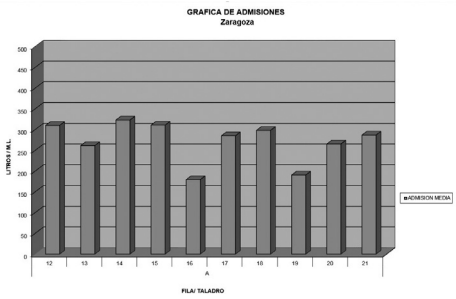



Figura 6.4.15
Gráfica de admisiones, Zaragoza

## 6.5. Recalce mediante pilotes

Una edificación singular debe apoyarse en una losa de cimentación, que recoge todas las cargas. El estudio geotécnico del terreno nos informa que la losa se va a implantar en un suelo compuesto por un relleno de gravas y bolos con una matriz arcillosa muy poco compactada y poco fiable.

### 6.5.1.- DATOS DEL TERRENO.

Según datos obtenidos de laboratorio homologado, que ha realizado sondeos en zonas muy próximas a la implantación de la edificación proyectada, se conocen los distintos estratos del terreno que son los siguientes:

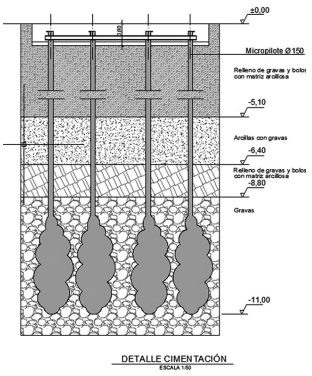



Figura 6.5.1
Detalle de cimentación

De **±0,00** a **-5,10** metros
Relleno de gravas y bolos con matriz arcillosa.

De **-5,10** a **-6,40** metros
Arcillas con gravas.

De **-6,40** a **-8,80** metros
Relleno de gravas y bolos con matriz arcillosa.

De **-8,80** metros en adelante.
Gravas.

## 6.5.2.- CALCULO DE LA CIMENTACIÓN.

La carga que se transmite el terreno es:

Peso Propio:

| | |
|---|---|
| Fábrica de ladrillo perforado (50x240) | 12.000 kp |
| Revestimiento de piedra (50x60) | 3.000 kp |
| Estructura de acero | 3.200 kp |
| Chapa conformada (0,003x7850x21x2) | 990 kp |
| Peldaños (0,003x0,175x120x24x7850) | 135 kp |
| Acero en cimentación | 200 kp |
| Solado (15x60) | 900 kp |
| Encepado de Hormigón (15x0,7x2500) | 26.250 kp |
| PESO PROPIO | 46.675 kp/m2 |

Sobrecargas:

| | |
|---|---|
| Uso (Público) (21x300) | 6.300 kp |
| Carga Nieve (15x50) | 750 kp |
| SOBRECARGAS | 7.050 kp |
| **CARGA TOTAL** | **53.725 kp** |

Con estos datos se observa que la capacidad mecánica del terreno es insuficiente para soportar la tensión transmitida por la cimentación, por lo que es preciso transmitir dichas cargas al sustrato de gravas más profundo que se encuentra en la cota de -8,80 m. Por esta razón, el proyecto diseña una cimentación que transmite cargas a la capa de gravas mediante elementos lineales denominados micropilotes. Estos micropilotes diseñados con Ø150 mm pueden soportar una carga de hasta 10 Tn, por lo que el total de la cimentación podría soportar hasta 80 Tn. A continuación, se realiza un cálculo pormenorizado de un micropilote, a partir de las condiciones de geometría y tipología del terreno.

### CONSOLIDACIÓN DEL SUELO.

Se toma un micropilote de las siguientes características:
Diámetro Ø150 mm
Espesor 4 mm

**Acero**
**Tensión de Límite elástico.**
**fy = 275 N/mm²** para t 16 mm
**fy = 265 N/mm²** para 16<t 40 mm
**fy = 255 N/mm²** para 40<t 63 mm
**Tensión de Rotura.**
**fu = 410 N/mm²** para 3<t 100 mm
E 2.100.000 kp/cm²
I 489 $cm^4$

La elección del mismo se justifica por ser el más adecuado y habitual a la dimensión longitudinal proyectada, fundamentada en la profundidad del estrato en el que se ha de apoyar. Que se ubica a **-9.00 m**; Además, por la tipología del terreno se opta por el micropilote de 150 mm, en lugar de 115 mm, a fin de evitar la posibilidad de pandeo del mismo.

### 6.5.4.- CÁLCULO A PANDEO DE UN MICROPILOTE.

La carga crítica de un micropilote de estas características es la siguiente:

$$P_k = 2\sqrt{\beta EI}$$

Considerando el micropilote empotrado en sus dos extremos ß=1, de donde se obtiene:

$$P_k = 2\sqrt{\beta EI}$$

El valor de la semionda de pandeo es:

$$\pi \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{\beta}} = 3,1416 \cdot \sqrt[4]{\frac{2.100.000 \cdot 489}{1}} = 179cm$$

$$m = \frac{L}{\gamma} = \frac{900}{179} = 5,03$$

Con este valor resulta que µ1=5 y µ2=6

Obteniendo así el valor del pandeo de u=0,51

Por consiguiente, la resistencia característica de este micropilote es de:
$P_k$=0,51·64.090,56= **32.686 kp**
Tomando un coeficiente de seguridad de **2,5**, la carga máxima admisible del micropilote será:
$Pa_{dm}$ =32.686/2,5 = **13.074,74 kp**

En ausencia de apartado específico del CTE y de la ENE/08 para el cálculo de micropilotes, estos se han calculado como cualquier otro elemento estructural, despreciando el rozamiento del fuste y minorando las cargas a pandeo por un coeficiente de seguridad de 2,5. (Coeficiente recomendado en los manuales de cálculo para cimentaciones).

### 6.5.5.- COMPROBACIÓN DE LA TRASMISIÓN DE CARGAS DE LA CIMENTACIÓN.

Por funcionalidad se proyectan 8 micropilotes, uno aproximadamente bajo cada uno de los pilares que soportan la estructura superior, cuya capacidad mecánica de carga total es de:
8×13.074,74=**104.595,20 kp >> 53.725 kp**
Es decir, que la carga que pueden soportan los micropilotes de 104.595,20 kp es mucho mayor que las cargas que deben soportar de 53.725 kp, por lo que el cálculo es válido y con un coeficiente de seguridad de cálculo de 1,95. Sin tener en cuenta el coeficiente de seguridad de 2,5, que se tomó para obtener la carga admisible de un micropilote.
Estos cálculos se han realizado teniendo en cuenta las máximas restricciones en cuanto a coeficientes de seguridad y las mínimas necesarias para la estabilidad estructural que se requiere por la tipología del terreno y de las cargas que deben soportar.

### 6.5.6.- VIABILIDAD DE LA REDUCCIÓN DEL DIÁMETRO NOMINAL DEL MICROPILOTE.

Por una serie de razones constructivas se nos requiere la posibilidad de realizar el micropilotaje con tubos de Ø115/5 en sustitución de los proyectados.
La inercia de este tubo es de I 261 cm4.
La carga crítica de un micropilote de estas características es la siguiente:

$$P_k = 2\sqrt{\beta EI}$$

Considerando el micropilote empotrado en sus dos extremos ß=1, de donde se obtiene:

$$P_k = 2\sqrt{\beta EI}$$

El valor de la semionda de pandeo es:

$$\pi \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{\beta}} = 3,1416 \cdot \sqrt[4]{\frac{2.100.000 \cdot 489}{1}} = 179cm$$

$$m = \frac{L}{\gamma} = \frac{900}{179} = 5,03$$

Con este valor se resulta que µ1=1 y µ2=2

Obteniendo así el valor del pandeo de u=1,01

Por consiguiente, la resistencia característica de este micropilote es de:
Pk=1,01·46.823,07= **47.291,30 kp**

Tomando un coeficiente de seguridad de 2,5, la carga máxima admisible del micropilote será:
Padm =18.916,52/2,5 = **18.916,52 kp**

Los ocho micropilotes resisten:
8·18.916,52kp=151.332,16>>53.725 kp
Con un coeficiente de seguridad establecido de:
151.332,16/53.725=2,82
Luego, el cambio requerido es perfectamente viable.

## 6.5.7. DE LOS MICROPILOTES.

### 6.5.7.A. Características
Los parámetros geotécnicos utilizados en el cálculo de esta cimentación se han establecido en el apartado anterior.

### 6.5.7.B.- FUNDAMENTOS
A.- Rotura hidráulica del terreno
(Dependiente únicamente de su resistencia inicial y no de su textura).
Esta rotura se lleva a cabo en forma controlada, de modo que las deformaciones se escalonen. Este proceso permite el tratamiento con mezclas estables a base de cemento de suelos, cuya textura impediría la impregnación incluso por mezclas químicas de baja viscosidad.
La referida rotura hidráulica se produce con volúmenes de lechada, aplicados a través del extremo inferior de los micropilotes.

### 6.5.7.C.- CONDICIONES DE EJECUCIÓN DEL MICROPILOTAJE
#### 6.5.7.C.1. Ejecución y equipamiento del micropilotaje.
Las perforaciones, de diámetro no inferior a 3 pulgadas, se realizan con el adecuado revestimiento de estabilización, hasta alcanzar la profundidad prefijada.
Una vez avanzado y limpio cada taladro, se introduce, hasta el fondo del mismo, un tubo de acero de Øext 150 mm y 4 mm de espesor de pared en toda la longitud del taladro.
Después, introduciendo siempre la mezcla desde fondo de taladro, se comienza la inyección lechada de cemento-bentonita, inyectando la corona circular que se sitúa entre el tubo y el terreno lateral del taladro, para, posteriormente, producir un bulbo de presión en el extremo inferior del micropilote, con una fuerte presión, e ir extrayendo el inyector, dejando el tubo relleno de lechada de cemento y bentonita su interior.

### 6.5.7.C.2- Plan de control de calidad. Registro de marcha de obra

En la ejecución de los trabajos se plantea la aplicación de un Plan de Control de Calidad, tanto de los resultados de la ejecución de las obras, como del propio sistema a ejecutar, con el objeto de garantizar una correcta calidad y resultado de las unidades ejecutadas.
El referido Plan de Control de Calidad tendrá diferente tratamiento, en función de las fases de ejecución de la obra y que serán fundamentalmente:

**A/.- FASE DE PERFORACIÓN**

Durante los trabajos de perforación, se llevará a cabo la completa toma de datos de la ejecución de cada uno de los taladros a realizar, en el correspondiente parte, en el que se hará especial incidencia al tipo de material encontrado, a la presión de avance de la barrena, así como a cualquier aspecto de incidencia (presencia de agua, bolos o blandones, etc.).
Con los datos obtenidos, se realizará un análisis para determinar si se deben aplicar los parámetros previstos o se deben corregir de forma adecuada para ajustarlo a la realidad geotécnica obtenida.

**B/.- FASE DE INYECCIÓN**

Durante los trabajos de Inyección se llevará a cabo la completa toma de datos de la ejecución de cada uno de los taladros a ejecutar. Cada uno de los taladros tendrá su parte individualizado, donde se hará referencia a cada una de las fases de inyección.
Además de esto, a pie de la planta de inyección se dispondrá de un laboratorio de materiales, dispuesto para la determinación de los parámetros de la mezcla a utilizar (viscosidad, agua libre), así como para la obtención de probetas para su rotura a 7 y 28 días para determinar la resistencia característica.
Cada uno de los documentos generados en estas dos fases, partes y resultados del laboratorio, estarán a disposición de quien se considere oportuno en la propia caseta de obra. Asimismo, se estará en el compromiso de aportar un resumen completo de los resultados obtenidos a la Dirección Facultativa, si así lo considera oportuno.

**C/.- FINAL DE LOS TRABAJOS**

Al finalizar los trabajos, se redactará un informe final donde se hará referencia a toda la ejecución de la obra, indicando los parámetros fundamentales aplicados, así como las incidencias o aspectos que difieran a la situación inicialmente planteada en la fase previa a la ejecución de las obras.

## 6.6. Patología de viviendas adosadas

Una comunidad de propietarios de la ciudad de Nuez de Ebro (Zaragoza) nos requiere para estudiar un grupo de ocho viviendas, donde ha aparecido una patología que preocupa a sus propietarios. Conocido el problema en una primera visita de contacto, se analiza el alcance de la patología y se comienza por buscar documentación de las viviendas en el Ayuntamiento de la localidad. Por otro lado, se solicita la realización de un estudio geotécnico que analice el tipo de terreno, su grado de humedad y su comportamiento en la actualidad.

Siguiendo el protocolo que se indica en este manual, se solicita el expediente en el ayuntamiento, pudiendo comprobar que el Proyecto de Ejecución es de 1.991 y que, en el momento de realizar el análisis, la promoción lleva veinte años en servicio sin incidentes hasta las lesiones que se han observado recientemente.

Con este dato se puede vislumbrar que la patología aparecida proviene de una agresión externa, porque el equilibrio de un edificio en un terreno arcilloso no suele sobrepasar los cinco años iniciales, sobre todo si el terreno está saturado de agua.

## 6.6. Patología de viviendas adosadas

El edificio se compone de ocho viviendas adosadas, asentado en un solar de 1300 m², que compone el lateral de la calle Huesca de dicha ciudad. Son vivienda de dos plantas (baja y primera), con estructura de hormigón armado y cimentación superficial. Se cubre el edificio con cubierta de teja mixta sobre tablero machihembrado y tabiquillos conejeros que se apoyan en el último forjado. El cerramiento exterior es de tipo multicapa, con ladrillo caravista hacia el exterior. En cuanto la cimentación se compone de zapatas corridas superficiales, de 1,00 m de anchura y con 0,60 m de canto, calculadas para una tensión transmitida al terreno de 0,5 kp/cm², dato recomendado por el estudio geotécnico realizado inicialmente antes de ejecutar la promoción.

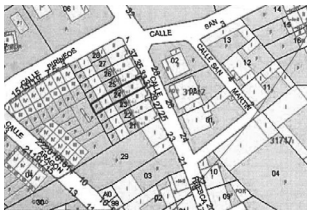


Figura 6.6.1
Detalle plano de catastro, situación

En la documentación del Catastro y ortofotografía realizada, se puede observar la situación de la promoción dentro del casco de la ciudad, lo que nos da una primera prueba de que no es una agresión generalizada, como podría ser el ascenso del nivel freático, ya que una agresión más generalizada implicaría un mayor número de edificaciones.



Figura 6.6.2
Fotografía aérea

Por ello se busca la agresión externa en las inmediaciones de la promoción dañada.

Como se puede observar en las fotografías adjuntas, aparecen una serie de grietas y fisuras que los propietarios han intentado controlar, poniendo una serie de testigos de escayola. Pero, comprobando que éstos se iban rompiendo, deciden buscar a alguien experto en estos temas para que analice el problema planteado y la forma de intervenir, tanto técnica como jurídicamente.

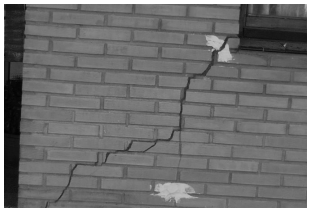


Figura 6.6.3
Fotografía de fachada

Se presentan algunas fotografías de cómo estaba la promoción en la primera visita de inspección, para hacerse una idea de su estado inicial. En la primera de ellas se observa una grieta horizontal en la zona izquierda del cabecero de la ventana y otra, asimismo, horizontal que sale de la esquina inferior derecha.
En la segunda fotografía aparece una grieta en el ángulo inferior izquierdo que posteriormente desciende. Hay otra en el ángulo inferior derecha que sale horizontal.



Figura 6.6.4
Fotografía de fachada

En esta última fotografía se puede observar la colocación de una serie de cuatro testigos, situados antes de nuestra intervención. Cuando se realizó la primera visita de inspección los testigos colocados ya estaban rotos.

### 6.6.2. Antecedentes

El edificio fue edificado por una promotora para su venta de acuerdo a la licencia de obras concedida en el Pleno del Ayuntamiento de fecha 11.04.1991. Con fecha 11/06/1992, se presenta el final de obra por lo que en el momento de la redacción del Informe Inicial (2012) el edificio tiene ya algo más de veinte años en servicio.

El edificio se construye con la metodología y tipología de las construcciones de los años noventa, con estructura porticada de hormigón armado de jácenas planas embebidas, en el propio canto del forjado, y pilares rectangulares de 25×45 cm, asimismo, embebidos en el propio medianil, de forma que la estructura apenas es visible y está apoyada sobre zapatas superficiales corridas, asimismo, de hormigón armado.

La cimentación se proyecta como cimentación superficial corrida de 1,00 m de anchura y un canto de 60 cm más 10 de hormigón de limpieza, calculada a 0,5 kp/cm² de tensión admisible, según el proyecto de ejecución.

Los cerramientos exteriores se realizan con fábrica de ladrillo caravista, jaharrado interior de mortero de cemento, cámara de aire con aislamiento térmico (3cm de espuma de poliuretano proyectado) y tabique hueco sencillo con un grueso total aproximado de 25 cm.

Cabe destacar que el edificio posee forjado sanitario, dejando una cámara de aire bajo el forjado de la planta baja. Se cubre el conjunto con cubierta inclinada de teja cerámica árabe.

Las viviendas se desarrollan en dos plantas: planta baja con estar, comedor, cocina y aseo, y planta primera con tres dormitorios y un baño.

En las visitas de inspección realizadas, la propiedad nos informa y así se comprueba, la aparición de una serie de deficiencias que aparecen en forma de grietas y fisuras1, que rompen los distintos elementos verticales y horizontales a tracción. También se observa la existencia de distintos parches en el pavimento de la calzada de la calle Huesca, consecuencia de distintas reparaciones efectuadas en la red municipal de distribución de agua potable.

### 6.6.3. Encargo del análisis y propuesta de intervención.

Por los motivos antes citados y preocupación de los propietarios, se encarga un Análisis y Propuesta de Intervención, donde se realice un estudio del problema planteado y dictamine una Propuesta de Intervención para estabilizar y consolidar el edificio, con el propósito de que el mismo pueda seguir usándose, en el mismo sentido, para el que fue proyectado y construido.

### 6.6.3. Encargo del análisis y propuesta de intervención.

Posteriormente, se visitaron todas las viviendas, obteniendo una relación de grietas y fisuras que se presentaron, levantando acta del estado y en posición de cada una de ellas. Se adjunta, a continuación, algunos de los datos obtenidos, sin ser exhaustivos, con el propósito de indicar el protocolo seguido.

Tal y como se dice en el Capítulo 1º de este manual, se inspeccionaron cada una de las habitaciones obteniéndose la situación y posición de cada una de las grietas existentes. Posteriormente, en el despacho se analizan cada una de ellas de forma individual, así como de forma colectiva, para poder tener una visión con cierta perspectiva del conjunto de movimientos que han aparecido, que justifiquen dichos daños. En secuencia, estos son los documentos realizados:

En primer lugar, hay que indicar que la patología existente apreciable a simple vista, es la rotura a tracción de los cerramientos exteriores y de la tabiquería interior, producida desde hace relativamente poco tiempo.

También aparece una patología colateral a la primera, que es el descuadre de puertas y ventanas, rotura de techos de escayola y movimientos del pavimento.
Recorriendo las distintas viviendas en orden ascendente, se puede describir la siguiente patología:

Nota.- Grieta: Abertura longitudinal incontrolada que afecta a todo el espesor de un elemento constructivo. Fisura: Abertura longitudinal incontrolada que afecta solo a una de las caras del elemento constructivo de forma superficial.

**CASA c/ Huesca Nº 30.-**
No existe patología apreciable el día de la inspección.

**CASA c/ Huesca Nº 32.-**
Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Recibidor: | Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 34. |
| Salón: | Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 34. |
| Descuadre | ventana del salón. |
| Comedor: | Fisura en esquina de ventana descendentes a 45º hacia el Nº 30. |
| Baño: | Fisura en juntas siguiendo la junta de la baldosa. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 1: | Fisuras horizontales en tabique perpendicular a fachada. |
| Baño: | Fisuras ascendentes a 45º en las esquinas de la ventana. |

**CASA c/ Huesca Nº 34.-**
Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Recibidor: | Fisuras varias. |
| Salón: | Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 36. |
| Baño: | Fisura que continua por el pasillo. |
| Comedor: | Fisura horizontal encima de la puerta. Fisura en techo siguiendo la vigueta. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 1: | Fisuras horizontales y verticales. Techo bofado. |
| Baño: | Fisuras ascendentes a 45º en las esquinas de la ventana. |
| Escalera: | Fisuras horizontales (señalan el forjado). |
| Dormitorio 3: | Fisura horizontal. |

**CASA c/ Huesca Nº 36.-**

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Recibidor: | Fisura ascendente a 45º hacia la fachada principal.<br>Fisuras inclinadas a 45º hacia el nº 38.<br>Fisuras varias.<br>Puerta de entrada no cierra bien. |
| Salón: | Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 38.<br>Fisura ascendente a 45º en tabique perp. a fachada hacia la parte trasera.<br>Hoja izquierda de ventana caída. |
| Escalera: | Fisuras horizontales marcando el forjado. |
| Baño: | Fisura inclinada por junta de azulejos. |
| Comedor: | Fisura en techo siguiendo la vigueta. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 1: | Fisuras a 45º ascendente hacia el nº 38<br>Varias fisuras horizontales en todos los tabiques.<br>Ventana descuadrada. |
| Baño: | Fisuras ascendentes a 45º hacia el nº 38. |
| Dormitorio2: | Fisuras verticales y horizontales con tendencia hacia el nº 38. |
| Dormitorio 3: | Fisuras verticales y horizontales con tendencia hacia el nº 38. |

**CASA c/ Huesca Nº 38.-**

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Salón/Vestíbulo: | Fisuras varias en todos los ángulos de la ventana. |
| Comedor: | Fisura ascendente hacia la casa 40.<br>Dificultad para abrir la ventana. |
| Escalera: | Fisura horizontal marcando el forjado.<br>Fisuras en falso techo.<br>Fisura ascendente hacia el nº 40. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 1: | Varias fisuras verticales y horizontales en todos los tabiques.<br>Fisura a 45º ascendente hacia el nº 40. |
| Baño: | Fisuras ascendentes a 45º hacia el nº 40. |
| Dormitorio2: | Pequeñas fisuras verticales y horizontales. |
| Dormitorio 3: | Pequeñas fisuras verticales y horizontales con tendencia hacia el nº 40. |

Fachada Posterior.

Fisura ascendente hacia el nº 40 en las esquinas de la ventana del comedor.
Apertura entre muro y celosía.

**CASA c/ Huesca Nº 40.-**

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Salón: | Fisuras a 45ºascendentes hacia el nº 42 en fachada y ascendentes a 45º en tabique posterior hacia el nº 38.<br>Ventana con una hoja más baja que la otra.<br>El armario ha descendido.<br>Hay una zona de yeso bofado.<br>Vestíbulo: Fisura ascendente casi vertical y otra a 45º en direcciones opuestas en el mismo tabique perpendicular a fachada.<br>Trozo de falso techo caído. |
| Comedor: | Fisura ascendente a 45º hacia la casa 38. |
| Baño: | Fisura ascendente que rompe azulejo.<br>Salta la lechada de los azulejos. |
| Escalera: | Fisuras horizontales que marcan el forjado<br>Zona de yeso bofado.<br>Fisuras varias. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 1: | Varias fisuras horizontales en fachada.<br>Fisura a 45º ascendente hacia la fachada principal.<br>Fisuras horizontales en el otro tabique perpendicular a fachada, cerca de esta. |
| Baño: | Ha saltado la lechada sin llegar a romper ninguna pieza. |
| Dormitorio 3: | Fisura horizontal. |

**CASA c/ Huesca Nº 42.-**

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Salón: | Varias fisuras horizontales y verticales con cierta tendencia hacia el nº 40. |
| Vestíbulo: | Varias fisuras horizontales y verticales con cierta tendencia hacia el nº 40. |
| Comedor: | Pequeñas fisuras varias.<br>Fisuras en el techo marcando las viguetas. |
| Baño: | Fisura ascendente que rompe azulejo. |
| Escalera: | Una pieza mármol rota.<br>Fisura ascendente hacia el interior.<br>Planta Primera. |
| Dormitorio 1: | Varias fisuras ascendentes hacia el fondo y la casa 40. |
| Baño: | Fisura ascendente a 45º hacia la casa 40.<br>En la pared junto a dormitorio tienen unas líneas que no llegan a romper el vitrificado en las piezas, y son paralelas entre sí. |
| Dormitorio 2: | Pequeña fisura ascendente. |
| Dormitorio 3: | Pequeñas fisuras horizontales y verticales junto a la puerta. |

**CASA c/ Pirineos Nº 1.-**

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Salón: | Diversas fisuras en varias direcciones en el fondo del salón. |
| Vestíbulo: | Puerta de acceso a vivienda roza en el suelo. |
| Cocina: | Fisuras en techo de cocina paralelas a viguetas. |
| Escalera: | Fisura en canto del forjado. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 1: | Fisuras varias. |
| Pasillo: | Fisuras en techo. |
| Baño: | Fisuras. Falta lechada en junta de azulejos. |
| Dormitorio (fondo parcela): | Fisuras varias de forma aleatoria. |

**FACHADA c/ Huesca**

Fisuras ascendentes a 45º entre las casas 32, 34 y 36 hacia la casa 38.
Fisura ascendente a 45º en las casas 40 y 42 hacia la casa 38.
Fisuras horizontales en la casa 38.
Fisuras verticales en casa de esquina con calle Pirineos.

**FACHADA c/ Pirineos**

Fisura vertical en chaflán.
Fisuras verticales en fachada de calle Pirineos.

Como se ha indicado, además de un exhaustivo reportaje fotográfico, se realiza el levantamiento del estado de las grietas y fisuras, como se expone a continuación, a modo de ejemplo, algunos de los documentos aportados que son innumerables y que se adjuntan como anexo al informe elaborado y que, aquí, no tendría mucho sentido.

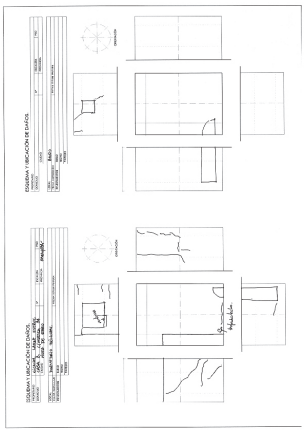


Figura 6.6.5
Hoja con los esquemas de los daños y su ubicación

## 6.7. Introducción

En primer lugar, se ha de reflexionar en lo ocurrido, porque no es razonable que un edificio con 20 años en servicio tenga movimientos estructurales de asentamiento, después del tiempo transcurrido. Un edificio se ejecuta con un sistema estructural, que recoge todas las cargas, conformadas por pesos propios y sobrecargas de uso, viento y nieve, llevándolas a través de los pilares, muros de carga y zapatas al terreno.

La propia ejecución del edificio se realiza de forma que el terreno va compactándose, según se va cargando, y las distintas zapatas van asentando en el mismo momento de su ejecución. La cimentación se calcula para que el asiento sea muy similar en cada una de las zapatas. Por lo que, si el edificio debería asentar homogéneamente, el movimiento resultante no se nota de forma aparente.

Pero en ocasiones, bien porque la cimentación no está correctamente calculada o bien porque el terreno no es perfectamente homogéneo; unas zapatas pueden asentar más que otras, por lo que se produce un asentamiento diferencial con una distorsión angular que descuadra la estructura. Este descuadre puede ocasionar la rotura de cerramientos y tabiquería, normalmente en las direcciones de las diagonales del tabique afectado que, si se estudia y comprende su leguaje, nos indican el movimiento real del edificio.

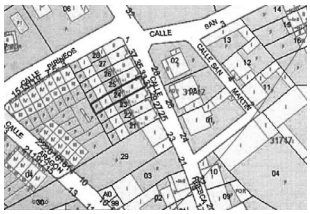


Figura 6.6.1
Detalle plano de catastro, situación

Pero estos movimientos suelen afectar a la estructura en los primeros años de servicio del edificio, con un máximo de cinco o seis años, que es el tiempo que tarda el terreno en consolidarse y que fundamentalmente depende de su naturaleza, del grado de humedad que posea y de las cargas que se transmiten.

No hay que confundir estos movimientos de asentamiento de la cimentación, que arrastra a los pilares, con los movimientos de flexión estructurales, que aparecen en el momento de quitar las sopandas y puntales de la estructura, y que se manifiesta como flechas instantáneas o como flechas diferidas, a largo plazo. La fluencia del hormigón le hace perder rigidez a los nudos, comportándose de forma más elástica que la inicial.



Figura 6.6.2
Fotografía aérea

En este caso, se observa claramente que los movimientos que se han producido tienen la causa fundamental en movimientos debidos a asentamientos diferenciales que han ido descuadrando parcialmente la estructura del edificio.

## 6.8. Antecedentes geológicos de la zona

Nuez de Ebro es un municipio que se sitúa en la margen izquierda del río Ebro, asentado en un cono de deyección producido por el torrente del Barranco Aimez; como ha sucedido en el caso de los municipios cercanos como Villafranca de Ebro, Alfajarín, la Puebla de Alfindén, etc., es decir, todos los que se encuentran en el mismo margen de la ribera del Ebro.

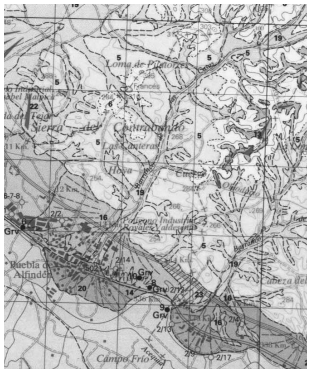


Figura 6.6.6
Plano del barranco, con la cuenca

Un barranco, como el que nos ocupa, se genera a partir de un torrente de agua que, en este caso, es ocasional y que recoge las aguas desde la cabecera, donde se sitúa la cuenca de recepción de aguas. Por sus pendientes transporta el agua hacia el canal del desagüe. Este torrente y las aguas que recoge erosionan el terreno y lo transporta aguas abajo. Cuando las aguas llegan a la zona más baja y horizontal, éstas pierden velocidad y se vuelven más tranquilas, depositando las partículas que arrastraba. En esta zona, ya en la llanura donde encuentro el río Ebro, deposita las partículas que llevaba, formando un cono de deyección durante de cientos o miles de años.

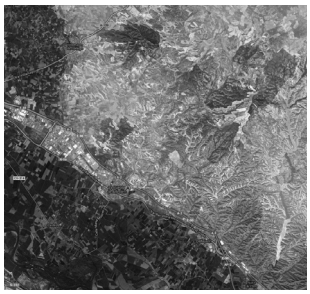


Figura 6.6.7
Fotografía área del barranco, con la cuenca

Ahora bien, este terreno se ubica en la última época geológica del Cuaternario, denominado Holoceno, que se ha conformado a lo largo de más de diez mil años.
El cono de deyección donde se ubica Nuez de Ebro es, por consiguiente, un depósito sedimentario aluvial conformado por limos arcillosos que se han depositado en una zona de cambio de pendiente, al llegar a la llanura del río Ebro.

Como el holoceno es un periodo que data de hace unos 11.700 años, los limos acumulados tienen un espesor de unos 9,00 m de profundidad. Además, como las zonas erosionadas son terrenos yesíferos, los arrastres aquí depositados poseen un notable contenido en yesos solubles.



Figura 6.6.8
Fotografía con los operadores y la máquina

## 6.9. Análisis geotécnico del terreno

### A/.- ESTUDIO ESTRATIGRÁFICO DEL SUELO.

Con los antecedentes antes descritos cabía esperar un suelo limo-arcilloso yesífero, como así lo ha confirmado el sondeo realizado el 16/01/2013, que nos proporciona exactamente la siguiente estratigrafía del suelo:

Como se puede observar en el sondeo realizado, se obtiene la siguiente composición de estratos:

**De 0,00 a 3,30 m** Relleno de árido grueso de cantos redondeados, poligénicos, con escasa a inexistente matriz, apareciendo bolos dispersos.
**De 3,30 a 5,60 m** Limos arcillosos yesíferos saturados muy blandos.
**De 5,60 a 6,50 m** Limos arcillosos yesíferos saturados muy blandos con pasadas arenosas.
**De 6,50 a 7,80 m** Gravas de cantos subredondeados y matriz limosa arenosa de color marrón de compacidad media, saturadas.

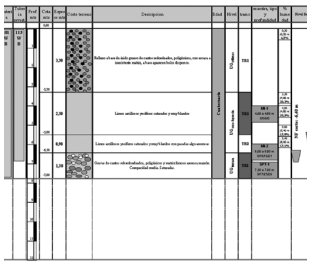


Figura 6.6.9
Descripción gráfico resultados

### B/.- CLASIFICACIÓN DE CASAGRANDE.

De una muestra de suelo obtenida a 4,60 m de profundidad se han obtenido los siguientes límites de Atterberg:

| | | |
|---|---|---|
| Limites de Atterberg | Limite Liquido | 24,8 |
| | Limite Plástico | 15,3 |
| | Indice Plasticidad | 9,5 |

Entrando con ellos en el gráfico de plasticidad de Casagrande, se sitúa el suelo en la posición indicada:

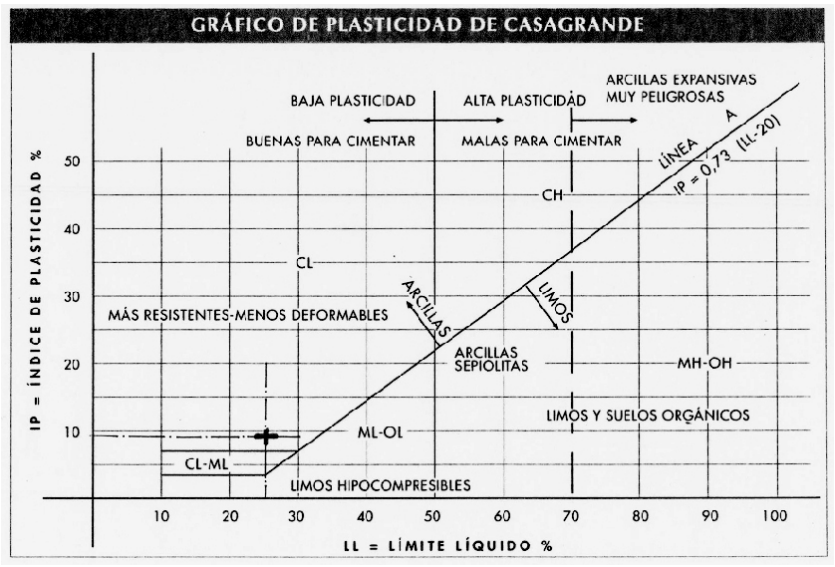



Figura 6.6.11 Gráfico de plasticidad de Casagrande

Con lo que resulta que es un suelo tipo CL, es decir, una arcilla Limosa de consistencia blanda, que podría soportar presiones admisibles entre 1 a 2 kp/cm². Si se toma la media se obtiene que la tensión de cálculo de la cimentación no debería sobrepasar los **1,5 kp/cm²**, en el peor de los casos. En el Proyecto se indica que el cálculo de la cimentación se ha realizado en base a una resistencia del terreno de **0,5 kp/cm²**, lo que es correcto, teniendo en cuenta un coeficiente de seguridad de 3.

**C/.- SITUACIÓN DEL NIVEL FREÁTICO.**

En el sondeo realizado se comprueba que, en el día 16/01/2013, el nivel freático se estabiliza a una profundidad de -5,50 m; como el bulbo de presiones de una zapata en el terreno es tres veces su anchura, el bulbo llegará a 3,00 m y el nivel freático en época de avenidas se sitúa a los 5,50, con lo que hay un margen de seguridad de 2,50 m. Suficiente margen como para que el agua del nivel freático pueda perturbar el equilibrio existente entre cimentación y terreno.

## 6.10. Comprobaciones de cálculo de la cimentación

Para realizar una comprobación de la cimentación, se obtiene en primer lugar los siguientes valores unitarios:

ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN.

**Forjado Sanitario y Planta Primera.**

Peso Propio:

| | |
|---|---|
| Forjado de Hormigón (h=30cm) | 3,50 kN/m² |
| Pavimento | 0,80 kN/m² |
| PESO PROPIO | 4,30 kN/m² |

Sobrecargas:

| | |
|---|---|
| Uso | 2,00 kN/m² |
| Tabiquería | 1,00 kN/m² |
| SOBRECARGAS | 3,00 kN/m² |
| **TOTAL PLANTA TIPO** | **7,30 kN/m²** |

Forjado Cubierta.

Peso Propio:

| | |
|---|---|
| Forjado de Hormigón (h=30 cm aligerado) | 2,30 kN/m² |
| Elementos de cobertura | 2,40 kN/m² |
| PESO PROPIO | 4,70 kN/m² |

Sobrecargas:

| | |
|---|---|
| Uso | 1,00 kN/m² |
| Nieve | 0,50 kN/m² |
| SOBRECARGAS | 1,50 kN/m² |
| TOTAL PLANTA TIPO | 6,20 kN/m² |

Los valores antes calculados se indican en el Proyecto como: Forjados de Plantas, **740 kp/m²** y Forjado de Cubierta, **720 kp/m²**, lo que indica que los datos de partida para el cálculo de la cimentación son, asimismo, correctos.

Si se toma los valores de carga que llegan al Pilar 5, se obtiene:
P= 0,70×4,45x1x00x2.500+(2×530+590)24,74=47.833 kp
$s_T$ = 1,07 kp/cm$^2$ < 1,5

Luego, la cimentación debe funcionar correctamente con los pesos propios con un coeficiente de seguridad de 1,5, lo que significa que con las dimensiones que posee, antes de presentar algún problema, podría soportar un 50 % más de las cargas actuales.

## 6.11. Análisis del movimiento

Para explicar y entender lo que está ocurriendo, hay que advertir que la estructura es la parte del edificio, encargada de soportar las cargas necesarias en servicio, compuestas por el peso propio y las sobrecargas de uso, viento y nieve, y transmitirlas al terreno. Su diseño y configuración dependerá de la tipología del edificio, de la forma, materiales, usos, etc. Está compuesta de elementos capaces de soportar las cargas transmitidas.

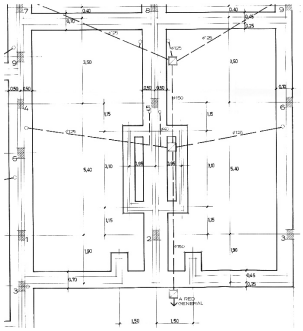


Figura 6.6.12
Plano de cimentación

**Movimientos de cimentación (Asentamientos)**
La finalidad de la cimentación es sustentar las estructuras, garantizando su estabilidad y evitando daños a los materiales estructurales y no estructurales. Como a una determinada profundidad transmitimos una serie de nuevas cargas, el terreno reacciona normalmente comprimiéndose, produciendo un descenso del plano de contacto de la cimentación. Este descenso que se produce en la cota de cimentación es lo que se denomina asiento; en el apartado F.1 del CTE-SE-C, se indica que existen tres tipos de asientos:

**Asiento inicial instantáneo(Si).**
Se produce de manera inmediata o simultánea con la aplicación de la carga.

**Asiento de consolidación primaria (Sc).**
Se genera a medida que se disipan los excesos de presión intersticial, provocados por la carga, y se eleva la presión media efectiva del terreno, lo que permite la progresiva pérdida de volumen del terreno.

**Asiento de compresión secundaria (Ss).**
Este último tipo se produce en algunos terrenos que presentan una cierta fluencia por deformación a presión efectiva constante. En resumen, la cimentación de un edificio asienta porque el terreno pierde volumen a determinada presión, por diferentes motivos. En el caso primero el movimiento es instantáneo, el segundo aparece despacio con el paso del tiempo.

Dependiendo de las cargas que arrastra cada elemento estructural vertical, muros y pilares. El dimensionado de la cimentación se realiza para que toda la cimentación presione de forma similar, con lo cual, el edificio asienta de forma uniforme y no aparezca ninguna patología.

Ahora bien, si los estratos del terreno no son uniformes, presentan discontinuidades o se modifican las cargas estructurales, la cimentación puede comportarse de forma irregular, produciéndose asentamientos diferentes de unos elementos a otros y produciéndose lo que se denomina asiento diferencial.

## 6.12. Influencias de fugas de agua de la red municipal

En las visitas de inspección realizadas, se ha comprobado la existencia de una serie de fugas de agua, tanto de la red municipal de distribución de agua potable. Con la ayuda de varios propietarios, se ha recompuesto el proceso histórico de estas fugas de agua que se establece de la forma siguiente:

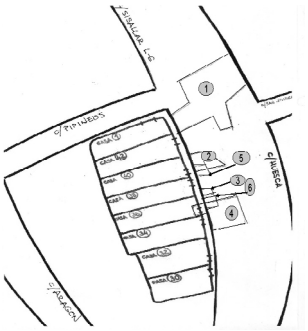


Figura 6.6.13
Situación de las parcelas

1.- 2.008 (sin fecha concreta)
2.- 27 septiembre 2.011
3.- Mayo de 2.012
4.- 31 Agosto de2.012
5.- Diciembre de 2.012
6.- Enero de 2.013

Fugas que están acreditadas en la documentación fotográfica que se acompaña, en los testimonios de los propietarios y en las facturas abonadas por el Ayuntamiento de Nuez de Ebro para su reparación. Como se puede observar, hay dos roturas de la red municipal, la **1ª** —año 2010— y la **2ª** —27/09/2011—. Posteriormente, hay una rotura de la acometida privativa, la **3ª** — mayo 2012—, y a esta le sigue la rotura de la municipal, la **4ª** —el 21/08/2012—. En ese año hay una nueva rotura, la **5ª** —el 05/12/2012—, de la red privativa y, finalmente, otra nueva rotura, la **6ª**, de la red municipal.

Se observa que las roturas se producen a partir de la primera en 2010, en intervalos de tiempo cada vezmás pequeños como se aprecia en la siguiente serie:

1.- 2.010 (septiembre)
2.- 27 septiembre 2.011 a 31 meses
3.- Mayo de 2.012 a 8 mese
4.- 31 Agosto de2.012 a 4 meses
5.- Diciembre de 2.012 a 3 meses
6.- Enero de 2.013 a 1 mes




Figura 6.6.14.1
Fotografías según la numeración indicada en la planta de situación




Figura 6.6.14.2
Fotografías según la numeración indicada en la planta de situación




Figura 6.6.14.3
Fotografías según la numeración indicada en la planta de situación

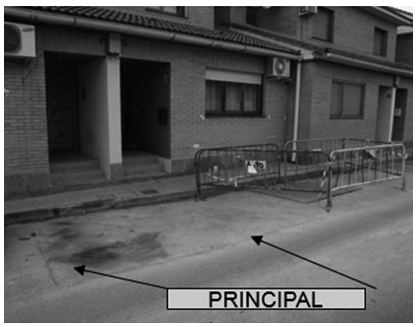



Figura 6.6.14.4
Fotografías según la numeración indicada en la planta de situación




Figura 6.6.14.5
Fotografías según la numeración indicada en la planta de situación




Figura 6.6.14.6
Fotografías según la numeración indicada en la planta de situación

Además, las roturas de agua provocan la pérdida de masa importante del suelo, porque por un lado, el yeso se disuelve en el agua y se pierde un volumen de materia importante y, por otro lado, los limos más finos migran con el flujo de agua a otros estratos, provocando pérdidas considerables de suelo; como se puede observar en la fotografía siguiente, ejecutada por quién suscribe en enero de 2.013, durante la fuga de enero de 2013.

Como se puede apreciar, cuando se rompe el aglomerado de la calzada aparece un hueco donde el suelo ha desaparecido totalmente, a consecuencia de la fuga de agua. Para reparar no ha habido que sacar la tierra, porque ésta había desaparecido.

También es preciso observar que la dirección de las roturas va de la parte más alta del terreno, que es la unión de las calles Huesca y Pirineos, hacia la parte más baja, siempre en la inclinación descendente de los estratos del terreno.

Por otro lado, también es importante evidenciar que las deficiencias aparecen en las viviendas pares de la calle Huesca y no en las impares, porque el estrato natural tiene sus escorrentías naturales hacia éstas, por lo que el agua cuando fluye va en dirección de las viviendas estudiadas.

## 6.13. Causa más probable de la patología

Como se puede observar en el proceso que se estudia, hay una clara correlación entre las fugas de agua de las redes municipales con el moviendo el terreno, produciéndose una concatenación de roturas y fugas, cuya tendencia natural es la de infiltrarse en el subsuelo de las viviendas pares de esta calle, ya que la vía natural de escape del agua es hacia el río Ebro.

Por consiguiente, la causa más probable, clara y demostrada de la aparición de la patología que se analiza es la fuga de agua Nº 1, que se produce en la intersección de las calles Huesca y Pirineos en el año 2008. A partir de este momento, los reajustes y movimientos del suelo van provocando la concatenación de las siguientes roturas y fugas de agua que, finalmente, hace que las cimentaciones de las viviendas se reequilibren de nuevo con el terreno, produciéndose un asiento diferencial que es el causante de la patología indicada.

Se desconoce la causa de la rotura de la red municipal (rotura 1 de 2010), que pudo deberse a una influencia o fuga de la red de saneamiento (informe del que aún no se dispone) y/o a lavados naturales del terreno por infiltraciones de aguas de lluvia.

Las distintas roturas de las redes de abastecimiento de agua, tanto municipal como privativa, es la causante de los movimientos de las distintas edificaciones. Estos movimientos se producen por dos factores: por un lado, por la pérdida de suelo en procesos de disolución o migraciones de los limos yesíferos, que provocan la pérdida de capacidad portante del terreno.

Cualquiera de ambas causas produce la aparición de asentamientos diferenciales de las viviendas que, a su vez, producen distorsiones angulares de la estructura. Estas distorsiones de la estructura, por modificación del punto de apoyo, producen descuadres de la estructura, rotura de la tabiquería, descuadres de la carpintería, etc.

A favor de las viviendas hay que referenciar que su cimentación es potente y sólida, lo que hace que los daños aparecidos sean de menor cuantía de lo que podría haber sido.

Los movimientos aparecidos son consecuencia de la aparición de nuevos asientos diferenciales que, evidentemente, mueven la estructura que es solidaria con la cimentación, donde se apoya, y este movimiento es el causante principal de la patología aparecida.

### 6.13.1. Movimientos detectados

Del análisis de las grietas y fisuras se han detectado, una serie de movimientos del edificio aparecidos a consecuencia de las agresiones que se ha producido al terreno. Estas agresiones en forma de inundaciones y flujos de agua en dirección sureste, han disuelto parte del limo yesífero y, otra parte, la han hecho migrar a otros estratos subyacentes, produciendo pérdidas de volumen en las zonas donde la tubería de abastecimiento de agua se ha partido.

Pero, evidentemente el agua ha establecido una vía de evacuación natural en dirección al río Ebro, produciendo posiblemente pequeños socavones o al menos descompresiones del terreno lavado.

Al fallar el substrato de apoyo, la cimentación asienta sensiblemente en la zona afectada, manteniéndose estable en la zona no afectada. Este descuadre de rigidez del suelo produce un asentamiento diferencial de una zona respecto de otras. Pero como la cimentación es bastante potente y rígida, no se produce un escalonamiento parcial, sino que hay movimientos más generalizados, moviéndose el edificio como un todo y arrastrando unas casas a otras, aunque estas últimas no tengan el problema.

Además, cuando fluye el agua, la más superficial se encuentra la cimentación como barrera, discurriendo por la zanja escavada hasta encontrar una vía de escape. Este proceso diversifica más la patología, encontrándose daños en zonas inesperadas. Los movimientos detectados son los siguientes:

## A/.- MOVIMIENTO LONGITUDINAL.-

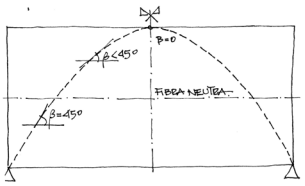



Figura 6.6.17
Gráfico arco de descarga

Sin entrar en excesivas demostraciones matemáticas, cuando un elemento de gran canto se apoya en dos puntos y se carga, se producen una serie tensiones interiores de donde se obtiene una curva de máxima tracción que se denomina *arco de descarga*, que une los puntos de máxima tracción.

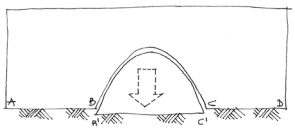


Figura 6.6.18
Esquema curva

A partir de este argumento puramente matemático, si un muro tiene un apoyo continuo y en la parte central de su apoyo el suelo se hunde, el muro queda apoyado en dos puntos, apareciendo un *arco de descarga*, si la tensión de tracción aparecida es superior a la resistencia de tracción del material. La rotura aparece según una curva característica que es la siguiente:

Estos fenómenos teóricos se producirían en elementos homogéneos e isótropos, pero en una fachada de ladrillo caravista, con estructura de hormigón interna y forjados que cruzan el elemento horizontalmente, es más difícil que aparezca claramente el arco de descarga. Pero sí puede verse el desarrollo inicial, o ciertos indicios, que evoquen su existencia y que es preciso ser capaz de reconocer.

Longitudinalmente, en la fachada de la calle Huesca se observa la aparición de dos arcos de descarga, uno grande que abarca de las casas 32 hasta principios de la 42, que se ve limitado verticalmente por el forjado de cubierta que ha permanecido casi inalterado.

Dentro de este gran arco de descarga ha aparecido otro arco más pequeño, que abarca las casas: media casa 32 hasta el final de la 38. Estos arcos nacen de la pérdida de capacidad portante del terreno que se ha realizado en dos etapas: una generalizada y otra más cercana. También es posible que la entrada de agua a la zapata de fachada y su discurrir por ella haya provocado un asiento más generalizado.

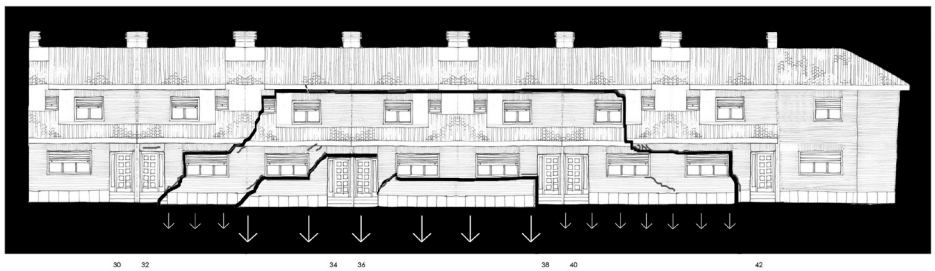



Figura 6.6.19 Dibujo de fachada con las fisuras

## B.- MOVIMIENTO PERPENDICULAR A FACHADA.-

Mientras que el movimiento en el sentido longitudinal es claro y contundente, en el sentido perpendicular de la fachada es más sutil y complejo de analizar.

Para ello vemos que los movimientos van variando de una casa a la siguiente, produciéndose un complejo sistema de rotación que se describirá más tarde. Para poderlo entenderlo, veremos los movimientos individualizados de las viviendas que más se mueven:

Las dos casas primeras Huesca, 30 y 32, así como la última, calle Pirineos 1, apenas tienen nada destacable en este sentido. En cambio, el resto de las viviendas tienen una patología que va variando de una vivienda a otra y que definen los movimientos aparecidos, consecuencia de las filtraciones de agua producidas por las redes de abastecimiento de agua.

Al igual que se describió en el apartado que se ha dedicado a los movimientos longitudinales, los movimientos transversales se manifiestan en los asentamientos nuevos, aparecidos a consecuencia de las inundaciones de agua.

Esquemáticamente, y con el propósito de analizar los movimientos en el sentido perpendicular a la calle Huesca, presentamos los movimientos siguientes:

**CASA c/Huesca Nº34 (Nº 3)**
La casa Nº3, sita en calle Huesca Nº34, tiene grietas que indican pequeños movimientos de asentamiento de la fachada, permaneciendo el fondo de la vivienda en su posición inicial.

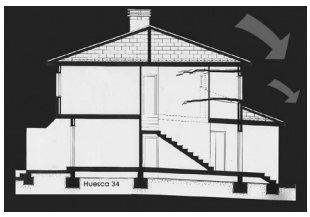


Figura 6.6.20

**CASA c/Huesca Nº 36 (Nº 4)**
La casa siguiente, situada en calle Huesca Nº 36, tiene síntomas parecidos a los de la casa anterior (34), pero con menor movimiento en este sentido. Existe algo de giro hacia la fachada principal, pero fundamentalmente lo que aparecen son asentamientos perpendiculares. Por eso aparecen grietas horizontales, además de las ascendentes a 45º apuntando a la fachada principal.

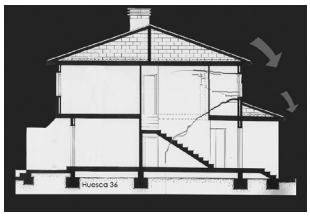


Figura 6.6.21

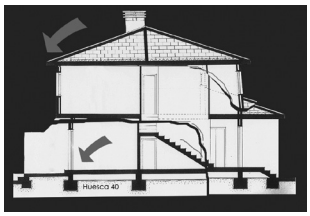


Figura 6.6.22

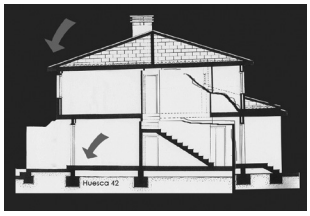


Figura 6.6.23

**CASA c/Huesca Nº 38 (Nº 5)**
La siguiente vivienda, sita en calle Huesca Nº 38, parece más estabilizada, porque solo tiene pequeñas fisuras horizontales por asentamiento de la fachada con muy pequeños movimientos. Esta vivienda es el punto de inflexión del momento de torsión que está produciéndose en la totalidad del bloque.

**CASA c/Huesca Nº 40 (Nº 6)**
Esta vivienda tiene grietas características a 45º de forma ascendente hacia el interior de la vivienda, lo que indica que la parte posterior de la vivienda está asentando.

**CASA c/Huesca Nº 42 (Nº 7)**
Por último, la vivienda numero 42 tiene síntomas parecidos a la casa anterior (38), aunque algo menores, lo que nos indica el asentamiento de la cimentación del fondo de la vivienda.

En conclusión, las viviendas 34 y 36 presentan un cuadro patológico que apunta un giro y asentamiento de la fachada principal.

La casa 38, mantiene muy sutilmente este asentamiento y las casas 40 y 42 tienen asentamientos y giros hacia la fachada posterior.

Es decir, si se considera el conjunto de las viviendas como un sólido compacto, literalmente el edificio se está retorciendo con un eje longitudinal. Este fenómeno es consecuencia de la entrada de flujos de agua por la cimentación delantera de las casas 36-38 y su posterior salida por la cimentación trasera de las casas 40-42. Este movimiento claro se ve desfigurado por las escorrentías laterales del agua, a través de las zanjas de cimentación, que producen movimientos adicionales que distorsionan el movimiento general indicado.

Este movimiento de torsión y su causa se desarrollan gráficamente en la página siguiente:

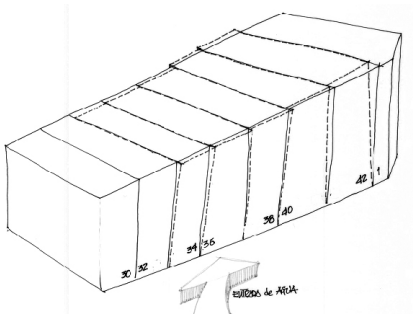
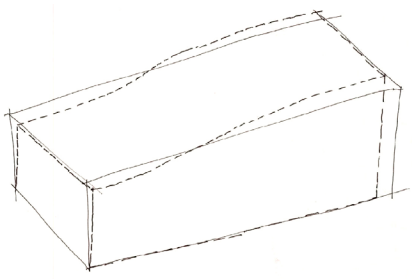


Figura 6.6.24
Recreación del movimiento transversal


Figura 6.6.25
Recreación del movimiento de torsión

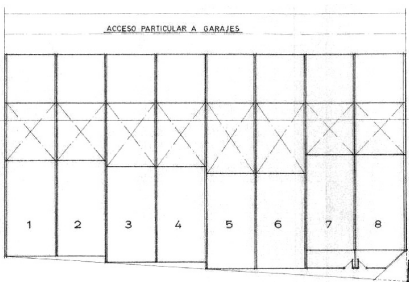


Figura 6.6.26
Planta con accesos a los garajes

De los movimientos antes descritos, cabe deducir que ha existido un flujo de agua que ha barrido la cimentación del grupo de viviendas de la forma que se indica en el gráfico siguiente. Esto no quiere decir que el agua ha entrado de forma masiva, como indica la flecha de la fluencia de agua, sino que el agua ha entrado por el subsuelo en esa dirección, discurriendo por las zanjas de cimentación, diluyendo el material de apoyo y arrastrando materiales finos y disolviendo los limos yesíferos.

Esta pérdida de material, base de apoyo de la cimentación, hace que ésta asiente de forma parcial en los puntos por donde al agua fluye, provocando lo que se denomina un asiento diferencial. Es decir que parte de la cimentación desciende y el resto permanece inalterado.

Este movimiento provoca el descuadre de la estructura y la aparición de la patología que se ha estudiado.

De los movimientos antes descritos, cabe deducir que ha existido un flujo de agua que ha barrido la cimentación del grupo de viviendas de la forma que se indica en el gráfico siguiente. Esto no quiere decir que el agua ha entrado de forma masiva, como indica la flecha de la fluencia de agua, sino que el agua ha entrado por el subsuelo en esa dirección, discurriendo por las zanjas de cimentación, diluyendo el material de apoyo y arrastrando materiales finos y disolviendo los limos yesíferos.

Esta pérdida de material, base de apoyo de la cimentación, hace que ésta asiente de forma parcial en los puntos por donde al agua fluye, provocando lo que se denomina un asiento diferencial. Es decir que parte de la cimentación desciende y el resto permanece inalterado.

Este movimiento provoca el descuadre de la estructura y la aparición de la patología que se ha estudiado.

**C/.- OTROS MOVIMIENTOS.-**

Además de los movimientos descritos en los apartados anteriores, la retícula de zapatas que configura la cimentación puede provocar estancamientos y flujos diversos por las zanjas de las zapatas internas, produciendo asentamientos no descritos en los apartados anteriores. Estos asentamientos, suavizados por la rigidez de la propia cimentación, pueden enmascarar las pérdidas de material en zonas interiores, que han podido provocar socavones, y cuya presencia es difícil de detectar.

No obstante, con los movimientos interiores, cuya patología se concreta en la posición de grietas y fisuras de las particiones interiores y medianiles, no parece tener nada que ver con los movimientos antes descritos, por lo que pueden enmascarar hundimientos o socavones en el interior de algunas viviendas.

Por ello, es muy importante controlar el movimiento del edificio con el paso del tiempo, para conocer si dichos movimientos son asintóticos a un posible equilibrio o no.

En este sentido, los movimientos más claros que aparecen en el interior de algunas viviendas son los siguientes:

**CASA c/ Huesca Nº 36**
Esta vivienda, además de presentar síntomas de asentamiento de la esquina derecha de la fachada principal y medianil derecho, presenta un claro ejemplo de asentamiento de la esquina central que configura la escalera. Podría ser consecuencia de entrada de agua a un punto concreto, a través de las zanjas de la cimentación.

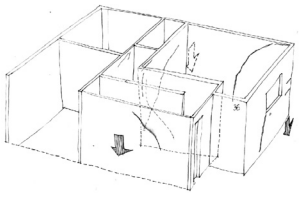


Figura 6.6.27
Axonometría con indicaciones de las fisuras

**CASA c/ Huesca Nº 40**
Esta vivienda también presenta síntomas de asentamiento de la esquina central que configura la escalera. Como en el caso anterior, podría ser consecuencia de entrada de agua a un punto concreto, a través de las zanjas de la cimentación.

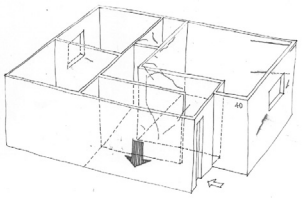


Figura 6.6.28
Axonometría con indicaciones de las fisuras

**D/.- ÍNDICE DE COLAPSO DEL TERRENO.-**
Previendo los movimientos anteriores, se ha realizado el ensayo para la determinación del índice de colapso del terreno (I) y el potencial porcentual de colapso (Ic), que se sitúa en valores 0,52 % y 0,43 %, lo que nos indica que respecto de este ensayo el suelo tiene un grado del colapso **LIGERO**, al estar comprendido entre los valores de 0,1 < Ic <2,0.

Se define colapso en la disminución de altura que experimenta una muestra de suelo en unas determinadas condiciones de densidad, humedad y presión, confinada lateralmente cuando es inundada.

En este caso, es importante conocer el índice de colapso para determinar si el edificio puede tener un asentamiento brusco en determinadas condiciones. Del ensayo realizado se obtiene que esta posibilidad, aunque no es descartable, podría tener una incidencia mínima, por lo que lo que hay que delimitar es el asentamiento diferencial de las distintas partes del edificio.

## 6.14. Propuesta de intervención

Si se es consecuente con el análisis de la patología y las deficiencias que se ha estudiado en el grueso del presente Informe, hay que indicar lo que sigue:

**a. INTERVENCIÓN INICIAL.**

Las deficiencias existentes y la patología aparecida son, en nuestra opinión, consecuencia, fundamentalmente, de una disolución y migración del suelo a consecuencia de las fugas de agua al terreno, por rotura de la red municipal y como consecuencia de ésta, la rotura de la red privativa del edificio.

**b. ESTANQUEIDAD DE LAS RED PRIVATIVA ABASTECIMIENTO DE AGUA.**

Para evitar que estas fugas de agua se vuelvan a producir, sería conveniente realizar un sistema de estanqueidad de las redes de abastecimiento de agua las dos redes del terreno, para que no pueda volver a existir una nueva fuga de agua al terreno.

Para evitar el vertido de agua de la red privativa, que ha sido rota por la red municipal, se puede realizar un sistema de estanqueidad de la forma siguiente.

- Se ejecuta una zanja de una profundidad de 60/70 cm, por donde discurre ahora la red de abastecimiento privada.
- Se hace una arqueta de 50×50 cm, sustituyendo cada una de las arquetillas donde se sitúa ahora la llave de corte exterior de las viviendas. Es decir, ocho arquetas.
- Se unen todas las arquetas mediante un tubo flexible de grueso diámetro (Ø160 o Ø 200mm)
- Este tubo se conecta al final de su recorrido (casa Huesca 30) con la red de saneamiento municipal.
- Una vez preparado el sistema de drenaje, se introducirá la red privativa dentro de este sistema de drenaje, cuidando mucho las acometidas de cada una de las viviendas, que se realizarán en las citadas arquetas, así como las acometidas municipales, cuidando en todo momento la estanqueidad del sistema.

Con este sencillo sistema de drenaje se puede garantizar que, si hay una rotura de la red, el agua iría directamente al sistema de saneamiento municipal. Además, para comprobar el funcionamiento de la red privativa, solo sería necesario que algún propietario comprobara periódicamente si pasa agua por la última arqueta; de ser afirmativo indicaría que hay pérdidas de agua de la red. Su detección se realizaría abriendo las sucesivas arquetas, hasta encontrar el tramo deteriorado.

**c. ESTANQUEIDAD DE LAS RED MUNICIPAL DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.**
La red municipal a su paso por esta zona podría tratarse de forma similar, incluso podrían ser paralelas dentro del mismo sistema de drenaje, solucionando las acometidas de los números impares.

Podrían realizarse otras formas de eliminar el agua del terreno, ejecutando un sistema de canalización a base de realizar una canaleta de hormigón, que soporta las distintas redes, al que se le provee de un sistema de evacuación a la red de saneamiento municipal. Posteriormente, se recompone el terreno con vertido de zahorra compactada y se ejecuta el asfaltado de la calle.

Ejecutado el sistema de drenaje de ambas redes, solo cabe realizar un seguimiento de las edificaciones a largo plazo, por ejemplo, cada mes (tres tomas), cada dos meses (tres tomas), cada tres meses (cuatro tomas), cada seis meses (dos tomas) y así sucesivamente.

Con los datos obtenidos, se realizarán unas curvas de estabilización para comprobar que el edificio se ha estabilizado.

Comprobado que el edificio está equilibrado realizando un seguimiento de al menos dos años, cada propietario podrá reparar los daños de su vivienda y las grietas y fisuras no volverán a aparecer.

No obstante, las reparaciones se realizarán con un sistema que introduzca una pintura elástica que pueda absorber pequeños movimientos residuales.

**d. INTERVENCIÓN POSTERIOR.**
En última instancia, y solo en el caso de que las curvas de asentamiento, cuyos datos se están ahora tomando, no confluyeran en un claro equilibro de estabilidad sería preciso realizar un tratamiento del terreno, efectuando una mejora del mismo independientemente de la fluencia de agua.

Este tratamiento se realiza mediante la técnica del **tubo-manguito**. El procedimiento consiste en inyectar una lechada de mortero de cemento con bentonita a presiones elevadas que producen una rotura hidráulica del suelo.

Las inyecciones realizadas con tubo manguito no consisten en rellenos de mortero en grandes cantidades, provocando pesos indeseables, sino en la inyección muy controlada de láminas de lechada, que se curvan y van enceldando el terreno de forma que mejora notablemente su capacidad mecánica. Esta técnica deja una serie de tubos en el terreno que podrían reutilizarse con el paso del tiempo.

## 6.15. Valoración para la reparación de las deficiencias existentes

Las reparaciones del edificio se pueden afrontar desde una primera actuación, realizando una estanqueidad de la red privativa y municipal de abastecimiento de agua potable. Y si el edificio no se estabiliza se podría realizar una segunda intervención que se ha descrito con las inyecciones de bentonita cemento bajo la cimentación del edificio.

## 6.16. Estanqueidad de las redes de abastecimiento de agua

De acuerdo a las obras prescritas en el apartado anterior, las mediciones de las mismas y su valoración estimada son las siguientes:

**MEDICIONES Y PRESUPUESTO**

**Capítulo 1.- DEMOLICIONES Y MOVIMIENTOS DE TIERRAS.**

1.1.- m²
Demolición de pavimento de acera de terrazo con martillo compresor de 2000 l/min., i/retirada de escombros a pie de carga, maquinaria auxiliar de obra y p.p. de costes indirectos.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 50,00 | 1,00 | | |
| | TOTAL PARTIDA | 50,00 | 6,00 | 300,00€ |

1.2.- m²
Demolición solera de hormigón en masa de 15 a 20 cm de espesor, con retromartillo rompedor, incluso corte previo en puntos críticos, retirada de escombros a pie de carga y p.p. de costes indirectos.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 50,00 | 1,00 | | |
| | TOTAL PARTIDA | 50,00 | 5,75 | 287,50€ |

1.3.- $m^3$
Excavación a cielo abierto de terreno con mini- retroexcavadora de zanja de instalaciones, incluso, perfilado a mano y retirada de escombros a pie de carga y p.p. de costes indirectos.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 50,00 | 0,60 | 0,60 | 18,00 | |
| | TOTAL PARTIDA | | 18,00 | 7,00 | 126,00€ |

1.4.- Ud
Aporte y retirada de contenedor metálico de escombros de 7,5 m3, con retirada a vertedero autorizado, incluso p.p. de canon de vertido.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 50,00 | 0,60 | 0,60 | 18,00 | |
| | TOTAL PARTIDA | | 18,00 | 7,00 | 126,00€ |
| | **TOTAL CAPÍTULO I.....** | | | | **1.356,50€** |

## Capítulo 2.- SISTEMA DE DRENAJE.

2.1.- Ud
Arqueta de Polipropileno (PP) de dimensiones 55x55x55 cm, JIMTEN 34004, formada por cerco y tapa de fundición, acoplables entre sí y colocada sobre solera de hormigón HM-20 N/mm2 de 10 cm de espesor incluida, según CTE/DB-HS 5

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 9,00 | 9,00 | | | |
| | TOTAL PARTIDA | | 9,00 | 105,00 | 965,00€ |

2.2.- m
Tubería de diámetro exterior 150 mm, en instalaciones de evacuación de aguas residuales y pluviales, para unir con piezas de igual material, mediante manguitos de unión / dilatación con junta elástica. De conformidad con DIN 4102, B2 y Certificado DIBT, i/ p.p. de piezas especiales de idénticas características con junta elástica incorporada, totalmente instalada, según CTE/ DB-HS 5 evacuación de aguas. Incluso p.p. de cortes y piezas especiales para acometidas individuales.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 50,00 | 1,00 | 50,00 | | |
| | TOTAL PARTIDA | | 50,00 | 50,00 | 2.500,00€ |

2.3.- m
Tubería de diámetro exterior 110 mm, en instalaciones de evacuación de aguas residuales y pluviales, para unir con piezas de igual material, mediante manguitos de unión / dilatación con junta elástica. De conformidad con DIN 4102, B2 y Certificado DIBT, i/ p.p. de piezas especiales de idénticas características con junta elástica incorporada, totalmente instalada, según CTE/ DB-HS 5 evacuación de aguas. Incluso p.p. de cortes en acometidas individuales.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Acometidas Viviendas | | 8,0 | 2,00 | 16,00 | |
| Acometida redes | | 2,00 | 4,00 | 8,00 | |
| Desagüe | | 1,00 | 10,00 | 10,00 | |
| | TOTAL PARTIDA | | 34,00 | 35,00 | 1.190,00 € |
| | TOTAL CAPÍTULO 2..... | | | | 4.655,00 € |

## Capítulo 3.- FONTANERÍA.

3.1.- P.A.
Desmontado de red privativa de polivinilo, incluso p,p. de retirada de codos, válvulas de corte y piezas especiales,

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 10,00 | 1,00 | 10,00 | | | |
| | TOTAL PARTIDA | | 10,00 | 100,00 | 1.000,00€ |

3.2.- m
Suministro e instalación de red privativa dentro de la red de polietileno reticulado, piezas especiales de conexión, incluso p,p. de llaves de corte y piezas especiales, totalmente funcionando.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 10,00 | 1,00 | 10,00 | | | |
| | TOTAL PARTIDA | | 10,00 | 505,00 | 5.050,00€ |
| | **TOTAL CAPÍTULO 3.....** | | | | **6.050,00€** |

## Capítulo IV.- REPARACIÓN ACERA.

4.1.- $m^3$
Aporte, relleno y compactación de zahorra procedente de préstamo, vertida y compactada en tongadas de 30 cm de espesor y p.p. de costes indirectos.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 50,00 | 0,60 | 0,60 | 18,00 | |
| | TOTAL PARTIDA | | 18,00 | 25,00 | 450,00€ |

4.2.- m²
Suministro, vertido, vibrado y curado de hormigón HA25 en solera de hormigón armado de 15 cm de espesor con mallazo 200x200x5 mm y p.p. de costes indirectos.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 50,00 | 1,00 | | |
| | TOTAL PARTIDA | 50,00 | 40,00 | 2.000,00€ |

4.3.- m²
Suministro y colocación de baldosa de hormigón de relieve en aceras, colocada sobre cama de arena y cemento en seco, incluso rejuntado y juntas de dilatación y p.p. de costes indirectos.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 1,00 | | | |
| | TOTAL PARTIDA | 1,000 | 231,00 | 231,00€ |
| | **TOTAL CAPÍTULO 5.....** | | | **363,00€** |

## Capítulo V.- VARIOS.

5.1.- PA
PA costo de Gestión de Residuos, según RD 105/2008, se presenta el presente Estudio de Gestión de Residuos de Construcción y Demolición.
Medida la Partida Alzada realizada.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 1,00 | | | |
| | **TOTAL PARTIDA** | 1,000 | 132,00 | 132,00€ |

5.2- PA
PA costo de la Seguridad y Salud en la obras de acuerdo al Real Decreto 1.627/1.997, de 24 de Octubre.
Medida la Partida Alzada realizada.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 1,00 | | | |
| | TOTAL PARTIDA | 1,000 | 231,00 | 231,00€ |
| | **TOTAL CAPÍTULO 5.....** | | | **363,00€** |

**RESUMEN DE CAPÍTULOS**
Asciende el presupuesto general para realizar la red de drenaje a la mencionada cantidad de **VEINTE MIL CUATROCIENTOS EUROS CON CUARENTA Y SEIS CÉNTIMOS**.

Capítulo 1.- Demoliciones y movimientos de tierras.....1.358,85
Capítulo 2.- Sistema de drenaje.....4.655,00
Capítulo 3.- Fontanería.....6.050,00
Capítulo 4.- Reparaciones acera.....3.700,00
Capítulo 5.- Varios.....363,00

PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL.....16.126,85
Beneficio Industrial y Gastos Generales 15 %... 2.419,02

PRESUPUESTO DE CONTRATA.....18.545,87
I.V.A. (10%)[2].....1.854,58

PRESUPUESTO GENERAL..... 20.400,46

## 6.17. Consolidación del suelo

Si una vez realizada la estanqueidad de ambas redes, municipal y privada, el seguimiento del edificio no indica un comportamiento asintótico que claramente refleje su estabilización, será preciso actuar más contundentemente.

Para ello será preciso redactar un Proyecto de Recalce, que concretará exactamente el sistema de recalce mediante inyecciones con tubo-manguito, que será preciso ejecutar.

A efectos puramente informativos, el coste de las inyecciones oscilaría entre 12.000€ a 15.000€ por vivienda, lo que habría que determinar exactamente con el pertinente Proyecto de Recalce. A esta cantidad se le deberá añadir el propio Proyecto de Recale, el Estudio de Seguridad y Salud y el IVA vigente.

Hay que indicar que el recalce habría que realizarlo en la totalidad del citado edificio, es decir en las ocho viviendas. No es posible recalzar unas sí y otras no, ya que la aparición de nuevos asentamientos, al realizar las inyecciones, deben ser homogéneos a la totalidad del edificio.

## 6.18. Responsabilidades

Como ya se ha indicado con anterioridad, las citadas viviendas llevan en servicio veinte años sin que hubiera ocurrido ningún incidente grave que mencionar. Es posteriormente, a partir del año 2008 o 2009, cuando empieza a aparecer la patología que se aprecia ahora como un grave problema de estabilidad.

2- IVA vigente en el momento de redactar el Informe.

Simultáneamente, a la aparición de la patología indicada, aparecen los defectos de la red de abastecimiento de agua que inundan durante un tiempo el subsuelo de la calle y de las viviendas.

Como se observa en el apartado 5.6, las dos primeras fugas pertenecen a la red municipal de abastecimiento de agua, es decir, a la red pública, que es la que encadena posteriormente la alternancia de público y privado.

Es decir, la red pública rompe dos veces consecutivas, se afecta al terreno y base de la cimentación de las viviendas. Las viviendas se mueven (asientan) tiran de las acometidas y éstas se rompen, provocando alternativamente la rotura de la red privada y pública, si bien la red pública se ha roto cuatro veces (1ª, 2ª, 4ª y 6ª) y la red privada solo dos (3ª y 5ª), consecuencia del arrastre de las primeras.

De lo anterior se deduce que las dos primeras roturas se produjeron en la red pública y, como consecuencia de ellas, se produjo la concatenación de roturas y daños a las viviendas. Por ello, debe responsabilizarse de los daños afectados a las roturas iniciales de la red municipal y, por consiguiente, al Ayuntamiento de Nuez de Ebro.

Subsidiariamente la responsabilidad recaerá sobre la empresa que lleva la concesión del mantenimiento de dicha red y, en todo caso, deberá responder el seguro que cubra su responsabilidad.

## 6.19. Conclusiones

Del análisis establecido en el cuerpo del presente Informe, surgido desde la inspección ocular realizada en diversas ocasiones, del estudio geotécnico ejecutado en el espacio colindante al propio edificio, ensayos realizados, y con el propósito de solucionar la problemática planteada por la Comunidad de Propietarios, del edificio analizado, se cree conveniente indicar las siguientes conclusiones:

1º Inspeccionado el mencionado edificio, se han encontrado una serie de deficiencias, que se concreta en la rotura generalizada de cerramientos y particiones interiores y que indican la aparición de nuevos asentamientos de la cimentación. Aspecto que no pude ser considerado, sino es consecuencia de una modificación del terreno, que ha cambiado su capacidad portante en los últimos años.

2º En el apartado 5º del presente Informe Pericial, se ha analizado en profundidad la patología aparecida en dichas viviendas, concluyendo que el origen de la aparición de dicha patología es la aparición de nuevos asientos diferenciales, que son consecuencia de la rotura de las redes municipales de abastecimiento de agua potable y saneamiento.

La fuga indiscriminada de agua al terreno ha fluido en dirección de las viviendas, que es la vía de escape natural del terreno, provocando la aparición de fuertes asentamientos diferenciales que producen una distorsión angular y, a consecuencia de ello, la aparición de grietas y fisuras en muchos elementos verticales.

También aparecen inclinaciones de forjados y roturas de falsos techos y descuadres de la carpintería, etc. Es evidente que no son movimientos debidos a flechas de forjados, como se indica sin haber hecho ninguna comprobación, porque éstas no se producen veinte años después de entregar unas viviendas, sino que aparecen en un plazo máximo de cinco o seis años tras aparecer las flechas diferidas a causa de la fluencia del hormigón. Además, la patología aparecería de forma diferente, indicando las fisuras los centros de los vanos y no sus extremos, como aquí ocurren.

3º.- La actuación para solucionar la patología y deficiencias existentes puede realizarse según una doble actuación: primero, ejecutar un sistema de estanqueidad de la red municipal para evitar que la red municipal se rompa y se produzcan nuevos vertidos de agua al terreno, habida cuenta la sensibilidad de este tipo de terreno al agua.

Una vez realizada la estanqueidad de las redes, se procederá a un seguimiento de los movimientos del edificio, durante el tiempo necesario para comprobar si éste tiende a la estabilización, o si su evolución sigue siendo preocupante.

Si el edificio sigue moviéndose, será necesario la redacción de un Proyecto de Reparación que solucione la problemática planteada y que defina punto por punto y de forma exhaustiva, el modo de reparar, los materiales y procedimientos; y cuantificando, mediante mediciones concretas, el costo de la reparación.

4º Asciende el presupuesto general, para la realizar las obras de estanqueidad del sistema privativo de la red de abastecimiento de agua potable a la mencionada cantidad de **VEINTE MIL CUATROCIENTOS EUROS CON CUARENTA Y SEIS CÉNTIMOS**, incluido el 15 % de beneficio industrial y gastos generales, e IVA vigente.

No se han estimado los costes de reparación de un sistema paralelo de estanqueidad del sistema municipal, habida cuento que ello corresponde al Ayuntamiento de Nuez de Ebro.

Si, posteriormente, el seguimiento del edificio no indica un comportamiento asintótico a la estabilización del edificio será preciso actuar más contundentemente.

Para ello será preciso redactar un Proyecto de Recalce que concretará exactamente el sistema de recalce mediante inyecciones con tubo-manguito, que será preciso ejecutar. El coste de las inyecciones de forma estimativa, oscilaría entre 12.000e a 15.000e, lo que habría que determinar exactamente con el pertinente Proyecto de Recalce. A esta cantidad se le deberá incrementar con los honorarios del Proyecto de Recalce, Estudio de Seguridad y Salud y el IVA vigente.

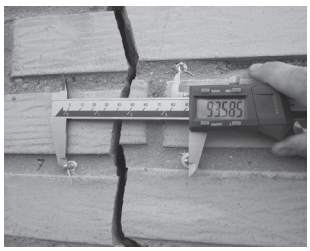


Figura 6.6.29
Fotografía testigo-mano que sujeta

## 6.20. Seguimiento de la patología

Para realizar el seguimiento de los movimientos del edificio, se han instalado diez pares de pernos testigos en las grietas y fisuras de las siguientes ubicaciones:

Testigo 1 .....Salón-Estar.....Casa 6 c/ Huesca 40
Testigo 2 .....Salón-Estar.....Casa 6 c/ Huesca 40
Testigo 3 .....Fachada.....Casa 6 c/ Huesca 40
Testigo 4 .....Fachada.....Casa 7 c/ Huesca 42
Testigo 5 .....Pasillo.....Casa 4 c/ Huesca 36
Testigo 6 .....Pasillo.....Casa 4 c/ Huesca 36
Testigo 7 .....Fachada.....Casa 7 c/ Huesca 42
Testigo 8 .....Fachada.....Casa 6 c/ Huesca 42
Testigo 9 .....Fachada.....Casa 4 c/ Huesca 36
Testigo 10 .....Fachada.....Casa 4 c/ Huesca 36

Los testigos se han medido con un calibre INSIZE 1101-150 electrónico profesional, con una precisión de una milésima de milímetro, calibrado con fecha 07/06/2012. Las mediciones se han realizado durante los seis primeros meses del año (2013), obteniéndose los valores que se adjuntan en el Anexo 1 del informe complementario que se emitió.

## CURVAS DE MOVIMIENTO OBTENIDAS

Con los datos obtenidos durante el seguimiento de la patología, se han obtenido las curvas de movimiento de las grietas más relevantes, que se han representado mediante la tipología de curvas spline que se desarrollan en una representación cartesiana con eje de ordenadas de movimientos en mm/100 y eje de abscisas que representa el paso del tiempo (días).

Una vez tomadas las mediciones reales y representadas según el sistema descrito con anterioridad, cabe indicar lo que sigue:

## COMENTARIOS A LAS CURVAS OBTENIDAS.

### TESTIGO 1

Arranca con una fuerte pendiente de ascenso o apertura de grieta y tiende, en primer lugar, a cerrarse y posteriormente, a horizontalizarse, que es el signo de la estabilización.

### TESTIGO 2

Como en el caso anterior, empieza con una fuerte pendiente de ascenso o apertura de grieta y tiende en primer lugar, a cerrarse y posteriormente, a horizontalizarse, que es el signo de la estabilización.

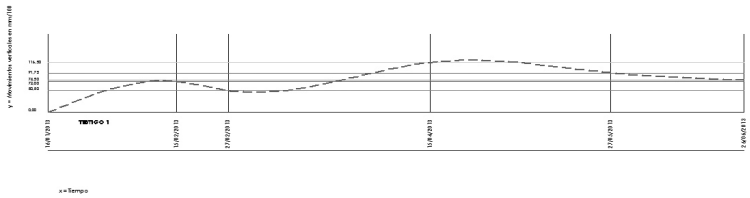



Figura 6.6.30 Gráfico

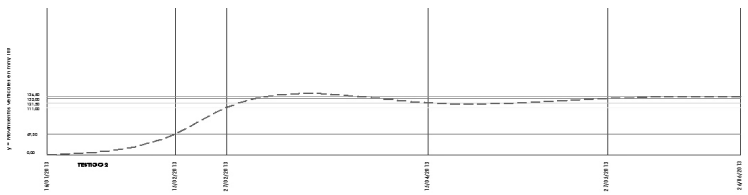



Figura 6.6.31 Gráfico

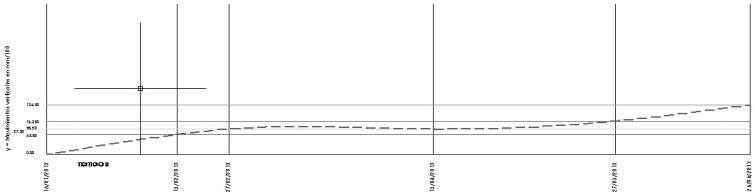


Figura 6.6.32 Gráfico

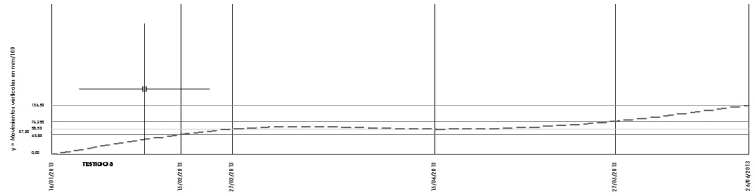


Figura 6.6.33 Gráfico

## TESTIGO 3

Empieza con una fuerte pendiente de ascenso o apertura de grieta y tiende a perder pendiente, sin dejar de producirse apertura de grieta.

## TESTIGO 4

Como en el caso anterior, empieza con una fuerte pendiente de ascenso o apertura de grieta y tiende a perder pendiente, sin dejar de producirse apertura de grieta.

## TESTIGO 5

Como en el caso anterior, empieza con una fuerte pendiente de ascenso o apertura de grieta, desciende al cierre, pero vuelve a abrir con una suave pendiente, sin dejar de producirse apertura de grieta.

## TESTIGO 6

Empieza con una fuerte pendiente de ascenso o apertura de grieta y tiende, en primer lugar, a cerrarse y posteriormente, a horizontalizarse, que es el signo de la estabilización.

## TESTIGO 7 y 8

Como en el caso anterior, empieza con una fuerte pendiente de ascenso o apertura de grieta que tiende a horizontalizarse, que es el signo de la estabilización.

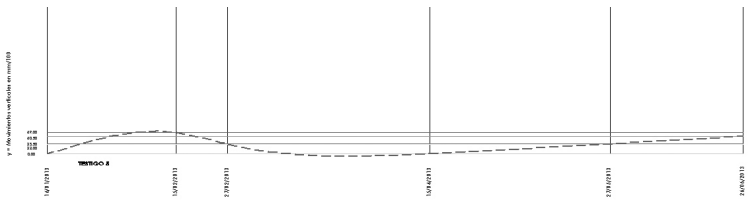


Figura 6.6.34 Gráfico

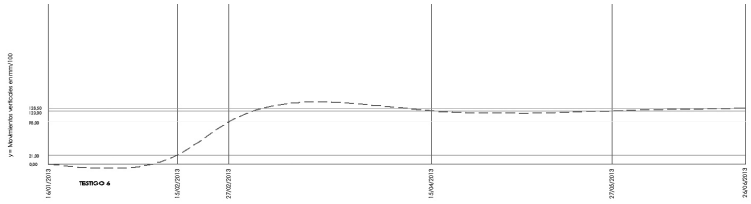


Figura 6.6.35 Gráfico

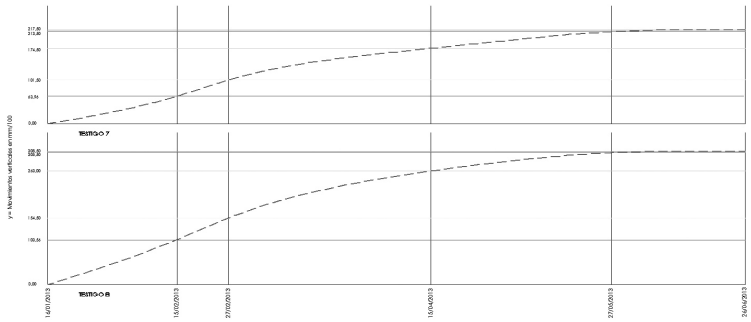


Figura 6.6.36 Gráfico

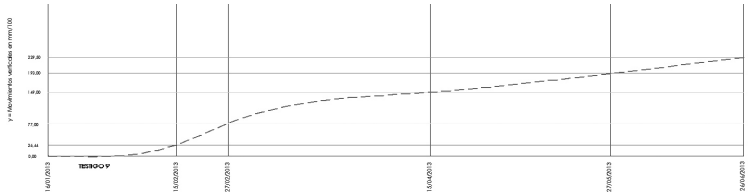


Figura 6.6.37 Gráfico

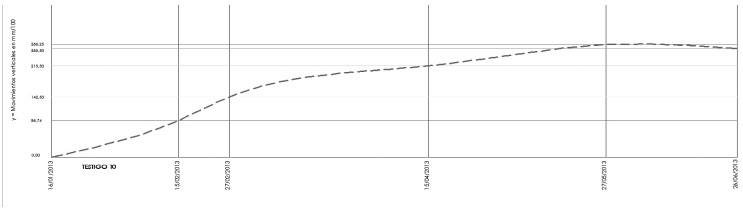


Figura 6.6.38 Gráfico

## TESTIGO 9

Como en el caso anterior, empieza con una fuerte pendiente de ascenso o apertura de grieta y tiende, en primer lugar, a cerrarse y posteriormente, a horizontalizarse, que es el signo de la estabilización.

## TESTIGO 10

Como en el caso anterior, empieza con una fuerte pendiente de ascenso o apertura de grieta y tiende a cerrarse con una pendiente muy suave.

## CONCLUSIONES A LAS CURVAS OBTENIDAS.

A partir de los datos obtenidos y en vistas de las gráficas confeccionadas con ellos, se informa que hay un grupo de testigos (1, 2, 6, 7, y 8) que indican una clara tendencia clara a la estabilización de la grieta que representan y, en consecuencia, de la estabilización del edificio en esta zona. Otro grupo (3, 4 y 8), siguen indicando la apertura de la grieta que se controla con una clara tendencia a la estabilización. Por último, hay un grupo final (9 y 10) que indican que las grietas y fisuras se están cerrando.

En resumen, el edificio sigue moviéndose de forma cada vez más suavemente y despacio, con una clara tendencia a la estabilización, lo que implica una consolidación natural del terreno, cuando no tiene aporte de agua.

## CONCLUSIONES FINALES.

Del estudio de seguimiento realizado se concluye que el edificio analizado ha sido agredido con fuertes aportaciones de agua por rotura de la red de abastecimiento de agua. El agua ha discurrido por las zanjas del terreno abiertas para ejecutar la cimentación, arrastrando limos a estratos subyacentes y disolviendo parcialmente estos limos yesíferos.

En estas condiciones han aparecido asientos diferenciales en la cimentación de las diferentes viviendas, lo que ha sido la causa de la aparición de grietas y fisuras, cuyo lenguaje nos indica un comportamiento del edificio acorde con las grietas existentes.

Una vez reparado el sistema de abastecimiento de agua, se ha realizado un seguimiento de una serie de testigos, durante seis meses, comprobando que las grietas y fisuras tienen una tendencia a la estabilizarse. Eso nos confirma que la causa fundamental de la aparición de la patología eran las obras que durante el tiempo sufrió la red de abastecimiento de agua potable. Descubierto el problema y su causa fundamental, solo se ha propuesto reparar la red de abastecimiento de agua de forma que, si existen estiramientos de la red de abastecimiento de agua, ésta no pueda romperse por la existencia de holguras suficientes para absorber determinados movimientos de las casas o del terreno.

Por otro lado, al comprobar con las curvas de movimiento que el edificio se está estabilizando, lo mejor es no hacer nada, porque a este tipo de edificios cualquier intervención no adecuada al cien por cien, puede deteriorar más su estado, en vez de dejar que se autoequilibre.

Hay que recordar que el terreno es colapsable y una intervención desacertada puede ocasionar mayor perturbación que beneficio.

**CONCLUSIONES FINALES.**
Lo difícil de aceptar en este tipo de encargos y posibles intervenciones es saber cuál es el punto exacto de intervención, porque siempre es preferible quedarse corto que intervenir en exceso. La primera forma de intervenir siempre tiene remedio, ampliando la intervención. La segunda ya no tiene remedio.

Debe ser criterio del técnico que interviene ir dando pasos, incluso en la toma de datos, debe estudiarse de forma que el siguiente paso, que sería un estudio geotécnico, no sea necesario. A veces existe un estudio geotécnico realizado para la ejecución de la promoción. Se puede averiguar si ha habido modificaciones del suelo, haciendo penetraciones dinámicas, no siendo necesario la redacción de sondeos que son mucho más caros que una penetración.

Es preciso recordar los siguientes criterios:

a) Con los datos del proyecto se sabe la configuración y las bases de cálculo.
b) Hay que recordar que los propietarios de las viviendas normalmente están pagando una hipoteca por lo que cuanto menos gastos mejor.
c) Del análisis de la patología debe obtenerse el comportamiento del edificio. Como mucho será preciso pruebas en algunos puntos para conocer el estado actual del suelo.
d) Si es posible, mejorar una calicata que un ensayo de penetración dinámica, y éste mejor que un sondeo.

## 6.21. Análisis de 32 viviendas pareadas

Se nos encomienda el estudio de una urbanización de 32 viviendas pareadas que se encuentran afectadas de una patología que se concreta en la aparición de grietas, fisuras y humedades.

**6.7.1.- DESCRIPCIÓN DEL GRUPO DE VIVIENDAS.**
El grupo de viviendas, cuyas deficiencias se informan, conforman una urbanización abierta de 32 viviendas pareadas situada entre las calles Valle de Ordesa al norte, calle San Roque al sur, calle Selva de Oza al oeste y Mallos de Riglos al este, de La Puebla de Alfindén (Zaragoza).



Figura 6.7.1
Fotografía aérea

En dicho solar, se construyen doce viviendas pareadas de tres plantas en la calle Ordesa, en los extremos de la calle Valle de Broto y en el extremo norte de la calle Selva de Oza, siendo el resto de dos plantas, con un total de 32 viviendas.

Los edificios fueron promovidos y construidos por Construcciones Marbena S.L., de acuerdo a la licencia de obras concedida en el Pleno del Ayuntamiento de La Puebla de Alfindén de fecha 31/10/2002, según expediente 2002/442.

Con fecha 07/11/2005 (Visado COAA 15.11.2005), se presenta el certificado Final de Obra por lo que, en el momento de la redacción del presente Informe, el edificio tiene ya algo más de nueve años en servicio.

Los distintos edificios se construyen con la metodología y tipología de las construcciones de los años noventa, con estructura porticada de hormigón armado de jácenas planas embebidas en el propio canto del forjado y pilares rectangulares, de forma que la estructura apenas es visible. Estructura que se apoya sobre losas de cimentación de hormigón armado, que recoge las cargas de cada dos viviendas pareadas.

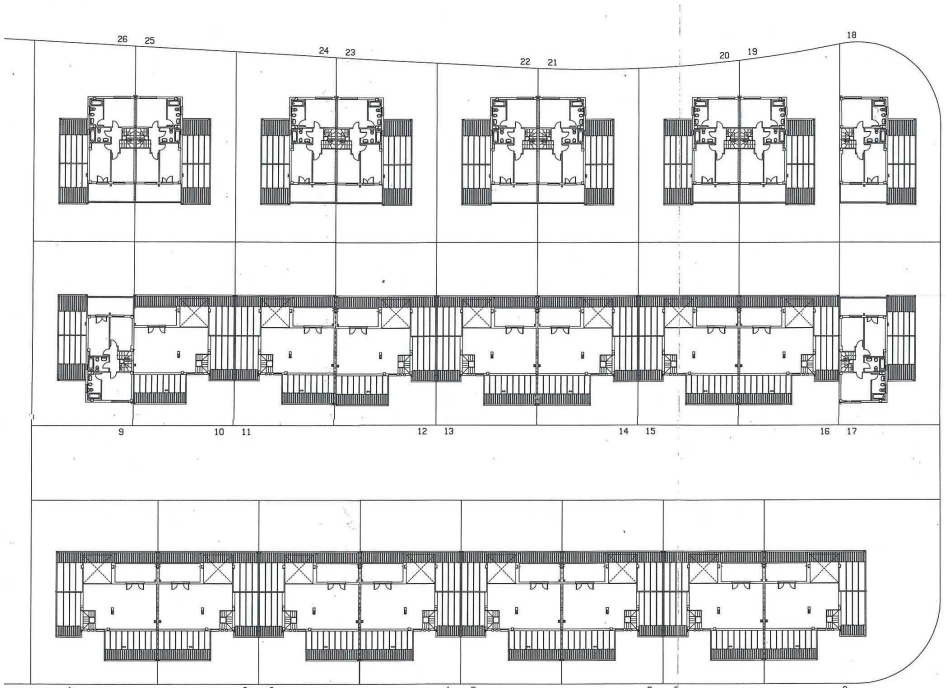



Figura 6.7.2 Emplazamiento

La cimentación se proyecta del tipo superficial formada por una losa de cimentación, sobre la que apoyan dos viviendas pareadas, de 50 cm de canto, más 7 cm de hormigón de limpieza. Dicha losa es calculada, según el Proyecto de Ejecución para transmitir una tensión admisible de **0,7 kp/cm²**, según las recomendaciones del Estudio Geotécnico emitido por Arco-Tecnos.



Figura 6.7.3
Fotografía casas adosadas

Los cerramientos exteriores se realizan con fábrica de ladrillo caravista vitrificado, jaharrado interior de mortero de cemento, cámara de aire con aislamiento térmico y tabique hueco con un grueso total de 25 cm. Interiormente, se terminan de forma tradicional, con paramentos y techos guarnecidos y enlucidos con yeso y aplicación de pintura plástica a dos manos. Los pavimentos interiores de gres cerámico. Los cuartos húmedos (Cocinas y baños) alicatados de baldosa cerámica hasta el techo.

Cabe destacar que los edificios no poseen forjado sanitario, por lo que el suelo de la planta baja es la cara superior de la losa de cimentación. Se cubre el conjunto con cubierta inclinada a dos aguas de teja mixta de cerámica tipo árabe, con canalones de recogida de aguas pluviales, que vierten sus aguas a la red de saneamiento o al terreno.

## 6.7.2. ANTECEDENTES.

En las visitas de inspección realizadas, se comprueba la existencia de una serie de deficiencias que aparecen en forma de grietas y fisuras1 que rompen los distintos elementos verticales a tracción, sean cerramientos exteriores o particiones interiores.

También se nos informa que hubo una fuga de agua de la red municipal de agua potable, en noviembre de 2012, en la calle San Roque, si bien se desconoce el tiempo que estuvo manando agua al terreno. Esta avería de la red municipal sucedió en la calle San Roque, a la altura del número 33, y afectó fundamentalmente a dicha vivienda, situada junto a dicha fuga de agua, y a alguna más colindante, como después se verá.

Ante la aparición de esta patología, tanto en los cerramientos exteriores como en la tabiquería interior de las viviendas, así como la aparición de grietas escalonadas en los cerramientos de las parcelas, en las calles de la propia urbanización y en algunas zonas comunes, la Comunidad de Propietarios encargó, al grupo Transfer del Departamento de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Zaragoza, un estudio realizado con georradar. Se redacta, con fecha de abril de 2013, un Informe sobre el origen de las patologías, firmado por los geólogos D. Oscar Pueyo Anchuela, D. Juan Ignacio Bartolomé, D. Andrés Pocovi y D. Antonio M. Casas Sainz. También se emite un Informe complementario de fecha junio de 2013.

### 6.7.3.- ENCARGO DEL INFORME PERICIAL.

Por los motivos antes citados y la preocupación de los propietarios ante la patología que ha aparecido a lo largo de estos años, se nos encarga un Informe Pericial, donde se realice un estudio del problema planteado y dictamine una propuesta de intervención para estabilizar y consolidar los edificios, con el propósito de que dichas viviendas puedan seguir usándose en el mismo sentido para el que fue proyectado y construido.

### 6.7.4. PATOLOGÍA EXISTENTE.

### 6.7.4.1.- PATOLOGÍA EN VIVIENDAS.

En primer lugar, hay que indicar que la patología existente, apreciable a simple vista, es la rotura a tracción de los cerramientos exteriores y de la tabiquería interior, que se concreta en forma de grietas y fisuras, que han ido apareciendo a lo largo de estos años de servicio.

También aparecen manchas de humedad en las zonas bajas de cerramientos exteriores y tabiques próximos a estos, en algunas viviendas.

Otro tema a tener en cuenta es el descubrimiento de una fuga de agua, en noviembre de 2012, que se localizó en las proximidades del número 33 de la calle San Roque.

La fuga aparece por la rotura o desenganche de un manguito de unión de la red municipal de abastecimiento de agua.

Por otro lado, de acuerdo a las reclamaciones que se han puesto de manifiesto por los distintos propietarios, se han visitado las siguientes viviendas:

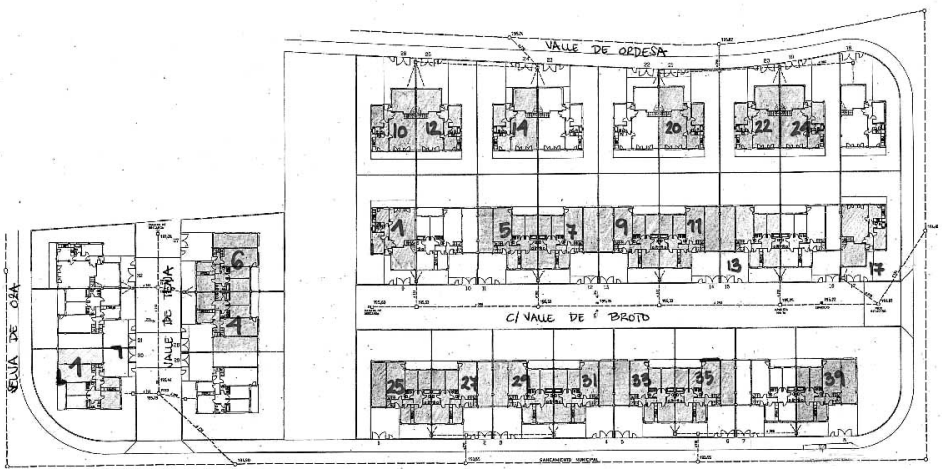



Figura 6.7.4 Emplazamiento con numeración de las viviendas

Recorriendo las distintas viviendas en orden descendente, según la orientación norte-sur, se puede describir la patología que se detalla pormenorizadamente en las páginas siguientes:

PATOLOGÍA EN VIVIENDAS.
CALLE VALLE DE ORDESA.
CASA Nº 10.-

Planta Baja.

Salón: Fisuras varias en sentido transversal.
Escalera: Uniones piezas prefabricadas en todas las plantas.
Dormitorio 1: Fisura transversal en techo junto a pared del aseo.

Planta Primera.

Dormitorio 2: Fisuras y puente térmico en cabecero de ventana.
Dormitorio 3: Fisura transversal en techo junto a ventana.
Rodapié suelto y humedad de la terraza.
Baño Dº. Pral.: Fisuras en escayola.
Fisura ascendente por juntas desde esquina derecha superior de la ventana.

Bajo Cubierta.

Fisura vertical junto a pared de fachada.
Fisura en esquina superior derecha puerta.

CASA Nº 12.-

Planta Baja.

Dormitorio 1: Humedad zona inferior de fachada, con pendiente hacia el muro.
Se manifiesta, asimismo, por el exterior.

CASA Nº 14.-

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Garaje: | Fisura vertical en resalte |
| Salón: | Manchas de humedad en techo con zonas bofadas. |
| | Fisura en techo |
| Escalera: | Uniones piezas prefabricadas en todas las plantas. |
| Dormitorio 1: | Fisura vertical junto a pilar de fachada. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 4: | Fisuras en interior de fachada. |
| Dormitorio 3: | Fisura horizontales en cabecero y zona baja de ventana. |
| | Fisura en Rodapié de fachada. |
| Baño Dº. Pral.: | Fisuras en escayola. |
| Bajo Cubierta. | Fisuras varias pequeñas. |

Fachadas.

| | |
|---|---|
| Terraza P1ª: | Juntas de ladrillo caravista saltadas. |
| Terraza BC: | Fisura en ladrillo caravista exterior en ventana. |

CASA Nº 20.-

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Salón: | Humedades en zona baja (reparadas). |
| | Fisuras en pilar de fachada (reparada y vuelve a aparecer). |
| Dormitorio 1: | Humedades en zona inferior del cerramiento. |

CASA Nº 22.-

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Escalera: | Unión de piezas prefabricadas en todas las plantas. |

CASA Nº 24.-

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Salón: | Rodapié caído. |
| Cocina: | Fisura en resalte del techo. |
| Dormitorio 1: | Humedad en zona baja de pared. |
| | Rodapié suelto. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 2: | Fisuras bajo ventana. |
| Bajo Cubierta. | Humedad en la pared de la terraza. |
| | Los rodapiés están abiertos. |

CALLE VALLE DE BROTO.

CASA Nº 1.-

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Salón: | Humedad zona baja fachada posterior. |
| Dormitorio 1: | Humedad zona baja fachada principal. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 2: | Grieta horizontal en pared escalera. |
| Dormitorio 3: | Humedad en zona de terraza. |
| Dormitorio 4: | Humedad en zona de terraza. |

Fachadas.

Fisuras en cabeceros de ventanas posteriores.
Humedades en zonas bajas de fachadas.

CASA Nº 5.-

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Salón: | Humedad superior de la puerta. |
| Pasillo: | Grieta a 45º, junto a puerta del salón. |
| Dormitorio 1: | Fisura ascendente hacia la esquina superior derecha de la ventana. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 2: | Fisura ascendente a la esquina baja izquierda. |

Fachadas.

Fisuras en fachadas principal y posterior.

CASA Nº 7.-

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Garaje: | Varias fisuras en tres paredes. |
| Salón: | Fisura bajo ventana. |
| | Fisura horizontal que marca el canto del forjado. |
| Cocina: | Fisura vertical en forro de pilar. |
| Dormitorio 1: | Fisuras varias bajo ventana y junto al pilar. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 2: | Fisura ascendente a la esquina baja izquierda ventana. |
| Dormitorio 3: | Fisura horizontal bajo ventana. |
| | Desconchado vertical por humedad. |

Fachadas.

Fisuras en fachadas principal y posterior junto a ventanas.

CASA Nº 9.-

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Cocina: | Fisura vertical bajo ventana. |
| Dormitorio 1: | Fisuras bajo ventana. |
| Dormitorio 2: | Fisuras bajo ventana. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 2: | Fisura en techo y en falsa jácena de escayola. |
| Dormitorio 3: | Fisuras bajo ventana. |
| Bajo Cubierta: | Fisura vertical en esquina. |

Fachadas.

Fisuras en fachadas principal y posterior junto a ventanas.

CASA Nº 11.-

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Garaje: | Fisura paralela a la pared posterior en techo. |
| Salón: | Fisura horizontal que marca el canto del forjado. |
| Cocina: | Fisura horizontal bajo ventana (falta lechada). |
| Dormitorio 1: | Fisura s bajo ventana. |

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Dormitorio 2: | Fisura en techo. |
| Bajo Cubierta: | Fisura ascendente hacia la fachada posterior. |

Fachadas.

Fisura vertical en esquina fachadas principal.

CASA Nº 13.-

Planta Baja.

Planta Primera.

| | |
|---|---|
| Bajo Cubierta: | Fisura horizontal en pared escalera. |

Fachadas.

Fisura vertical en ambas fachadas.

CASA Nº 17.-

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Salón: | Fisura horizontal en cabecero de ventana. |
| Garaje: | No hay desagüe en rejilla de recogidas de agua del garaje. |

Fachadas.

Fisura horizontal en cabecero de ventana en ambas fachadas.
Olores y atascos en los desagues.

CALLE SAN ROQUE.
CASA Nº 25.

Generales.
Baño: Olores y atascos en los desagües.

CASA Nº 27.
Planta Baja.
Garaje: Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 29.
Salón: Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 29.
Humedad junto a salida a patio, Fisura sobre canto forjado/viga.
Cocina: Fisuración leve, roto listel en horizontal.
Pasillo: Fisura en techo.
Dormitorio principal: Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 29.
Altillo: Fisura entre pilar y shunt (vertical).
Humedad en acceso a terraza y baldosas en terraza con caliches heladizos.

CASA Nº 29.
Exterior
Bloques de hormigón roto en Valla Parcela.
Planta Baja.
Salón: Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 31.
Cocina: Salta lechada y piezas huecas en alicatado.
Pasillo: Fisura horizontal en pared.
Dorm. Pral: Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 31.
Baño: Grietas y baldosas rotas, lechada saltada y 3 baldosas caídas.
Ha descendido la bañera y grietas diagonales hacia el Nº 31.
Dormitorio 3: Fisuras en tabique y fachada.
Dormitorio 2: Fisuras en tabique con baño diagonales hacia el Nº 31, conducción fisurada.
Bajo cubierta: Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 31.

CASA Nº 31.
Exterior
Fisuración exterior junto a ventana de cocina y entrada.
Testigo en fachada posterior.

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Garaje: | Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 29. |
| | Humedades en lindero. |
| Salón: | Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 29. |
| | Cargadero por fuera flectado. |
| | Fisuración en techo y fisura sobre canto forjado/viga. |
| Cocina: | Salta lechada y separación de baldosas en alicatado. |
| Pasillo: | Fisuración generalizada inclinada a 45º hacia la entrada. |
| Dorm.Pral: | Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 33. |
| Dormitorio 3: | Fisuras en tabique a 45º hacia el Nº 33. |
| Dormitorio 2: | Fisuras en conducción y en tabique a 45º hacia el Nº 33. |
| Bajo cubierta: | Fisuras ascendentes a 45º hacia el norte en muro junto al garaje, coincidente con la línea de la cubierta de este último. |

CASA Nº 33.

Exterior

| | |
|---|---|
| | Hace año y medio se arreglaron todas las grietas (constructora), pero han vuelto a salir. |
| | Grietas en fachada junto a la entrada. |

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Garaje: | Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 31. |
| | Humedades en lindero. |
| | Fisuras horizontales en divisoria con el salón. |
| | Puerta trasera atascada, (entra agua por la puerta). |
| Salón: | Fachada posterior cambiada a Pladur (totalmente agrietada). |
| Cocina: | Salta lechada y caída y bofado de baldosas en alicatado. |
| Pasillo: | Fisuración generalizada inclinada a 45º hacia el Nº 31. |
| | Rodapié bofado y cejas en baldosas y piezas rotas. |
| Aseo: | Juntas abiertas en alicatado y piezas rotas. |
| Dorm. Pral: | Fisuras ascendentes a 45º hacia el Nº 31. |
| Dormitorio 2: | Fisuras en fachada a 45º hacia el Nº 31. |
| Dormitorio 3: | Fisuras en tabique a 45º hacia el Nº 31. |
| Bajo cubierta: | Grieta en techo y en lucernario. |
| Terraza superior: | Fisura horizontal en fachada. |

CASA Nº 35.

Planta Baja.

Garaje: Humedad Salón-patio

Planta Primera.

Pasillo: Fisura a 45º ascendente a esquina puerta

Dormitorio 2: Fisuras en fachada a 45º en esquina inferior derecha ventana.
Grieta a 45º ascendente hacia el medianil izquierdo.

Dormitorio 3: Fisuras en tabique a 45º hacia el ángulo inferior izquierdo de la ventana.

Baño: Fisura a 45º coincidente con juntas.

CASA Nº 39.

Planta Baja.

Garaje: Humedad Fachada posterior.
Fisuras en fachada posterior.
Fisuras en unión de dos pilares con la pared.
Fisuras horizontales en pared derecha en su unión con la fachada posterior.

Salón: Humedad en la pared del baño.
Fisura ascendente hacia el ángulo inferior izquierda de la ventana.
Grieta en el canto de la doble altura.

Pasillo: Fisura en techo y fondo armario.

Dormitorio 1: Rodapié suelto.
Fisuras verticales bajo ventana.

Planta Primera.

Pasillo: Fisura a 45º ascendente a esquina inferior izquierda de la ventana.

Dormitorio 2: Fisuras en fachada a 45º en esquina inferior derecha ventana.

Bajo Cubierta: Fisuras en zona de la escalera.

Dorm. B. Cubierta: Rodapié.
Antepecho agrietado en terraza.

Todas las fisuraciones y humedades descritas se encuentran detalladas pormenorizadamente en el Anexo II del presente Informe Pericial.

CALLE SELVA DE OZA.
CASA Nº 1.

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Garaje: | Fisura en paramento horizontal. |
| | Humedad en esquina que se refleja en fachada. |
| Salón: | Varias fisuras verticales coincidentes con los pilares. |
| | Humedad en pared opuesta a la escalera. |
| Dormº pral: | Fisuras verticales en tres de las esquinas. |

Fachadas.

| | |
|---|---|
| Salón: | Fisuras ascendentes hacia los ángulos superiores a la ventana. |

CALLE VALLE DE TENA.
CASA Nº 4.

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| Garaje: | Arco de descarga bajo la ventana posterior. |
| | Humedad a la izquierda entrando. |
| Salón: | Fisura a 45º ascendentes junto a puerta. |
| | Fisuras varias a la izquierda en canto de forjado. |
| Bajo Cubierta | Fisuras en el entorno de la escalera. |

Fachadas: Fisura en pared medianera.

CASA Nº 6.

Planta Baja.

| | |
|---|---|
| | La puerta de acceso a la parcela está desencajada. |
| Garaje: | Fisura en el techo en el ángulo con la fachada posterior. |
| | Fisura en el techo ángulo izquierda desde el acceso. |
| Pasillo: | Fisuras a 45º ascendentes junto a puerta. |

Fachadas: Abierta junta de dilatación con la vivienda 6.

## 6.7.4.2.- PATOLOGÍA EN ZONAS COMUNES.

Bloques de cerramientos con distintas parcelas agrietadas.
En juntas y uniones con las viviendas aparecen arcos de descarga.
Fisuras en los muros de hormigón en zona de piscina.
Movimientos en bataches.
Grietas en juntas de muros de hormigón.

### 6.7.4.3.- RESUMEN DE LA PATOLOGÍA.

En resumen, se puede clasificar la patología de la forma siguiente:

a/.- Grietas y Fisuras.
a1.- Debidas a movimientos de las losas de cimentación.
a2.- Debidas a movimientos de flexión de la estructura.
a2.1.- Se señalan las piezas de la escalera prefabricada.
a2.2.- Aparición en cambios de materiales.
a2.3.- En cabeceros de ventanas.
b/.- Humedades
b1.- Aparecidas en planta baja en caras norte y este.
b2.- Aparecidas en paramentos colindantes con terrazas.

## 6.7.5.- ESTUDIOS PREVIOS Y COMPROBACIONES.

### 6.7.5.1.- ANTECEDENTES GEOLÓGICOS DE LA ZONA.

En resumen, se puede clasificar la patología de la forma siguiente:

La Puebla de Alfindén es un municipio que se sitúa en la margen izquierda del río Ebro, asentado en un cono de deyección producido por el torrente del Barranco de las Casas; como ha sucedido igual en el caso de los municipios de Villafranca de Ebro, Alfajarín, Nuez de Ebro, etc., es decir todos los que se encuentran en el mismo margen de la ribera del Ebro, tienen su origen en la misma tipología de suelo.

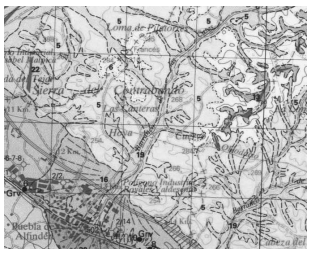


Figura 6.7.5
Cuenca

Un barranco, como el que nos ocupa, se genera a partir de un torrente de agua que, en este caso, es ocasional y que recoge las aguas desde la cabecera donde se sitúa la cuenca de recepción de aguas y que por sus pendientes transporta el agua hacia el canal del desagüe. Este torrente y las aguas que recoge erosionan el terreno y lo transportan aguas abajo. Cuando las aguas llegan a la zona más baja horizontal, éstas pierden velocidad y se vuelven más tranquilas, depositando las partículas que arrastraba.

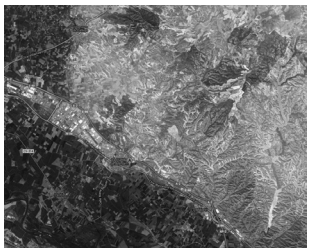


Figura 6.7.6
Cuenca aérea

En esta zona, ya en la llanura de encuentro con el río Ebro, deposita las partículas que llevaba formando un cono de deyección, algo parecido a como se configura el delta de un rio cuando va a desembocar en el mar.

Ahora bien, este terreno data de la última época geológica del Cuaternario, denominado *Holoceno*. El cono de deyección, donde se ubica La Puebla de Alfindén, es un depósito sedimentario aluvial conformado por limos arcillosos que se han depositado en una zona de cambio de pendiente, al llegar a la llanura aluvial del río Ebro.

Como el Holoceno es un periodo que data de hace unos 11.700 años, los limos acumulados tienen un espesor de algo más de **8,00** m de espesor. Además, debido a que las zonas erosionadas son escarpes yesíferos, los arrastres aquí depositados poseen un notable contenido en yesos.

## 5.2.- ANÁLISIS GEOTÉCNICO DEL SUBSUELO.-

Con los antecedentes antes descritos, cabía esperar un suelo limo-arcilloso en su totalidad, como así lo corroboran los sondeos realizados por Arco Tecnos, el 20/11/2001, que nos proporciona el siguiente resultado:

### 6.7.5.2.1.- SITUACIÓN DE LOS SONDEOS.-

Los sondeos realizados en noviembre de 2.001 para examinar la tipología del terreno, se ubican en los dos extremos diagonales de la urbanización: esquina suroeste el sondeo 1 y en el extremo noreste el sondeo 2.

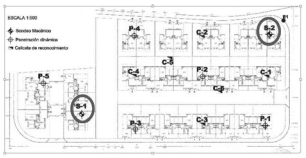


Figura 6.7.7
Emplazamiento

Asimismo, se hicieron seis calicatas y cinco ensayos de penetración dinámica tipo Borros, lo que se creyó suficiente para la determinación de los distintos estratos existentes y poder caracterizar el subsuelo.

### SONDEO 1.-

Como se puede observar, en la hoja que se adjunta, a continuación, en este sondeo se obtiene la siguiente composición de estratos:

### De 0,00 a 8,30 m

Limos arenosos arcillosos con cantos angulosos calizos y de yeso. Los centímetros superficiales se encuentran alterados en el suelo vegetal.

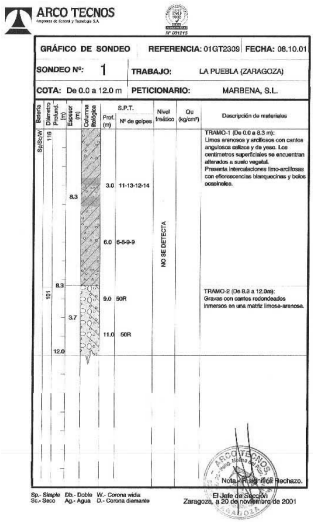



Figura 6.7.8
Arcos tecnos

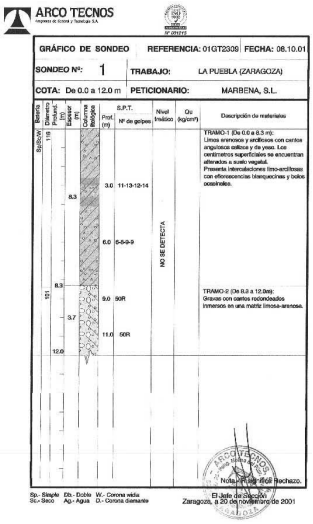



Figura 6.7.9
Arcos tecnos

**De 8,30 a 12,00 m**
Gravas con cantos redondeados, inmersos en una matriz limosa arenosa.

Es decir que, sobre la capa de gravas de origen aluvial, se han ido depositando hasta 8,30 m de limos arcillosos yesíferos, procedentes de la zona escarpada que se ubica al norte de la urbanización.

**SONDEO 2.-**
En cuanto al segundo sondeo la composición de los estratos es la siguiente:

**De 0,00 a 2,00 m**
Limos arenosos arcillosos con cantos angulosos calizos y de yeso.

**De 2,00 a 6,00 m**
Limos arenosos de color marrón con cantos dispersos calizos y de yeso.

**De 6,00 a 7,70 m**
Gravas con cantos redondeados inmersos en una matriz limosa arenosa.

**De 7,0 a 10,00 m**
Arenas limosas de color marrón pardo.

Es decir que, sobre la capa de gravas de origen aluvial, se han ido depositando hasta 6,00 m de limos arcillosos yesíferos.

En conclusión, se puede destacar que el subsuelo de dicha urbanización se compone de un espesor considerable, que va desde los 6,00 m de espesor a los 8,00 de Limos arenosos arcillosos con cantos angulosos calizos yesíferos.

El limo es un sedimento clástico, que proviene de la descomposición de rocas detríticas, incoherente, transportado en suspensión por los ríos y por el viento, que se deposita en el lecho de los cursos de agua o sobre los terrenos que han sido inundados.

Para que se clasifique como tal, el diámetro de las partículas de limo varía de 0,002 mm a 0,06 mm. Son materiales granulares que carecen de cohesión, como les ocurre a las arenas y a las gravas.

En cambio, la arcilla se compone fundamentalmente de partículas inferiores a 0,002 mm. Químicamente es un silicato hidratado de alúmina, cuya fórmula química es $Al_2O_3$ $2SiO_2 \cdot H_2O$. Las arcillas son materiales coherentes.

La cantidad de arcilla existente puede caracterizarlos como suelos arcillosos-limosos o limosos-arcillosos, cuando tienen poco contenido de arcilla. Si además son materiales ricos en yeso, su capacidad de disolución es elevada y su índice de colapsabilidad alto.

Este tipo de suelos son perfectamente asumibles como subsuelo para la cimentación de un edificio, pero con muchas precauciones, porque en presencia de agua son colapsables. Lo que puede producir problemas si su superficie no se trata de forma adecuada.

Hay que tener en cuenta que el agua disuelve las partículas yesíferas y arrastra las partículas finas de arcillas y limos a otros estratos inferiores en forma de un coloide. Este proceso migratorio rellena los intersticios de las gravas y arenas, compactando más el estrato de gravas inferior, perdiendo volumen los estratos de limo, por lo que el subsuelo pierde volumen y provoca el descalce de las cimentaciones que se apoyan en él. Ya que el lavado que se produce no es uniforme, sino que se lava más por unas zonas que por otras y aparecen oquedades bajo las zonas de cimentación, que pueden ser preocupantes.

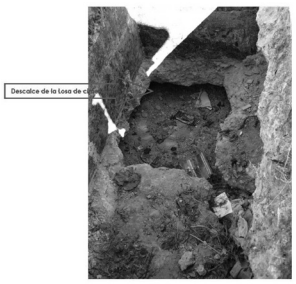


Figura 6.7.10
Descalce de la losa de cimentación

Por todo ello, es imprescindible que la cimentación se realice con una losa de hormigón armado, e impedir el acceso de agua bajo dicha losa, protegiendo las superficies ajardinadas de riegos y lluvias.

## 5.2.2.- CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN CASAGRANDE y SPT.

Del análisis de las distintas muestras que se tomaron para redactar el Estudio Geotécnico de Arco-Tecnos, se obtiene que el terreno es mayoritariamente del tipo SM, GM o ML con un grado de agresividad moderado lo que indica que el suelo es agresivo al hormigón.

### Grupos GM, SM, GC y SC según Casagrande.

Son gravas y arenas, pero con poco más del 12 % de finos, que pasan por el tamiz número 200. El sufijo M o C se aplica según las características de plasticidad de la fracción que pasa por el tamiz número 40, en iguales condiciones que las ya expresadas para los suelos de grano fino. En estos suelos no se hace la distinción entre bien o mal graduados, pues se supone que resultan más importantes las características de los finos.

Por otro lado, de acuerdo al número de golpes obtenido en el ensayo realizado SPT (Standard Penetration Test) se obtienen un número de golpes de 16-8-9-9 en el sondeo 1 y 4-11-8-8 en el sondeo 2. Lo que determina que es un terreno compacto con una resistencia a la compresión simple de Qu= 2 kp/cm2, lo que nos daría una tensión admisible del terreno de **0,7 kp/cm²**, lo que es correcto, teniendo en cuenta un coeficiente de seguridad de 3, que es el valor que se toma habitualmente en suelos. En Proyecto se indica que el cálculo de la cimentación se ha realizado en base a una resistencia del terreno de **0,7 kp/cm²**, lo que es correcto.

### 6.7.5.2.3.- SITUACIÓN DEL NIVEL FREÁTICO.

En los sondeos realizados, uno el día 08/10/2001 hasta 12,00 m de profundidad y otro el día 09/10/2001 hasta los 10,00 m, no se detectó la presencia de ningún nivel freático.

Ante la inexistencia de nivel freático suficientemente cerca de la cimentación, no es posible que el agua del nivel freático haya podido perturbar el equilibrio existente entre cimentación y terreno.

### 6.7.5.3.- ESTUDIO DE LA URBANIZACIÓN CON GEORRADAR.-

Ante la patología aparecida en la propia urbanización, en los cerramientos de las parcelas, zonas comunes, así como en algunas viviendas, la Comunidad de Propietarios, encarga al grupo Geotransfer del Departamento de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Zaragoza, compuesto por D. Oscar Pueyo Anchuela, D. Juan Ignacio Bartolomé, D. Andrés Pocovi Juan y D. Antonio M. Casas Sainz, un análisis del origen de patologías de la urbanización de la Puebla de Alfindén (Zaragoza) que es concretado a través del Análisis de la distribución de Patologías superficiales y su caracterización cinemática, indicadores históricos y geomorfológicos en la zona y prospección geofísica por georradar (Equipos de 100 y 250 Mhz), que se emite el 08/04/2013 y se complementa con un Anexo de fecha 10/06/2013. De dicho análisis, cabe destacar los siguientes aspectos que se comentan a continuación:

### 6.7.5.3.1.- Estudio Histórico y Geomorfológico de la zona.

En la documentación histórica que se posee de la zona, se aprecian cambios superficiales, en la fotografía aérea de 1.956, donde se observa la existencia de un frente escarpado en dirección norte-sur, ubicado en la zona este de la urbanización.

Este frente parece ser la explotación de una cantera que tiene lugar en esta época y que posteriormente en la de fecha 1.979, ya no se aprecia tan claramente dicho frente.

En el grupo de fotografías, que se adjunta en la página siguiente, se puede observar cómo va unificándose la orografía, sin mucho detalle, hasta el comienzo de la ejecución de la urbanización.

Es decir, que a lo largo de los años el terreno base de la parcela ha ido transformándose orográficamente durante el paso del tiempo, existiendo, incluso, una explotación de una cantera, posiblemente de grava, que posteriormente fue rellena con otros suelos. Se nos informa que, a la hora de preparar el replanteo de la urbanización, hubo zonas con rellenos de más de 5,00 m de profundidad, así como el desmantelamiento de restos del escarpe que existía sobre la zona norte de la parcela.

Se desconoce la existencia de datos concretos de los rellenos y aportes de bolos efectuados para la ejecución de las losas, que indica la Dirección de la Ejecución de los edificios.

No obstante, en el momento de la realización del Estudio Geotécnico, el solar estaba con la orografía totalmente plana y preparado para empezar el replanteo de la obra, según se puede observar en las fotografías de la que se exponen en la página siguiente, obtenidas como fotografías Nº 11 y 12 del propio Estudio Geotécnico.

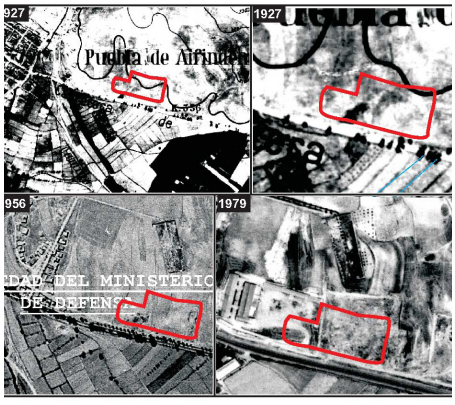



Figura 6.7.11
Fotografías con la cortesía de sus autores, del Informe de la patología del grupo Transfer




Figura 6.7.11
Fotografías con la cortesía de sus autores, del Informe de la patología del grupo Transfer

### 6.7.5.3.2.- Estudio Análisis de Patologías.

En el informe del grupo Transfer se analiza la patología aparecida en distintas zonas, de cuyas indicaciones se pueden realizar los siguientes comentarios:

**CERRAMIENTOS DE PARCELAS.**
Los cerramientos de las distintas parcelas se han realizados con valla de fábrica de bloque de hormigón de color blanco. Estos elementos constructivos se cimentan, en el mejor de los casos, con una zapata corrida de 30 cm de espesor y 30 o 40 cm de canto. Esta cimentación se realiza en las capas más superficiales del terreno y por su anchura no se puede compactar bien la base de apoyo. Normalmente, no se arman y tienen longitudes considerables, sin juntas de dilatación.

En estas condiciones, cualquier agua de riego o acumulación de agua de lluvia, en este tipo de terreno, produce movimientos de la base de apoyo que repercute en la configuración de la cimentación del cerramiento, que se adapta al terreno. Por este motivo es muy frecuente encontrar movimientos de asentamiento de algunas zonas, con basculamiento de la cimentación. Esto provoca la aparición de agrietamientos escalonados que se acomodan a grietas de 45º, apertura de juntas de unión y juntas de dilatación.


Figura 6.7.15
Fotografía detalle fachada

Obsérvese la existencia de humedad constante en la base del cerramiento, que ha provocado el asentamiento de la zona izquierda del cerramiento.

Son patologías muy comunes en los cerramientos de las vallas de las parcelas que se ejecutan de esta forma y no es preciso darles mayor transcendencia.

**MOVIMIENTOS ENTRE BLOQUES.**
Otro tema que se aborda en dicho Informe de Patologías, es la aparición de movimientos aparentes verticales entre bloques, como se indica en la página 27 (fotografía 15).

A este respecto, se difiere en la interpretación del escalonamiento de las edificaciones como movimientos aparentes, en lo que solo es una adaptación consciente de las edificaciones al terreno.

Obsérvese la existencia de una pieza especial de remate lateral, que se ha colocado en algunos casos, para resolver el encuentro.

Es evidente que los autores del Informe del Análisis de Patologías no son profesionales de la construcción y desconocen las forma de construir y la multitud de soluciones que se deben realizar para resolver problemas como los que se analizan.

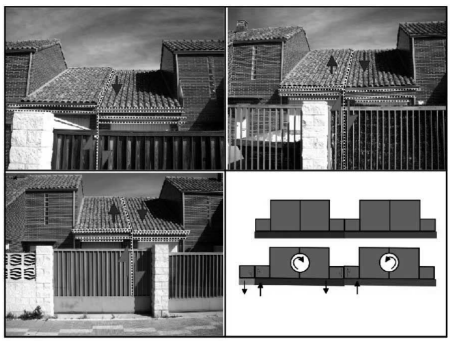


Figura 6.7.16
Fotografías con la cortesía de sus autores, del Informe de la patología del grupo Transfer



Figura 6.7.17
Fotografías con la cortesía de sus autores, del Informe de la patología del grupo Transfer

**6.7.5.3.3.- PROSPECCIÓN GEOFÍSICA POR GEORRADAR.**
En cuanto al análisis que se ha realizado en la urbanización, a través de la emisión-recepción de ondas electromagnéticas, nos proporciona una cartografía de distintos elementos reflectantes (estratos).

El problema fundamental que se plantea con esta técnica es la de interpretar los elementos reflectantes detectados, sobre todo en este caso, donde se han realizado multitud de excavaciones (cantera) y rellenos, explanaciones de la superficie (eliminación del escarpe) y rellenos de zonas de más de cinco metros; sin contar las propias excavaciones y rellenos de la cimentación.

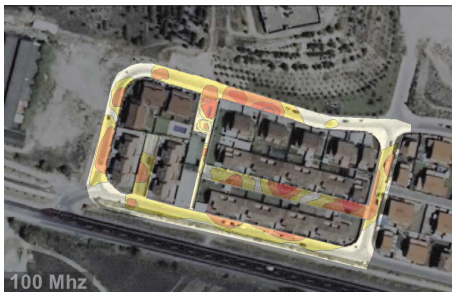



Figura 6.7.18
Cartografía realizada a 100Mhz




Figura 6.7.19
Cartografía realizada a 250 Mhz

Asimismo, se han realizado excavaciones para la ejecución de las distintas redes de saneamiento, distribución de agua potable, electricidad, telefonía, etc.

Toda esta actuación, conlleva a la disgregación de los estratos superficiales naturales y a la pérdida de uniformidad en las densidades de muchas zonas excavadas y rellenas de nuevo.

No obstante, la prospección se ha realizado obteniendo una cartografía de la urbanización según la emisión de ondas electromagnéticas a **100 Mhz o 250 Mhz**. Ambas longitudes de onda proporcionan un análisis, en mayor o menor profundidad, de los estratos reflectantes los primeros y más superficiales que los segundos. Si bien los segundos proporcionan una mayor definición que los primeros.

Por ejemplo, en la zona que se conoce, donde ha habido una fuga de agua importante y existen cavidades bajo la losa de cimentación más cercana, lo que se observa es que las envolventes de las acomodaciones del terreno de forma significativa, lo que podría ser interesante si se empleara a una escala algo mayor que identificara los posibles problemas de forma algo más definida. No obstante, cuando se identifiquen las patologías de forma más concreta se analizarán las mismas de acuerdo a la cartografía obtenida por el georradar, para comprobar si existe esa interrelación.

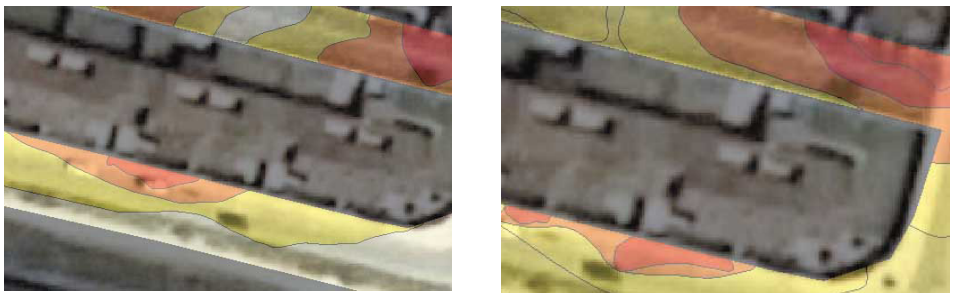


Figura 6.7.20.1 Comparativa cartografía realizada a 100 y 250 Mhz.

Por último, sobre las discusiones en las que se entra a valorar la cartografía obtenida, cabe indicar que, en este tipo de terreno donde ha habido multitud de actuaciones, es muy difícil discernir entre excavaciones posteriormente rellenadas y problemas de acomodaciones de los distintos estratos, como formaciones de incipientes dolinas o depocentros que no son tales, sino la excavación de un pozo de saneamiento.

Por ello la técnica empleada nos parece interesante cara al futuro, pero se cree que es necesario realizar una mayor investigación en el sistema, para poder discernir estratos naturales de actuaciones antrópicas.

Tal vez sea más interesante su aplicación antes de la construcción, en parcelas vírgenes, que después, por las propias interferencias que hace el edificio construido y las excavaciones efectuadas.

En cuanto a las zonas comunes, que son elementos más pequeños, se observa la aparición de zonas reflectantes en torno a las piscinas que pueden ser interpretadas de formas diferentes.

a/.- Son terrenos saturados de agua y por consiguiente tienen una reflexividad diferente al terreno seco convencional, por eso aparecen esas manchas justo donde se encuentran cada uno de los vasos de las dos piscinas.
b/ No se entiende que la piscina se haya construido en la zona de un depocentro, precisamente.

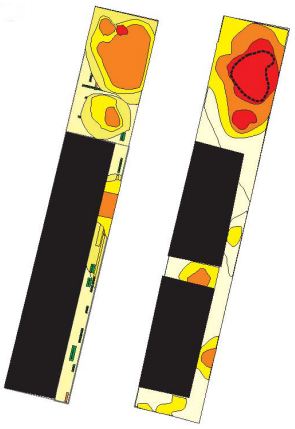


Figura 6.7.21
Esquema deformación

De lo anterior se puede concluir que la detección de estas zonas con propiedades distintas reflectantes en torno a las piscinas es consecuencia de fugas de agua y encharcamientos durante su uso. Máxime cuando se conoce que alguna ocasión se ha quedado una manguera vertiendo agua durante toda una noche.

Cuando el terreno se satura las pérdidas de agua profundas de más de un metro de profundidad son muy difíciles de evacuar, por eso los árboles pueden sobrevivir a largas sequías sin morir, sobre todo si tienen las raíces profundas.

En conclusión, la interpretación de resultados obtenidos con el sistema de emisión-recepción de ondas electromagnéticas, empleando el sistema del georradar, puede llegar a ser un tema interesante cara al futuro, pero buscar dichas interrelaciones en este momento carece de sentido práctico, porque los estudios geotécnicos con sondeos son caros y no es el momento de interrelacionar unos resultados con otros.

## 5.4.- COMPROBACIONES DE CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN.-

Para realizar una comprobación de la cimentación, se parte de evaluar, en primer lugar, los valores unitarios para el cálculo de las acciones a que se va a someter los distintos elementos estructurales.

Estos valores máximos son los siguientes:

### 5.4.1.- ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN.

**Forjado Sanitario y Planta Primera.**

Peso Propio:
- Forjado de Hormigón (h=30cm)..... 3,50 kN/m²
- Pavimento..... 0,80 kN/m²

PESO PROPIO.....4,30 kN/m²

Sobrecargas:
- Uso ..... 2,00 kN/m²
- Tabiquería..... 1,00 kN/m²

SOBRECARGAS.....3,00 kN/m²

**TOTAL PLANTA TIPO.....7,30 kN/m²**

Forjado Cubierta.

Peso Propio:
- Forjado de Hormigón (h=30 cm aligerado).....2,30 kN/m²
- Elementos de cobertura.....2,40 kN/m²

PESO PROPIO..... 4,70 kN/m²

Sobrecargas:
- Uso .....1,00 kN/m²
- Nieve..... 0,50 kN/m²

SOBRECARGAS.....1,50 kN/m²

TOTAL PLANTA TIPO.....6,20 kN/m²

Los valores antes calculados se indican en el Proyecto como: Forjados de Plantas: 720 kp/m² y Forjado de Cubierta: 400 kp/m², lo que indica que los datos para las plantas son correctos, pero un poco escasos para el forjado de cubierta, donde no se ha tenido en cuenta la sobrecarga de nieve y el material de cobertura nos parece un poco escaso.

## 5.4.2.- COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO DE LA TENSIÓN MÁXIMA ADMISIBLE.

Haciendo una simplificación a los efectos de comprobar la máxima tensión que se podría transmitir al terreno, se toma el área de influencia del pilar más desfavorable, obteniéndose:

N= (2×730+620+1250)x5,25×3,70 = 64.685,25 kp

Si dividimos por su área de influencia se obtiene la tensión que transmite al terreno:

$\sigma T$ = 64.685,25/ (525×370) =0,33 kp/cm$^2$ < 0,7

Luego, la cimentación debe funcionar correctamente si la estructura llegara a soportar todas las cargas que se han tenido en cuenta en la hipótesis de cálculo.

Con las previsiones más desfavorables la máxima tensión que se puede llegar a transmitir es de 0,33 kp/cm$^2$, mucho menor que la indicada por Arco-Tecnos de 0,70 kp cm$^2$, obteniéndose un coeficiente de seguridad de cálculo de 2,12. Pero si se tiene en cuenta que la tensión máxima admisible estimada por Arco-Tecnos tenía un coeficiente de seguridad de 3, el coeficiente real obtenido con la hipótesis más desfavorable de cálculo es de **6,06**.

Es decir, que el terreno podría soportar algo más de 6 veces la carga más desfavorable, tenida en cuenta en los cálculos de la hipótesis inicial prevista. Luego la cimentación es correcta y no justifica la patología aparecida.

## 5.4.3.- COMPROBACIÓN DE LAS FLECHAS MÁXIMAS.

Para comprobar las deformaciones que puede tener la losa en el momento de máxima carga, es decir, con la tensión máxima admisible del terreno (0,70 kp/cm$^2$) se comprueba que la máxima deformación de uno de los pórticos inversos establecidos más desfavorable sería de **0,000965 m**, es decir, que no llega al milímetro de deformación, con la carga máxima.

Ahora bien, si se calcula con las cargas reales se obtiene una deformación menos desfavorable aún de **0,000114 m**, es decir la flecha real es la décima parte de la flecha máxima previsible.

De lo expuesto se deduce que la flecha máxima es muy pequeña y más pequeña aún si se realiza el cálculo con las cargas reales. Estas deformaciones no pueden tampoco justificar la aparición de la patología grave que se observa en algunas viviendas.

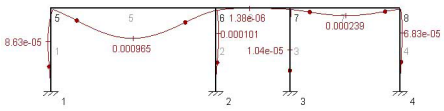



Figura 6.7.22
Esquema deformación

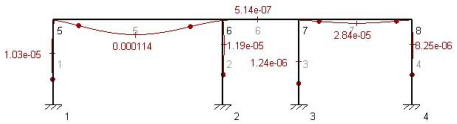



Figura 6.7.23
Esquema deformación

## 6.7.5.4.4.- COMPROBACIÓN DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN.

Por último, se comprueba si la armadura colocada es la necesaria o no; para lo cual se hace una comprobación de la armadura existente con los máximos esfuerzos que podría llegar a soportar. Para ello, se toma el caso más desfavorable con el fin de comprobar si la armadura colocada es suficiente para soportar los esfuerzos a que se ve sometida.

Para comprobar este extremo, se parte de la ley de momentos flectores, tomando el valor más desfavorable, que en este caso es de Mf=89,7 mkN.

Este valor de be ser inferior al que soporta la armadura colocada, que para 5,20 m de ancho de banda se obtiene que hay 27 Ø12 que tiene una superficie de 27×1,13=30,51 cm2. Esta armadura, con un canto útil de 40 cm es capaz de soportar una tracción de 30,51×5100=155.601kp=1556,01 kN. El momento que puede soportar a rotura es de M=1556,01kN·0,40m=**622,404 mkN** >> 89,7 mkN.

Es decir, que solo la armadura base de la losa, formada por # Ø12 a 20x20cm, puede soportar perfectamente las solicitaciones reales con un coeficiente de seguridad de 7, sin tener en cuenta los refuerzos que se han colocado bajo los pilares.

Como la losa puede soportar **siete** veces las cargas reales, la aparición de la patología observada tampoco se puede justificar por un cálculo erróneo de la misma.

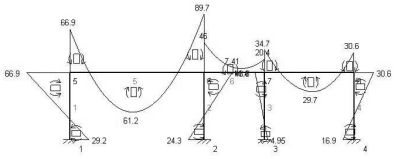



Figura 6.7.24

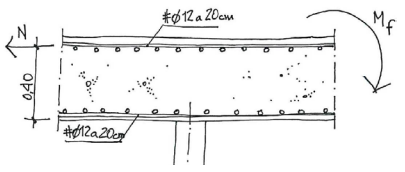



Figura 6.7.25

## 6.7.6.- ANÁLISIS DE LA PATOLOGÍA.

### 6.7.6.1.- PREÁMBULO.-

En primer lugar, se ha de reflexionar en lo ocurrido, porque no es razonable que edificios con algo más de **9 años** en correcto funcionamiento tengan movimientos estructurales después del tiempo transcurrido en servicio. Un edificio se ejecuta con un sistema estructural, que recoge todas las cargas, constituidas por pesos propios y sobrecargas de uso, viento y nieve, llevándolas a través de los pilares y la cimentación al terreno. La propia ejecución del edificio se realiza de forma que el terreno va compactándose y las distintas zonas de la losa de cimentación van asentando en el mismo momento en que se ejecuta. La cimentación se calcula para que el asiento sea muy similar en cada una de las zonas, para lo que se calcula la rigidez de la losa acorde con las cargas que va a recibir, por lo que si el edificio asienta homogéneamente el movimiento resultante no se nota de forma aparente. Pero en ocasiones, quizás porque la cimentación no está correctamente calculada, quizás porque el terreno no es perfectamente homogéneo, o quizás porque hay una acción sobre el terreno que modifica algunos de los parámetros iniciales, parte de la cimentación puede asentar más que otras zonas, por lo que se produce un asentamiento diferencial que provoca una distorsión angular que descuadra la estructura.

Este descuadre puede ocasionar la rotura de cerramientos y tabiquería, normalmente en las direcciones de las diagonales del tabique afectado que, si se estudia y comprende su leguaje, nos indican el movimiento real del edificio.

Pero estos movimientos suelen afectar a la estructura en los primeros años de servicio del edificio, con un máximo de cinco o seis años, que es el tiempo que tarda el terreno en consolidarse y que fundamentalmente depende de su naturaleza, del grado de humedad que posea y de las cargas que se transmiten. En terrenos granulares los asentamientos son casi instantáneos y el retraso en el tiempo obedece a la cantidad de arcilla que lo compone, porque ésta no tiene el comportamiento de un suelo granular, sino que la arcilla tiene cohesión y su compactado se produce más lentamente a lo largo del tiempo.

No hay que confundir estos movimientos de asentamiento de la cimentación, que arrastra a los pilares, con los movimientos de flexión estructurales, que aparecen en el momento de quitar las sopandas y puntales de la estructura, y que se manifiesta como flechas instantáneas o como flechas diferidas a largo plazo; ya que la fluencia del hormigón le hace perder rigidez, comportándose de forma más elástica que la inicial. En este caso se observa claramente que los movimientos que se han producido tienen su origen en ambas causas, es decir, que hay algunas flexiones de losas y algunas flexiones estructurales que provocan la patología que se observa.

### 6.7.6.2.- ANÁLISIS TEÓRICO DEL MOVIMIENTO.-

Para explicar y entender lo que está ocurriendo hay que advertir que la estructura es la parte del edificio, encargada de soportar las cargas necesarias en servicio, compuestas por el peso propio y las sobrecargas de uso, viento y nieve, y transmitirlas al terreno, a través de la cimentación. Su diseño y configuración dependerá de la tipología del edificio, de la forma, materiales, usos, etc. Está compuesta de elementos capaces de soportar las cargas transmitidas.

**Movimientos de cimentación (Asentamientos)**

La cimentación es la parte estructural del edificio encargada de transmitir las cargas al terreno. Su diseño y configuración dependerá de la tipología de éste y de los estratos existentes, capaces de soportar las cargas transmitidas. La finalidad de la cimentación es sustentar las estructuras, garantizando su estabilidad y evitando daños a los materiales estructurales y no estructurales.

Como a una determinada profundidad transmitimos una serie de nuevas cargas, el terreno reacciona normalmente comprimiéndose, produciéndose un descenso del plano de contacto de la cimentación. Este descenso de lo que se produce en la *cota de cimentación* es lo que se denomina **asiento**. En el apartado F.1 del CTE-SE-C se indica que existen tres tipos de asientos:

**Asiento inicial instantáneo (Si).**

Se produce de manera inmediata o simultánea con la aplicación de la carga.

**Asiento de consolidación primaria (Sc).**

Se genera a medida que se disipan los excesos de presión intersticial, generados por la carga y se eleva la presión media efectiva del terreno, lo que permite la progresiva pérdida de volumen del terreno.

**Asiento de compresión secundaria (Ss).**
Este último tipo se produce en algunos terrenos que presentan una cierta fluencia por deformación a presión efectiva constante.

En resumen, la cimentación de un edificio asienta porque el terreno pierde volumen a determinada presión, por diferentes motivos. En el caso primero, el movimiento es instantáneo, en el segundo, aparece despacio con el paso del tiempo.

Dependiendo de las cargas que arrastra cada elemento estructural vertical, muros y pilares, el dimensionado de la cimentación se realiza para que toda la cimentación presione de forma similar, con lo cual, el edificio asienta de forma uniforme y no aparece ninguna patología.

Ahora bien, si los estratos del terreno no son uniformes, presentan discontinuidades o se modifican las cargas estructurales, la cimentación puede comportarse de forma irregular, produciéndose asentamientos diferentes de unos elementos a otros, sucediendo lo que se denomina *asiento diferencial*.

## 6.7.6.3.- CAUSAS DE LA PATOLOGÍA EXISTENTE.-

### 6.7.6.3.1.- MOVIMIENTOS DE LAS LOSAS DE CIMENTACIÓN.

En el apartado anterior se ha comprobado que la tipología de la cimentación utilizada es correcta y su cálculo también, por lo que no debería dar ningún tipo de problemas. No obstante, la evidencia dice todo lo contrario, por ello, hay que pensar que el suelo no se está comportando como estaba previsto y como hubiera sido deseable.

En vista de ello, cabe establecer las siguientes causas que pueden afectar a la cimentación:

a) Que el terreno natural no sea lo suficientemente uniforme y haya cambios sustanciales del mismo, que no se hayan detectado en el estudio geotécnico. Sobre todo, entre la zona del escarpe demolido, la zona de la cantera rellena y la zona aluvial. Si una losa se apoya entre dos zonas diferentes de las mencionadas, pueden ocurrir asentamientos de unas zonas más que de otras, produciéndose incluso algo de basculamiento de la losa.
b) Que los rellenos vertidos y las bases de apoyo de las losas no se hayan compactado lo suficientemente para no provocar, a la larga, asentamientos indeseables.

c) Que haya habido o existan actualmente entradas de agua bajo las losas que puedan producir el lavado y arrastre de finos que pueda descalzar las losas de forma parcial, obligándolas a readaptarse al nuevo perfil del terreno y apareciendo deformaciones de las mismas, que provocarían la patología existente.

Las dos primeras causas podrían provocar ciertos movimientos, pero conforme el terreno se va compactando por el propio peso de la edificación, el proceso tiende a la estabilización. En este tipo de terrenos limo-arcillosos la estabilización o equilibrio entre la cimentación y el terreno suele establecerse dentro de los cinco o seis primeros años de servicio del edificio.

En el esquema que se adjunta en el Anexo IV, referente a las Interrelaciones entre los hundimientos de algunas losas, se puede observar que las losas más afectadas se ubican en la calle San Roque y en el extremo este de la calle San Roque y Valle de Broto. Asimismo, aparece una losa afectada al principio de la calle Valle de Broto.

Por otro lado, como se puede observar en el proceso analizado, hay una clara correlación entre la fuga de agua de la red municipal, con el moviendo del terreno.

Estos movimientos se producen por dos factores: por un lado, por la pérdida de suelo en procesos de disolución o migraciones de los limos yesíferos y por la pérdida de capacidad portante del terreno, ya que es un suelo colapsable.

Cualquiera de ambas causas provoca la aparición de asentamiento diferenciales de las losas que, a su vez, producen distorsiones angulares de la estructura. Estas distorsiones de la disposición gracias al cambio del punto de apoyo, producen descuadres de la estructura, rompiéndose la tabiquería, descuadres de la carpintería, etc.

A favor de las viviendas hay que referenciar que su cimentación es potente y sólida, lo que hace que los daños aparecidos sean de menor cuantía de los que deberían haber aparecido.

**Los movimientos aparecidos son consecuencia de la aparición de asientos diferenciales que, evidentemente, mueven la estructura que es solidaria a la cimentación, donde se apoya, y este movimiento es el causante principal de la patología aparecida.**

### 7.6.6.3.2.- OTRAS FISURAS.

Además, de las fisuras aparecidas como consecuencia de los asentamientos y/o basculamientos de las losas de cimentación, aparecen otro tipo de fisuras que se agrupan de la forma siguiente:

**a2.- Debidas a movimientos de flexión de la estructura.**

**a2.1.- Se señalan las piezas de la escalera prefabricada.**

La escalera se ha ejecutado mediante el empleo de piezas prefabricadas de hormigón, que se ensamblan en obra mediante los pertinentes hormigonados.



Figura 6.7.26
Pared con los testigos del yeso

Las fisuras que aparecen no son nada más que la unión de ambas piezas y no tienen mayor transcendencia que el valor estético no deseable.

Son problemas que deberían eliminarse con el propio mantenimiento de la vivienda. Según la NTE-RPP indica en su apartado de mantenimiento, los revestimientos de pintura sobre yesos, cemento y derivados deben mantenerse una vez cada cinco años en interiores y tres años en exteriores. Es decir, que con los años en servicio que tienen las viviendas deberían haberse pintado ya, al menos, dos veces.

Cuando en un paramento hay una fisura, hay que tratarla con una base de clorocaucho y, posteriormente, dos capas de pintura plástica para que no vuelva a aparecer dicha fisura.

**a2.2.- Aparición en cambios de materiales.**

Otras fisuras que aparecen habitualmente en las obras de construcción son debidas al cambio de materiales. Si en un paramento hay enrasado un elemento de hormigón, como un pilar o una jácena con tabique de fábrica de ladrillo, y todo ello se trata con un guarnecido y enlucido de yeso, en la unión de ambos materiales es muy probable que aparezca tarde o temprano una fisura que materializa la separación de ambos.

Esto se debe a que materiales distintos se comportan de forma distinta, tanto térmica como mecánicamente.

El tratamiento de estas fisuras se realiza igual que en el apartado anterior.

**a2.3.- En cabeceros de ventanas.**
También se ha detectado la aparición de fisuras horizontales en el ladrillo caravista encima de algunos cabeceros, fundamentalmente del cabecero de salón que es el más grande. Los cabeceros se han ejecutado con un sistema tradicional que consiste en colocar el ladrillo dejando un hueco, que se hormigona poniendo una varilla de acero. Como la carga que hay encima es muy pequeña, este sistema es normalmente suficiente. Ahora bien, si el hueco hormigonado es muy pequeño y la varilla puesta no está en su sitio, es posible que el cabecero se readapte a las cargas y flexione más de la cuenta, produciendo la fisura horizontal que se observa en muchos de ellos.

Una vez producida la patología lo que procede es tapar la fisura horizontal, que normalmente se produce en la llaga de mortero superior, con una lechada de mortero con Cotelatex para cerrar la misma.

**6.3.3.- HUMEDADES.**
En cuanto a las humedades que se producen en el interior de las viviendas, cabe clasificarlas en dos grupos:

**b1.- Aparecidas en planta baja en caras norte y este.**

Aparecen manchas de humedad en las zonas bajas de los cerramientos exteriores. Esta humedad procede de los jardines y bajantes de los canalones de aguas pluviales.

Son aguas de lluvia o de riego que entran por debajo del pavimento de la acera y suben por capilaridad, máxime cuando se vierte el agua procedente de la cubierta directamente al terreno.

A todo lo expuesto hay que añadir que, en muchas ocasiones, las losas se han ejecutado con la pendiente hacia el interior, lo que invita al agua a entrar bajo el pavimento, hacia el interior de las viviendas.

Estos problemas se hubieran eliminado si se hubiera hecho un forjado sanitario, lo que se decide entre el arquitecto que hace el proyecto y el promotor de la obra.


Figura 6.7.27


Figura 6.7.27


Figura 6.7.27

**b2.- Aparecidas en paramentos colindantes con terrazas.**
Estas humedades aparecen, sin duda, por la falta de solución de la impermeabilización de la terraza superior con el paramento, permitiendo ésta la entrada de agua.

## 6.7.6.3.4.- OTRAS DEFICIENCIAS.

Aunque el grueso del presente Informe se plantea con el tema más grave, que son los movimientos de las losas de cimentación y su estabilización con el terreno, cabe mencionar la existencia de otras deficiencias observadas, si bien no se pasan a valorar, como:



Figura 6.7.30



Figura 6.7.31

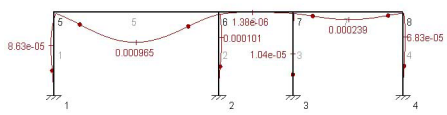



Figura 6.7.30
Fotografía pavimento heladizado

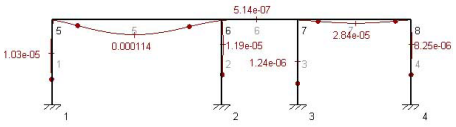



Figura 6.7.31
Fotografía caída ladrillo caravista

## FISURACIONES EN VALLAS.

Éstas son producidas por asentamientos diferenciales de las cimentaciones de apoyo, normalmente se producen por el acceso del agua a la zona de unión de la cimentación con el terreno.

## HUMEDADES EN CERRAMIENTOS.

Algunos cerramientos exteriores no están protegidos por alguna acera, con lo que el agua que entra al terreno es absorbida por esta por capilaridad.

## HELADICIDAD DE PAVIMENTOS.

Se ha observado la existencia de la colocación de algunos pavimentos para exteriores que son heladizos.

**CAÍDA DE ZONAS DE LADRILLO CARAVISTA.**
Se observado, asimismo, la existencia de alguna zona de ladrillo caravista que se ha desprendido, al estar conformado por *guitarras* que se desprenden ante los esfuerzos sometidos en nudos estructurales y la falta de adherencia, posiblemente por la existencia de desencofrante.

**CAÍDA DE ZONAS DE REVESTIMIENTO DE CERÁMICA.**
Como es normal, en estos casos, cuando se producen fuertes fisuraciones algunas zonas del alicatado de baños y cocinas pueden saltar, al ser sometidos a presiones, para los que no estaban preparados.



Figura 6.7.34
Fotografía caída revestimiento cerámico

**CAÍDA DE ZONAS DE REVESTIDOS.**
En otros casos, como el que nos ocupa, si existen zonas de relleno de mortero o yesos, estos pueden caer si la zona se ve sometida a presiones cortantes y de deslizamiento, provocando deficiencias muy aparatosas, pero sin importancia alguna, que deben ser objeto de un buen mantenimiento.



Figura 6.7.34
Fotografía caída zona revestidos

**6.6.6.4.- INTERPRETACIÓN DE LA PATOLOGÍA PRODUCIDA POR LAS LOSAS DE CIMENTACIÓN.**
Si se analiza la patología pormenorizadamente se pueden observar ciertos movimientos de algunas losas que se concretan en los esquemas de los planos que se adjuntan en el Anexo IV, que se ha denominado movimientos de losas.

A este respecto hay que indicar que las grietas y fisuras tienen un lenguaje que proporcionan el movimiento de sus apoyos. Aunque sean losas de cimentación de 50 cm de canto, correctamente armadas, sus dimensiones son de 24,60×12,90 m. En estas dimensiones de casi 25 m de longitud, si la losa no está bien asentada en el terreno, o falla el mismo por lavado, disgregación o colapso, ante la presencia de agua, la losa puede quedar descalzada, produciéndose deformaciones y basculamientos que provocan la aparición de la patología existente.

Si la magnitud de este descalce, o descompresión del suelo, se realiza en una dimensión considerable, superior a la luz de los pórticos y alguno de los pilares quedan dentro de la zona descalzada, es muy probable que la losa se deforme. De manera que produzca asientos diferenciales suficientemente importantes para que se distorsione la estructura y rompa la tabiquería y cerramientos exteriores, ya que la rigidez de la tabiquería, en el plano vertical, es considerable y no puede acomodarse a la nueva forma que toma la losa al adaptarse al terreno. Así se rompe, para poderse adaptar a su nueva forma.

Ahora bien, dependiendo de muchos parámetros como la dimensión descalzada, el vano de losa, que se deforma, el canto y armadura de la losa, de la resistencia característica del hormigón y del acero, del enfalcado de los tabiques en el forjado superior, del tamaño del ladrillo, de la resistencia de los morteros, etc., el tabique o cerramiento intenta acomodarse a su apoyo.

Si hay holgura suficiente o el tabique puede adaptarse de forma aceptable, es posible que no aparezca ninguna patología. En cambio, si el tabique es presionado por su cara superior y se debe adaptar a un movimiento leve, es posible que aparezcan fisuras en las uniones con la estructura, que se observan como grietas o fisuras horizontales en techos y verticales en su unión con los pilares.

Por último, si el movimiento es más importante entre unos puntos u otros, o simplemente los tabiques están muy bien enfalcados o el mortero es demasiado rico en cemento, el tabique no podrá acompañar la deformación y romperá marcando grietas y/o fisuras a 45º que señalan las líneas de mayor tracción, para los que no están diseñados y que no pueden soportar.

Cuando rompen, se acomodan a su nueva forma en su apoyo. Si este se vuelve a mover, el tabique seguirá abriendo y si se repara volverá a abrirse por el mismo sitio que se reparó, ya que ésta es la línea de mayor tensión.

Por todo lo indicado es preciso destacar las roturas más importantes y estudiar su comportamiento. En este sentido, se analizan cada una de las viviendas afectadas y se comprueba qué movimientos deben existir para que se pueda justificar la patología existente. Se puede considerar los siguientes argumentos:

**LOSA SR25-27 (San Roque 25 y 27)**
Cuando se analiza la casa 27, se observa que existen fisuraciones a 45º que determinan que hay movimientos de asentamiento de la zona este de dicha vivienda, coincidente con la humedad de su cara norte.

**LOSA SR29-31 (San Roque 29 y 31)**
En esta losa aparecen deformaciones que afectan a las dos viviendas. La zona que parece descalzada o descomprimida se identifica en la zona central de la losa, en la unión de ambas viviendas.

**LOSA SR33-35 (San Roque 33 y 35)**
En esta losa aparecen deformaciones más potentes en la casa 33 y algo más suaves en la zona norte de la casa 35.

**LOSA SR37-39 (San Roque 37 y 39)**
Aparecen deformaciones de hundimiento en la esquina noreste de la casa 39, coincidente con humedades de la zona norte de esta vivienda.

**LOSA VB05-07 (Valle de Broto 05 y7)**
Aparecen movimientos en el ángulo suroeste y norte, que podrían estar enlazados.

**LOSA VB 17 (Valle de Broto 17)**
Se observan deformaciones de la zona este, coincidentes con las humedades aparecidas en la zona este.

En conclusión, a falta de un análisis más personalizado de las losas indicadas, se observa que la mayor patología aparece en las tres losas situadas en el comienzo de la calle San Roque, en la segunda de la calle Valle de Broto y en las dos situadas más al sur de la calle Mallos de Riglos.

## 6.7.6.5.- FORMULACIÓN GEOMÉTRICA DE LA ROTURA.-

Sin entrar en excesivas demostraciones matemáticas, cuando un elemento de gran canto, como un tabique o un cerramiento, se apoya en dos puntos y se carga en la zona superior, se producen una serie tensiones interiores de donde se obtiene una curva de máxima tracción que se denomina *arco de descarga* que une los puntos de máxima tracción.

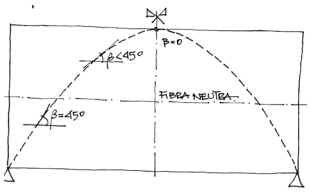



Figura 6.7.36
Esquema

A partir de este aspecto, si un muro tiene un apoyo continuo y en la parte central de su apoyo el suelo se hunde, el muro queda apoyado en las dos zonas extremas, apareciendo un arco de descarga, si la tensión de tracción aparecida es superior a la resistencia a tracción del material que lo conforma. La rotura aparece según una curva característica, que es la siguiente:

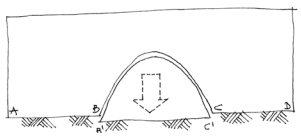


Figura 6.7.37
Curva

Estos fenómenos teóricos se producirían en elementos homogéneos e isótropos, pero en una fachada de ladrillo caravista, con estructura de hormigón interna y forjados que cruzan el elemento horizontalmente es más difícil que aparezca claramente el arco de descarga. Aunque sí puede verse el desarrollo inicial, o ciertos indicios de su existencia que es preciso ser capaz de reconocer.

En los edificios analizados en el presente Informe, en algunas fachadas y tabiquerías interiores se puede reconocer la aparición de arcos de descarga.

Conociendo la causa de su aparición, se puede realizar el fenómeno de forma inversa. Es decir, partiendo de los arcos de descarga existentes o los arranques de algunos de ellos se pueden estimar qué zonas de las losas asientan más que otras, para poder justificar la aparición de dichos arcos.

Con este sistema se ha estimado la existencia de movimientos de asentamientos diferenciales que provocan distorsiones angulares y éstas, la rotura de la tabiquería y de cerramientos exteriores. En el Anexo IV se detallan las losas de cimentación más afectadas y las zonas que deben asentar para justificar las grietas y fisuras aparecidas.

Las zonas señaladas de las losas SR25-27, SR29-31 y SR33-35, fundamentalmente, y las SR37-39, VB5-7, y VB17, que se detallan en el Anexo IV, se concretan las zonas que tienen asentamientos más importantes que el resto de las losas y que han provocado la patología más grave aparecida.

Es decir, hay tres losas al principio de la calle San Roque y la primera de la calle Valle de Broto que son las más afectadas, de acuerdo a la patología analizada.

## 6.7.6.6.- INTERRELACIONES ENTRE HUMEDADES, ASENTAMIENTOS Y GEORRADAR.-

Por otro lado, si se superponen en un mismo plano la cartografía obtenida con las dos frecuencias del georradar, con la situación de las humedades y las zonas estimadas de asentamiento de las losas de cimentación, se puede obtener los siguientes criterios generales:



Figura 6.7.38
Emplazamiento

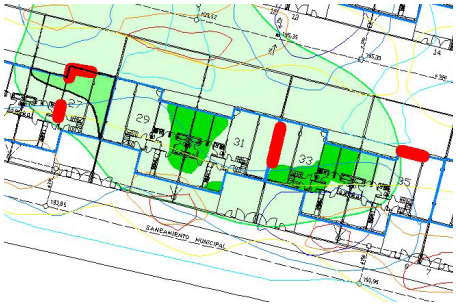


Figura 6.7.39
Detalle

A. Aparecen cuatro losas de cimentación afectadas con asientos diferenciales: tres en la calle San Roque y una en Valle de Broto. Estas losas se agrupan en la zona suroeste de la urbanización. Es decir, que su ubicación es influyente en su estado.

B. A la altura de la del número 33 de la calle San Roque se produjo una fuga de agua de la red municipal de agua potable (agua a presión), que produce un depocentro en la frecuencia de 100Hz de la cartografía obtenida con el georradar.

Se desconoce el tiempo que permaneció la fuga manando agua al terreno y la evidente influencia que pudo ejercer en la patología aparecida en las casas 29, 31 y 33 de la calle San Roque, pero casualmente las losas más afectadas se sitúan junto a dicha fuga de agua.

C. Habida cuenta la sensibilidad de este tipo de terreno al agua se aprecia que, en algunas casas, como la SR39 y VB17, existen leves movimientos del extremo oriental de la losa, por donde además hay humedades en los cerramientos exteriores.

D. Hay zonas concretas de extremos de losas como SR27, SR31, SR39, VB05 y VB17 en las que parece existir una interacción entre el movimiento de asentamiento de la losa con el jardín.

E. Las humedades aparecen, fundamentalmente, en las caras norte y este, sin descartar las que aparecen al oeste de la calle Valle de Broto.

F. Es apreciable la aparición de líneas de frecuencia del georradar en la parcela de zonas comunes y piscinas, así como la existencia de depocentros en las zonas donde se han ejecutado pozos de saneamiento o grupos de instalaciones.

En conclusión, una vez analizado lo ocurrido desde varios puntos de vista técnicos se observa que existen correlaciones que parecen indicar la influencia de las humedades con algunas losas de cimentación, la fuga de agua de la red municipal y la agrupación de losas con los asentamientos relevantes.

### 6.7.6.7.- INFLUENCIAS DE FUGAS DE AGUA DE LA RED MUNICIPAL.-

Como se ha indicado, se conoce la existencia de una fuga de agua de la red de abastecimiento de agua potable a la altura del número 33 de la calle San Roque.

Se desconoce el tiempo que el agua de esta red estuvo manando agua con aporte al terreno.

Se sabe que el agua descalzó los pozos cercanos de la red de saneamiento, que hubo que reparar y que, a partir de ese momento, la patología de las fincas número 29, 31, 33 y 35 apareció con rotundidad y que ahora puede verse algo más agravada.

Aunque es difícil predecir los flujos de agua por estratos tan alterados durante las obras de urbanización y ejecución de las viviendas, es evidente de que hay una interrelación entre la fuga de agua y las lesiones que se han detectado en dichas losas.

### 6.7.7. SEGUIMIENTO DE LOS TESTIGOS COLOCADOS.

Para analizar el estado actual de las viviendas se ha realizado el seguimiento de los movimientos del edificio, para lo que se han instalado **diez testigos** en las siguientes ubicaciones:

Testigo 2 .....Salón-Estar .....Calle San Roque 29
Testigo 3 .....Dormitorio.....Calle San Roque 29
Testigo 4 .....Fachada sur .....Calle San Roque 31
Testigo 5 .....Pasillo .....Calle San Roque 31
Testigo 6 .....Pasillo .....Calle San Roque 31
Testigo 7 .....Paramento norte Garaje ...Calle San Roque 33
Testigo 8 .....Paramento este Garaje .....Calle San Roque 33
Testigo 9 .....Fachada norte .....Calle San Roque 33
Testigo 10 .....Pasillo .....Calle San Roque 33
Testigo 11 .....Dormitorio .....Calle San Roque 35

Los testigos se han medido con un calibre INSIZE 1101-150 electrónico profesional, con una precisión de cinco milésimas de milímetro, calibrado con fecha 07/06/2012. Las mediciones se han realizado durante nueve meses, desde mayo de 2014 hasta febrero de 2015, obteniéndose los valores que se adjuntan en el Anexo VIII Curvas seguimiento de los testigos colocados, del presente Informe.

## 7.1.- CURVAS DE MOVIMIENTO OBTENIDAS.

Para obtener las curvas de movimiento se han representado mediante la tipología de curvas spline que se desarrollan en una representación cartesiana con eje de ordenadas de movimientos en mm/100y eje de abscisas que representa el paso del tiempo (días).

Una vez tomadas las mediciones reales y representadas, según el sistema descrito con anterioridad, cabe indicar lo que sigue:

## 7.2.- COMENTARIOS A LAS CURVAS OBTENIDAS.

### TESTIGO 2

Las mediciones del testigo muestran estabilidad en las medidas estivales y la tendencia al cierre a partir de septiembre de 2014. En febrero de 2015 la tendencia es a la estabilidad por lo que se puede afirmar que los leves movimientos (<0,5 mm) son ocasionados por la diferencia de temperaturas estacionales y no se aprecia nuevo movimiento estructural durante el periodo monitorizado.

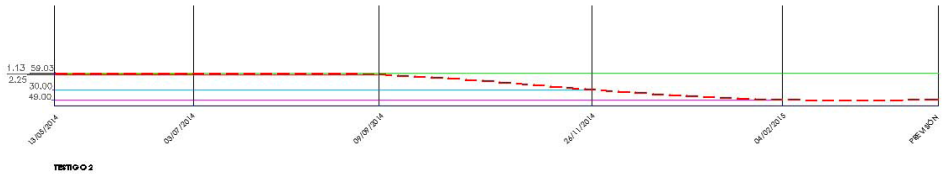



Figura 6.7.40 Testigo 2

### TESTIGO 3

Las medidas tomadas en este testigo muestran una oscilación aparentemente estacional y sin contribución nueva proveniente de la patología estructural. La tendencia es hacia la estabilización.

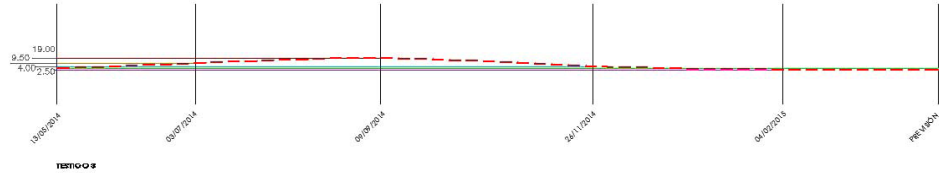



Figura 6.7.41 Testigo 3

## TESTIGO 4

Empieza con una suave pendiente que va progresivamente acentuándose, es uno de los pocos testigos que revelan un movimiento constante ajeno a la estacionalidad.




Figura 6.7.42 Testigo 4

## TESTIGO 5

Las medidas tomadas en este testigo muestran una oscilación aparentemente estacional y sin contribución nueva proveniente de la patología estructural. No se tiene previsión de nuevos movimientos.

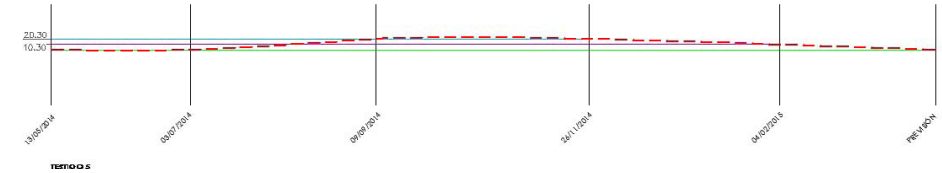



Figura 6.7.43 Testigo 5

## TESTIGO 6

Al igual que el testigo anterior, las medidas tomadas muestran una oscilación marcadamente estacional y sin contribución nueva proveniente de la patología estructural. No se tiene previsión de nuevos movimientos.

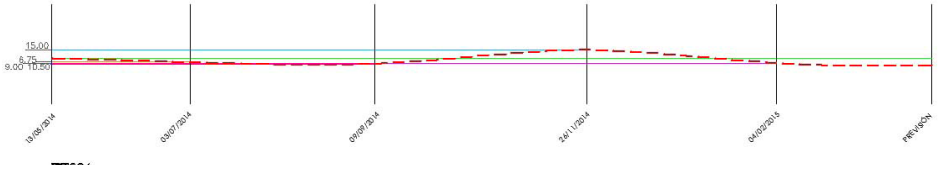



Figura 6.7.44 Testigo 6

## TESTIGO 7

Al igual que el testigo anterior, las medidas tomadas muestran una oscilación marcadamente estacional y sin contribución nueva proveniente de la patología estructural. No se tiene previsión de nuevos movimientos.

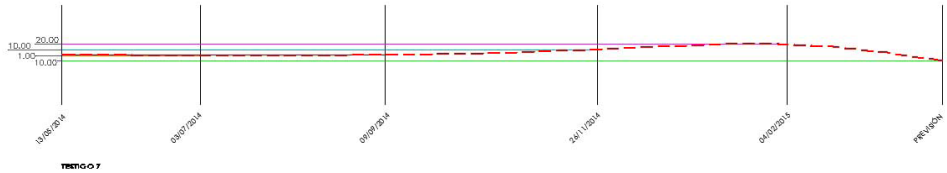



Figura 6.7.45 Testigo 7

## TESTIGO 8

El presente testigo no ha tenido una variación significativa por lo que se puede dar la zona como estabilizada.

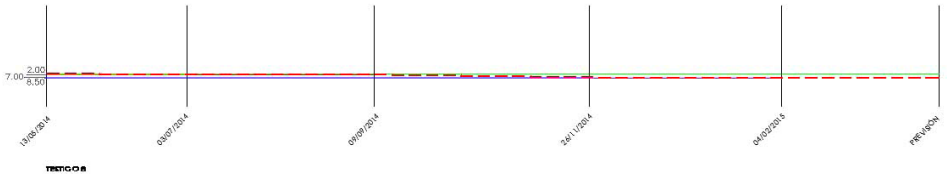



Figura 6.7.46 Testigo 8

## TESTIGO 9

Este punto presenta una pendiente más o menos uniforme que no tiene una previsión de estabilidad por el momento, por lo que será una zona donde se precisa de alguna actuación, como se detallará a continuación.

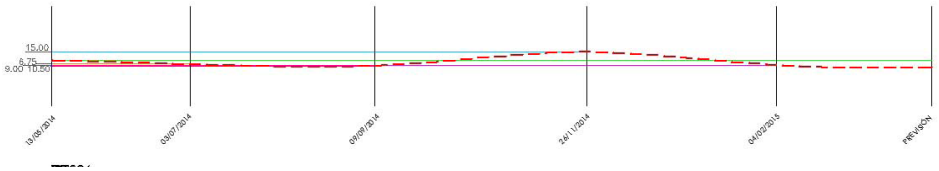



Figura 6.7.47 Testigo 9

## TESTIGO 10

Los movimientos de este testigo son claramente tendientes a la estabilidad, unido a una baja cuantía en los movimientos, a pesar de que ha existido un movimiento inicial.

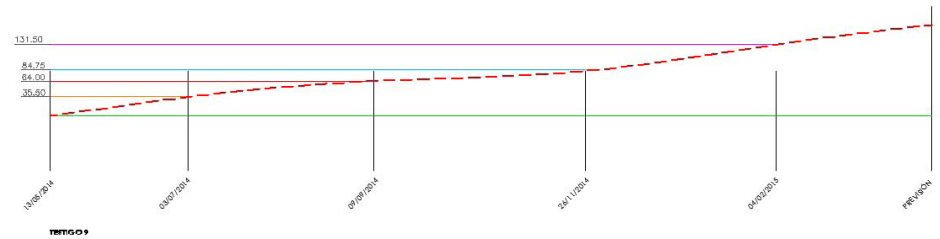



Figura 6.7.48 Testigo 10

## TESTIGO 11

Como en el caso anterior, puede considerarse la zona estabilizada.

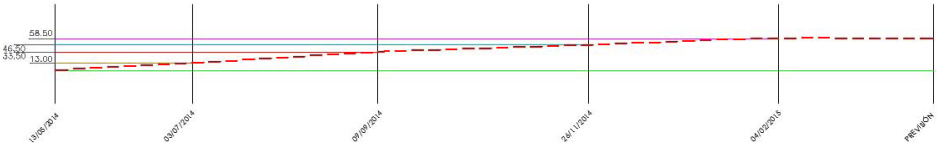



Figura 6.7.49 Testigo 11

## 7.3.- CONCLUSIONES A LAS CURVAS OBTENIDAS.

A partir de los datos obtenidos y en vistas de las gráficas confeccionadas con ellos, se puede informar que hay un grupo de testigos (4 y 9), ubicados en la casa de calle San Roque 33, que indican una tendencia de movimiento que por el momento no muestra signos de estabilidad. Si bien la cuantía de los movimientos es muy leve e inferior al milímetro, por lo que no revisten peligrosidad para la estructura ni amenazan colapso.

El resto de testigos (2, 3, 5, 6, 7, 8, 10, y 11) muestran un movimiento nulo o con una oscilación que revela una estacionalidad, que hace pensar que está provocada por los movimientos de contracción y dilatación del edificio según su temperatura. No revisten gravedad alguna y con la consiguiente reparación de las grietas, éstas deberían tardar en reaparecer o no lo harán.

En resumen, los edificios tienen en general una natural oscilación estacional actualmente y solo en dos puntos ha podido notarse un movimiento constante que, no obstante, es de muy baja entidad y puede actuarse sobre el mismo para evitar su deterioro progresivo.

No obstante, las curvas bien desarrolladas se exponen en el Anexo VIII.

**6.7.8. ESTUDIO GEOTÉCNICO DE CONTROL 7 (Julio 2.014).**
Durante el tiempo que se ha estado realizando el control de movimiento de diferentes puntos inestables, se ha realizado una serie de ensayos que han consistido en ensayos de penetración dinámica (DPSH), testigos de reconocimiento de losas y testificación de calicatas. Todos ellos, en relación a la zona más afectada de las losas SR25-27, SR29-31 y SR33-35.

Además, se han realizado dos ensayos de penetración dinámica DPSH, en el entorno de la piscina. Respecto de los resultados obtenidos, hay que indicar lo que se indica a continuación:

**6.7.8. ESTUDIO GEOTÉCNICO DE CONTROL 7 (Julio 2.014).**
De los dos ensayos de penetración dinámica realizados junto a la pisciana, se puede obtener que en el ensayo 1 la capacidad mecánica del suelo sobre la base de apoyo de la piscina es menor de 1 kp/cm², si bien a 4,40 m es de 0,2kp/cm². En el otro punto, ensayo 2, que se ha estudiado hay una tensión de 0,1 kp/cm² a una profundidad de 1,5 a 1,6.

Es decir, tensiones muy bajas, cuando lo normal que debería dar es una tensión superior a 1,00 kp/cm$^2$.

Si se tiene en cuenta que un metro de agua sola ya produce una tensión de 0,1 kp/cm$^2$ y un metro más de tierra de una densidad de 1600kp/m$^3$ nos produciría una carga de 0,16 kp/cm$^2$, la tierra y el agua ya solo producen una tensión a 2,00 m de profundidad de 0,26 kp/cm$^2$. Todo ello sin contar el peso de la solera y de los muros de contención del vaso de la piscina.

Ahora bien, sabemos que la tierra está muy húmeda en el entorno de la piscina, por lo que es fácil que la tensión real a los 2,00 m de profundidad ronde los 0,3 kp/cm$^2$, tensión que triplica la capacidad mecánica del suelo.

Por todo ello, tal y como está la capacidad mecánica del suelo donde se apoya de la piscina, con tensiones tan bajas, la piscina no se debería llenar habida cuenta del estado del subsuelo inmediato.

**6.7.8.2.- ENSAYOS EN LA ZONA DE LAS CASAS 31 Y 33.**
Si se analizan los ensayos de penetración DPSH realizados en la vivienda Nº 29 y en la 33, se observa que el terreno apenas los 0,2 en el ensayo de la casa 29 y de las mismas características o peores en el ensayo Nº 2 de la casa 33.

### 6.7.8.3.- CONCLUSIONES A LOS ENSAYOS REALIZADOS.

Si se compara los resultados obtenidos con los datos de Arco-Tecnos de 20/11/2001, se observa que hay una discrepancia total, ya que se indicaba entonces que el terreno podría aguantar losas de cementación calculadas a 0,7 kp/cm$^2$, cuando en la realidad se ha comprobado que en muchos casos la capacidad mecánica real es inferior a los **0,2 kp/cm$^2$**.

Además, el terreno es irregular y muy flojo, como se aprecia en la gráfica de datos obtenidos, sobre todo en la casa 33. Por su propio peso colapsa y asienta, por eso se producen descalces en las losas de cimentación, sobre todo en el comienzo de la calle San Roque.

Se detecta que la losa de cimentación de la casa 33 está despegada del terreno al menos 10 cm. En algunas zonas, se puede meter un flexómetro de 3 m de longitud debajo de la vivienda sin que se detecte apoyo de la losa de cimentación.

Es decir, que en la zona de la casa 33 el terreno no es apto para soportar una losa de cimentación, por lo que la carga deberá transmitirse a los estratos de gravas que se ubican a más de 8,00 m de profundidad.

### 6.7.9. PROPUESTA DE INTERVENCIÓN.

A partir de la patología y deficiencias que se han estudiado en el grueso del presente Informe, ya se puede establecer la intervención que es necesario realizar, para ir acotando el problema y poderlo solventar de forma sencilla y sin grandes inversiones Por ello, se propone las siguientes actuaciones:

### 6.7.9.1.- ESTUDIO REALIZADOS

Con el estudio realizado, el seguimiento de los testigos colocados y el Estudio Geotécnico de Control 7, se conoce claramente que los problemas de asentamientos se están produciendo en las tres primeras losas de cimentación, pero sobre todo en la losa **SR35-33**. Cuyos movimientos de los testigos colocados, sobre todo el número 4, nos indican movimientos que se mantienen sin estabilizarse.

Esto es consecuencia, sin duda, del propio colapso del terreno que va asentando y consolidándose solo con su propio peso. Por eso asienta en unas zonas y en otras no, dejando la losa parcialmente apoyada en el terreno, por lo que no tiene sentido rellenar el espacio bajo la losa de cimentación, ya que el terreno seguirá asentando y volverá a ocurrir la misma patología.

### 6.7.9.2.- PROYECTO DE RECALCE.

Una vez conocida la causa del descalce, así como la amplitud y dimensión de las zonas a consolidar, se deberá redactar un Proyecto de Recale y Consolidación de las losas afectadas, así como de aquellas obras necesarias para la reparación de las viviendas afectadas. El Proyecto de Recalce y Consolidación deberá estar suscrito por técnico competente designado por la Comunidad de Propietarios.

### 6.7.9.3.- LICENCIA DE OBRA.

Visado el Proyecto por el Colegio Oficial de Arquitectos de Aragón, se solicitará licencia de obra al Ayuntamiento de La Puebla de Alfindén.

### 6.7.9.4.- OBRAS QUE DEBEN CONTEMPLARSE.

Las obras que deben realizarse para recalzar y consolidar las losas afectadas, así como aquellas que deben preverse para evitar que la patología vuelva a aparecer de nuevo son las siguientes:

a) Recalce de la losa SR33-35, mediante micropilotes para transmitir las cargas existentes al sustrato de gravas, que se encuentra a más de ocho metros de profundidad, habida cuenta que los movimientos no tienden a estabilizarse.
b) Recalce de los posibles huecos de la losa SR29-31, considerando un despegue de la losa de unos 10 cm por una superficie del 25 % del total de la superficie de la losa.
c) La piscina podrá recalzarse mediante inyección de lechada de mortero de cemento con bentonita a presión, que mejore el terreno subyacente.
d) Una vez recalzada las losas de cimentación, se repararán los pavimentos, mediante la sustitución de las baldosas afectadas, o colocando unos nuevos pavimentos similares al existente si el material ya no existe.
e) En las losas que no se recalzan deberá colocarse un tubo drenante por las zonas de los jardines para evitar el paso de agua a la cara inferior de las mismas.
f) También se deberá colocar un sistema de drenaje lineal en el jardín longitudinal que existe a lo largo de la calle Valle de Ordesa, para evitar posibles flujos de agua hacia las viviendas.
g) Se evitará el vertido incontrolado de agua a los jardines, conduciendo los bajantes de los canalones de la cubierta a la red de saneamiento.
h) Para evitar los problemas en las losas se realizarán zanjas con tubos de drenaje en aquellas losas afectadas para evitar que el agua de lluvia o riego penetre por debajo de la losa e influya en la consolidación del suelo.

h) Asimismo, se repararán aquellos tabiques o cerramientos, mediante la sustitución de los elementos dañados.
i) Finalmente, se pintarán las paredes afectadas con una capa de pintura blanca al clorocaucho y dos manos de pintura plástica.

Además de lo indicado, sería conveniente tener en cuenta los siguientes extremos:

- En aquellas fachadas que no tienen acera es preciso ejecutar unas aceras de un metro que viertan el agua hacia al jardín, con una pendiente mínima del 2 %.
- Es preciso regular el riego para que el caudal que se vierta al terreno sea el necesario para regar el césped. Hay que tener en cuenta que el césped tiene unas raíces de 10 a 15 cm de profundidad, por lo que los riegos deben ser de unos diez minutos. Si se cree necesario, es preferible regar una vez por la mañana y otra al anochecer. Conviene hacerlo a primeras horas de la noche y así se encontrará humedecido toda la noche.
- Hay que regular los aspersores o difusores para que el agua no chorree por la fachada, para que ésta no pueda llegar a la losa de cimentación.

### 6.7.10. VALORACIÓN PARA LA REPARACIÓN DE LAS DEFICIENCIAS EXISTENTES.

De acuerdo a las obras descritas en el apartado anterior, las mediciones de las mismas y su valoración se obtiene que dichas obras ascienden a las siguientes cantidades:

**MEDICIONES Y PRESUPUESTO**
**Capítulo I.- RECALCE DE LOSAS DE CIMENTACIÓN.**
1.1.- Ud
Partida alzada de preparación y desplazamiento de equipos y materiales, montaje y desmontaje de instalaciones de inyección, retirada de los mismos y desplazamiento de personal a la obra.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 100,00 | 1,00 | 1,00 | 100,00 | |
| | TOTAL PARTIDA | | 100,00 | 100,00 | 10.000,00€ |

**LOSA SR 29-31.-**

1.2.- Ud

Taladro perforado a rotación para atravesar la losa de cimentación, incluso suministro y colocación de tubería roscada de 1" y p.p. de llave de paso para inyección. y p.p. de costes indirectos.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 25,00 | 1,00 | 1,00 | 25,00 | |
| | TOTAL PARTIDA | | 250,00 | 100,00 | 2.500,00 € |

**LOSA SR 29-31.-**

1.2.- Ud

Taladro perforado a rotación para atravesar la losa de cimentación, incluso suministro y colocación de tubería roscada de 1" y p.p. de llave de paso para inyección. y p.p. de costes indirectos.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 25,00 | 1,00 | 1,00 | 25,00 | |
| | TOTAL PARTIDA | | 250,00 | 100,00 | 2.500,00 € |

1.3.- m3

Lechada de cemento-bentonita en proporción agua-cemento sulforresistente 1:1, para relleno de huecos bajo losa de cimentación, incluso p.p. de canon de proceso de inyección y materiales y medios auxiliares.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 3,00 | 7,50 | 1,00 | 1,00 | 7,50 | |
| | TOTAL PARTIDA | | 7,50 | 550,00 | 4.125,00 € |

**LOSA SR 29-31.-**

1.4.- Ud

Taladro perforado a rotación para atravesar la losa de cimentación, incluso suministro y colocación de tubería roscada de 1" y p.p. de llave de paso para inyección. y p.p. de costes indirectos.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 100,00 | 1,00 | 1,00 | 100,00 | |
| | TOTAL PARTIDA | | 100,00 | 100,00 | 10.000,00€ |

1.5.- m

Suministro y ejecución de micropilote sobre perforación de la losa ya realizada, hasta 9,00 m de profundidad, de 110 mm de diámetro de tubo de acero ST72, con bulbo de anclaje formado con Lechada de cemento-bentonita en proporción agua-cemento sulforre-sistente 1:1, para relleno de huecos en el estrato de gravas, incluso p.p. de proceso de inyección, materiales y medios auxiliares.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 100,00 | 1,00 | 1,00 | 9,00 | | |
| | TOTAL PARTIDA | | 900,00 | 90,00 | 81.00,00 € |
| | TOTAL CAPÍTULO 1..... | | | | 101.125,00 € |

**Capítulo II.- SISTEMA DE DRENAJE.**

2.1.- $m^3$

Zanja para instalación de tubería de drenaje de 1,00 m de profundidad en terreno duro, incluso retirada con volquete de tierras a vertedero autorizados, en zona de pradera de la calle Valle de Ordesa.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 120,00 | 1,00 | 0,6 | 72,00 | |
| | TOTAL PARTIDA | | 72,00 | 15,00 | 1.080,00 € |

2.2.- m

Tubería de drenaje de diámetro exterior 130 mm, en instalaciones de evacuación de aguas pluviales con solera de hormigón y geotextil, incluso p.p. de acometida a red municipal de saneamiento, en cama de arena, relleno de zanja con grava lava de árido de 25 mm, y remate de geotextil.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 120,00 | 1,00 | 0,6 | 72,00 | |
| | TOTAL PARTIDA | | 72,00 | 30,00 | 2.160,00 € |

2.3.- $m^3$

Relleno de zanja para instalación de tubería de drenaje con capa de grava suelta, capa de geotextil y zahorra compactada, incluso capa superficial de tierra vegetal y p.p. de medios auxiliares, en zona de pradera de la calle Valle de Ordesa.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 120,00 | 1,00 | 0,6 | 72,00 | |
| | TOTAL PARTIDA | | 72,00 | 35,00 | 2.520,00 € |
| | TOTAL CAPÍTULO 2..... | | | | 5.760,00 € |

**Capítulo III.- PAVIMENTACIÓN.**

3.1.- $m^2$ Demolición de gres cerámico existente en zonas de inyección de productos para el recalce de las losas de cimentación, incluso limpieza de la zona y retirada de escombro a vertedero.

Retirada de pavimentación

| | | | |
|---|---|---|---|
| Casa SR27 | 1,00 | 96,00 | 96,00 |
| Casa SR29 | 1,00 | 63,00 | 63,00 |
| Casa SR31 | 1,00 | 76,00 | 76,00 |
| Casa SR33 | 1,00 | 133,00 | 133,00 |
| Casa SR35 | 1,00 | 20,00 | 20,00 |
| Casa SR39 | 1,00 | 66,00 | 66,00 |
| Casa VB5 | 1,00 | 97,00 | 97,00 |
| Casa VB7 | 1,00 | 46,00 | 46,00 |
| Casa VB17 | 1,00 | 88,00 | 88,00 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| TOTAL PARTIDA | 685,00 | 6,00 | 4.110,00 € |

3.2.- m²
Suministro y colocación de gres cerámico sobre capa continua de mortero de cemento cola, extendido con llana dentada, incluso cortes y reposición de rodapié cerámico similar al existente y lechada de cemento blanco o borada, limpieza del área de trabajo, totalmente terminado.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Casa SR27 | 1,00 | 96,00 | 96,00 |
| Casa SR29 | 1,00 | 63,00 | 63,00 |
| Casa SR31 | 1,00 | 76,00 | 76,00 |
| Casa SR33 | 1,00 | 133,00 | 133,00 |
| Casa SR35 | 1,00 | 20,00 | 20,00 |
| Casa SR39 | 1,00 | 66,00 | 66,00 |
| Casa VB5 | 1,00 | 97,00 | 97,00 |
| Casa VB7 | 1,00 | 46,00 | 46,00 |
| Casa VB17 | 1,00 | 88,00 | 88,00 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| TOTAL PARTIDA | 685,00 | 26,00 | 17.810,00 € |

TOTAL CAPÍTULO III.....21.920,00 €

**Capítulo IV.- VARIOS.**
4.1.- PA
PA costo de reparación de fábricas de ladrillo exterior e interior, en las zonas más dañadas, mediante la sustitución de piezas por otras similares tomadas con mortero de cemento, rejuntado y limpieza de la zona. Medida la Partida Alzada realizada.

| | | |
|---|---|---|
| Tabiquería | 1,00 | 3.000,00 |
| Fabricas ladrillo caravista | 1,00 | 8.000,00 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| TOTAL PARTIDA | 11.000,00 | 1,00 | 11.000,00 € |

4.2.- PA
PA costo de Gestión de Residuos, según RD 105/2008, se presenta el presente Estudio de Gestión de Residuos de Construcción y Demolición. Medida la Partida Alzada realizada.

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1,00 | 1,00 | | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| TOTAL PARTIDA | 1,00 | 1.855,00 | 1.770,61 € |

4.3.- PA
PA costo de la Seguridad y Salud en las obras de acuerdo al Real Decreto 1.627/1.997, de 24 de Octubre.
Medida la Partida Alzada realizada.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1,00 | | 1,00 | | |
| | TOTAL PARTIDA | 1,00 | 1.885,00 | 1.770,61 € |
| | TOTAL CAPÍTULO IV..... | | | 13.951,02 € |

**RESUMEN DE CAPÍTULOS**

| | |
|---|---|
| Capítulo 1.- Recalce Losas de Cimentación..... | 101.125,00 € |
| Capítulo 2.- Sistema de Drenaje calle Ordesa..... | 5.760,00 € |
| Capítulo 3.- Pavimentación..... | 21.920,00 € |
| Capítulo 4.- Varios..... | 13.951,02 € |
| PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL..... | 142.756,00 € |
| Beneficio Industrial y Gastos Generales 15%..... | 21.413,40 € |
| PRESUPUESTO DE CONTRATA..... | 164.169,42 € |
| Honorarios Profesionales..... | 13.704,57 € |
| SUMA..... | 177.873,99 € |
| I.V.A. 10%)..... | 17.787,39 € |
| Licencia de Obras (4% s/165.411,14)..... | 6.566,68 € |
| PRESUPUESTO GENERAL..... | 202.228,06 € |

Asciende el presupuesto general para la reparación de los edificios analizados, sitos en la Urbanización Los Valles en la Puebla de Alfindén (Zaragoza), a la mencionada cantidad de **DOSCIENTOS DOS MIL DOSCIENTOS VEINTIOCHO EUROS CON SEIS CÉNTIMOS**

6.7.11. RESPONSABILIDADES.

Como ya se ha indicado, las citadas viviendas fueron terminadas según consta en el certificado final de obra el 07/11/2005, por lo que en el momento de la redacción del presente Informe el edificio tiene ya algo más de nueve años en servicio, lo que significa que le es de aplicación lo que establece la Ley de Ordenación de la Edificación publicada en el BOE núm. 266, de 6 de noviembre de 1999 y que entró en vigor el 06/05/2000.

En el capítulo IV de esta ley, se establece, según se expone en el Anexo I, que:

> […]sin perjuicio de sus responsabilidades contractuales, las personas físicas o jurídicas que intervienen en el proceso de la edificación responderán frente a los propietarios y los terceros adquirentes de los edificios o parte de los mismos, en el caso de que sean objeto de división, de los siguientes daños materiales ocasionados en el edificio dentro de los plazos indicados, contados desde la fecha de recepción de la obra, sin reservas o desde la subsanación de éstas:
>
> a) Durante diez años, de los daños materiales causados en el edificio por vicios o defectos que afecten a la cimentación, los soportes, las vigas, los forjados, los muros de carga u otros elementos estructurales, y que comprometan directamente la resistencia mecánica y la estabilidad del edificio.
>
> b) Durante tres años, de los daños materiales causados en el edificio por vicios o defectos de los elementos constructivos o de las instalaciones que ocasionen el incumplimiento de los requisitos de habitabilidad del apartado 1, letra c), del artículo 3. El constructor también responderá de los daños materiales por vicios o defectos de ejecución que afecten a elementos de terminación o acabado de las obras dentro del plazo de un año.

Ahora bien, para poder inculpar a alguno de los intervinientes en el proceso constructivo es preciso tener claro si las causas establecidas son consecuencia directa de un deficiente cálculo de la cimentación (Arquitecto y Promotor), de una deficiente puesta en obra de la construcción (Aparejador, Constructor y promotor) o es consecuencia de un mal uso, lo que sería una deficiencia achacable al propietario o inquilino.

Como se ha visto a lo largo del presente Informe, la patología aparece a consecuencia de las deformaciones que aparecen en las losas, pero estas deformaciones surgen por la adecuación de las losas al terreno.

El terreno se puede deformar por una serie de causas:
a) Si se ha realizado una deficiente compactación del terreno de relleno, realizando una deficiente compactación, la responsabilidad, según la L.O.E., sería compartida entre el promotor, constructor y director de la ejecución (arquitecto técnico).
b) Si los movimientos de las losas parten de la entrada de agua al subsuelo, a partir de las aguas pluviales, riegos u otro aporte como redes de abastecimiento o saneamiento, la responsabilidad sería de los actuales propietarios.

c) Por otro lado, se observa que la patología más grave aparece en la calle San Roque, muy cercana a la fuga de agua municipal, por lo que la responsabilidad sería del Ayuntamiento de la Puebla de Alfindén y subsidiariamente la empresa aseguradora del mismo.

No obstante, demandar al Ayuntamiento de La Puebla de Alfindén por la posible interconexión de la rotura de la red de abastecimiento de agua potable (Tubería a presión) y la patología existente en las losas de las casas 29-31 y 33-35 de la calle San Roque no es fácilmente demostrable taxativamente. Hay razones para poder achacar estas responsabilidades a la fuga de agua y también hay razones establecer que los descalces podrían ser debidos a filtraciones de agua desde la zona de jardines o procedentes del desagüe de los canalones de la cubierta.

a) Asimismo, sería conveniente realizar unos controles, en el entorno de las losas más afectadas, necesarios y que descartarían otros parámetros a tener en cuenta. Por un lado, detectar posibles fugas de agua, mediante la ayuda de un geófono de las redes de agua potable y acometidas a las distintas viviendas y por otro, comprobar, mediante cámara de televisión, las redes de saneamiento, sobre todo la de la calle San Roque, para establecer que no tiene pérdidas importantes de agua.

## 6.7.12. CONCLUSIONES.

Del análisis establecido en el cuerpo del presente Informe, surgido desde la inspección ocular realizada en diversas ocasiones y del estudio ejecutado sobre los propios edificios y según los ensayos realizados para la ejecución de los edificios, y con el propósito de solucionar la problemática planteada por la **Comunidad de Propietarios**, de la urbanización analizada, se cree conveniente indicar las siguientes conclusiones:

1º Inspeccionados los mencionados edificios se han encontrado una serie de deficiencias, que se concretan en la rotura a tracción de tabiquería y cerramientos exteriores, muchos de ellos por deformaciones de las losas y otros por flexiones de forjados.

2º.- Asimismo, se ha encontrado una serie de puntos de entrada de agua hacia el interior de las viviendas, por cuya causa aparecen manchas de humedades en las zonas bajas de los cerramientos exteriores de las viviendas.

3º En el apartado 6º del presente Informe Pericial, se ha analizado en profundidad la patología aparecida en dicho tabiques y cerramientos, concluyendo que el origen de la aparición de dicha patología es la aparición de asentamientos diferenciales en las losas de cimentación, fundamentalmente del comienzo de la calle San Roque. Asimismo, aparecen otro tipo de fisuras a consecuencia de flexiones de forjados o cambios de materiales. También aparecen humedades en las zonas de algunos cerramientos verticales.

4º Las patologías más graves por su dificultad de tratamiento caben destacar las fisuraciones aparecidas en la tabiquería inferior y cerramientos de las viviendas, que surgen a consecuencia de movimientos diferenciales de las losas de cimentación.

5º.- Cabe resaltar que los movimientos de las losas más relevantes aparecen agrupados en las parcelas iniciales de la calle San Roque, lo que coincide con la zona donde hubo una fuga de agua de la red municipal. Por ello, se observa una relación directa entre la fuga de agua de la red municipal y los movimientos de las losas colindantes, como son las que soportan las casas de la calle San Roque del número 27 a 35.

6º.- Del seguimiento realizado a los testigos colocados, se observa que la mayoría de ellos tienden a la estabilización. Menos los situados en las casas 31-33, cuyo movimiento permanece sin minorar la velocidad de apertura de las grietas. En la losa que sustenta estas dos viviendas habrá de recalzarse con micropilotes, para transmitir las cargas al lecho de gravas que se sitúa sobre los 9,00 m de profundidad, independizando esta losa (SR31-33) del terreno superficial. Para que los movimientos de asiento y/o colapso no repercutan en el estado de dichas viviendas.

La actuación para solucionar la patología y deficiencias existentes se indica en el apartado Séptimo, siendo necesario la redacción del **Proyecto de Reparación**, ya que deberá reafirmar lo indicado en la **Propuesta de Intervención**, donde se indica punto por punto y de forma concreta, el modo actuar y de reparar, definiendo materiales y procedimientos; y cuantificando, mediante mediciones concretas, el costo de la reparación de forma estimativa.

7º.- Asciende el presupuesto general, para la reparación del conjunto de edificios, a la mencionada cantidad de **DOSCIENTOS DOS MIL DOSCIENTOS VEINTIOCHO EUROS CON SEIS CÉNTIMOS**, incluido el 15 % de Beneficio Industrial y Gastos Generales, e IVA vigente.

Esta cantidad debe considerarse como estimativa, que nos indica un determinado orden de magnitud del valor de los trabajos que deben realizarse, ya que la concreción de la cuantía exacta implicará la redacción del citado Proyecto de Reparación, que aportará los datos necesarios para cuantificar la intervención y para la posible reclamación judicial, si procede.

## Bibliografía

Arroyo Portero, Juan Carlos [et al.]: *Números Gordos en el proyecto de estructuras*, Madrid: Cintra Divulgación Técnica S.L.L., 2001.

Bassegoda, Buenaventura y Robert Schindler: *Tratado moderno de construcción de edificios*, Barcelona: José Montesor Editor, 1933.

Bendala Álvarez, Fernando: *¿Qué pasa aquí? Manual práctico para la investigación y diagnóstico de las lesiones de la edificación*, Madrid: La Ley (Grupo Wolters Kluwer), 2012.

Belluzzi, Odone: *Ciencia de la construcción* (4 Tomos), Madrid: Aguilar, 1967.

Company M.: *Cálculos de construcción*. Barcelona: Gustavo Gili S.A., 1943.

Díaz Gómez, César y Natividad Casado: *Inspección y Diagnósis. Pautas para la Intervención en Edificios de Viviendas*, Barcelona: Col. legi d'arquitectes de Catalunya, demarcació de Barcelona, Colección "Papeles Sert", 2002.

Doblare Castellasno, Manuel y Luis Gracia Villa: *Fundamentos de la elasticidad lineal*, Madrid: Editorial Síntesis, 1998.

Eichler, Friedrich: *Patología de la construcción. Detalles constructivos*, Madrid: Editorial Blume, 1969.

Fernández Casanovas, Manuel: *Patología y Terapéutica del Hormigón Armado*, Madrid: Dosat S.A., 1977.

García Badell, Ignacio: *Cálculo de hormigón armado. (Por el método de los estados límites)*, Madrid: CIE Inversiones Editoriales Dossat, 2001.

García Gamallo, Ana María: *La evolución de las cimentaciones en la historia de la Arquitectura. Desde la prehistoria hasta la primera revolución industrial*, Tesis Doctoral, 1997.

García Valcarce, Antontio [et al.]: *Manual de edificación. Tomo I.- Derribo y demoliciones. Actuaciones sobre el terreno*, Pamplona: EUNSA, 1995.

Jiménez Montoya, Pedro [et al.]: *Hormigón Armado*. (14º Edición), Barcelona: Gustavo Gili, 2000.

Jiménez Salas, Jose Antonio y José Luis Alpañes: *Geotécnia y Cimientos*, Madrid: Editorial Rueda, 1971.

Joise, Albert: *Fisuras y grietas en morteros y hormigones*, Barcelona: Editores Técnicos Asociados S.A, 1981.

Letelier, Miguel: *Estabilidad en las construcciones*, Barcelona: Gustavo Gili, 1932.

Maña, Fructuoso: *Patología de las cimentaciones*, Barcelona: Editorial Blume, 1978.

Ministerio de Fomento: *Guía para el Proyecto y la Ejecución de micropilotes en obras de carreteras*, Madrid: Series Normativas, 2006.

Russo, Cristóbal: *Lesiones en los edificios*, Barcelona: Salvat Editores, 1934.

Serra Gesta, Jesús [et al]: *Mecánica del suelo y cimentaciones (Ud 1, 2 y 3)*, Madrid: Universidad a Nacional de Educación a Distancia, Fundación Escuela de la Edificación, 1990.

VV.AA.: *Tratado de Rehabilitación. Patología y Técnica de Intervención en elementos estructurales*, Madrid: Editorial Munilla-Lería, 1998.

# Anexos

## 8.1.
## 8.1.1. Tabla de conversión de sistema MKS a SI

| Newton/milímetro cuadro y kilopondio/centímetro cuadrado |
|---|
| 1 N/mm² = 10,2 kp/cm² ≅ 10 kp/cm² |
| 1 kp/cm² = 0,098 N/mm² ≅ 0,1 N/mm² |

| Concepto | M.K.S | S.I. |
|---|---|---|
| Resistencia característica del hormigón | 200 kp/cm² | 20 N/mm² |
| Límite élastico característico del acero | 5.000 kp/cm² | 500 N/mm² |
| Peso propio de un forjado | 250 kp/cm² | 2,5 kN/m² |
| Densidad del hormigón armado | 2.500 kp/m³ | 25 kN/m³ |
| Sobrecarga de uso en garajes | 400 kp/m² | 4 kN/m² |
| Sobrecarga lineal de barandilla | 200 kp/m | 2 kN/m |
| Carga axil de un pilar | 50 t | 500 kN |
| Momento de un forjado | 2 m t | 20 mkN |
| Esfuerzo cortante | 5 t | 50 kN |
| Tensión admisible del terreno | 2 kp/cm² | 0,2 N/mm² |

Figura 8.1 Tablas de conversi.n del sistema M.K.S. al S.I.

| ∅ mm | peso kg/m | ⇓ sección en cm² para un número de barras ⇓ | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 5 | 0,15 | 0,19 | 0,39 | 0,59 | 0,78 | 0,98 | 1,18 | 1,37 | 1,57 | 1,77 | 1,96 |
| 6 | 0,22 | 0,28 | 0,56 | 0,85 | 1,13 | 1,41 | 1,70 | 1,98 | 2,26 | 2,54 | 2,83 |
| 8 | 0,39 | 0,50 | 1,00 | 1,51 | 2,01 | 2,51 | 3,01 | 3,52 | 4,02 | 4,52 | 5,02 |
| 10 | 0,62 | 0,78 | 1,57 | 2,35 | 3,14 | 3,92 | 4,71 | 5,49 | 6,28 | 7,07 | 7,85 |
| 12 | 0,88 | 1,13 | 2,26 | 3,39 | 4,52 | 5,65 | 6,78 | 7,91 | 9,04 | 10,17 | 11,31 |
| 14 | 1,21 | 1,54 | 3,08 | 4,62 | 6,16 | 7,70 | 9,23 | 10,77 | 12,31 | 13,85 | 15,39 |
| 16 | 1,58 | 2,01 | 4,02 | 6,03 | 8,04 | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08 | 18,10 | 20,11 |
| 20 | 2,47 | 3,14 | 6,28 | 9,42 | 12,57 | 15,71 | 18,85 | 21,99 | 25,13 | 28,27 | 31,42 |
| 25 | 3,85 | 4,91 | 9,82 | 14,73 | 19,63 | 24,54 | 29,45 | 34,36 | 39,27 | 44,18 | 49,09 |
| 32 | 6,31 | 8,04 | 16,08 | 24,19 | 32,17 | 40,21 | 48,25 | 56,30 | 64,34 | 72,38 | 80,42 |

Figura 8.2 Tabla de la sección de varillas de acero según número y diámetro.

### 8.1.2. Representación gráfica

Es habitual que, durante la toma de datos de la patología del edificio, un técnico y la interpretación de los mismos, la hará otro, que ha estado personalmente en cada una de las dependencias. Sobre todo cuando se trabaja en equipo.

Además, también es habitual que, cuando interviene un perito judicial unos años después, los propietarios hayan reparado las lesiones, con lo que el perito que intervienen posteriormente solo dispone de fotografías y de la representación gráfica de la patología que hizo el primer técnico. Por esta razón, como se propone en el capítulo primero de este manual y como propone César Díaz Gómez, arquitecto de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona (Departamento de Construcciones arquitectónicas), de la Universidad Politécnica de Catalunya, en su libro *Inspección y diagnosis (pautas para la intervención el edificio de viviendas)*, es muy importante realizar una buena toma de datos, para que quede constancia del estado actual de dicho edificio.

En nuestra opinión, es preciso ubicar cada bloque, dentro de cada bloque la vivienda y dentro de ésta, cada una de las habitaciones afectadas. Para situar cada habitación, es conveniente situar la puerta de acceso y la situación de las ventanas, de esta forma la habitación analizada queda perfectamente situada sin ninguna duda.

El Sr. propone un grafismo determinado, que implica la existencia de una leyenda necesaria para poder interpretar las lesiones como son las siguientes:

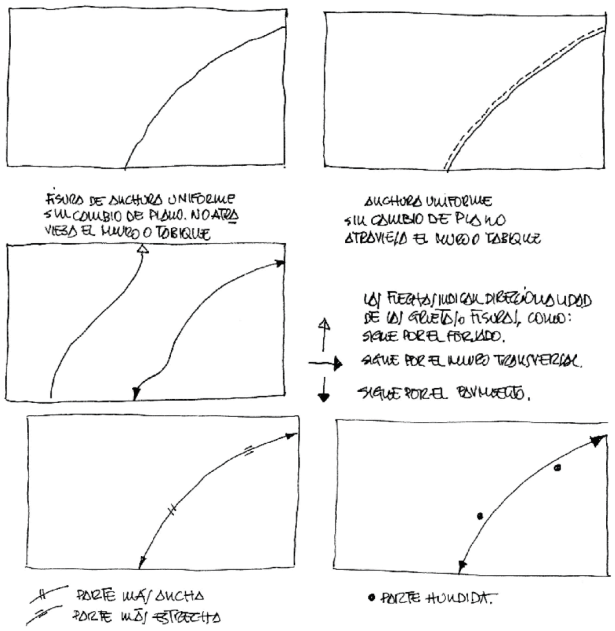



Figura 8.3

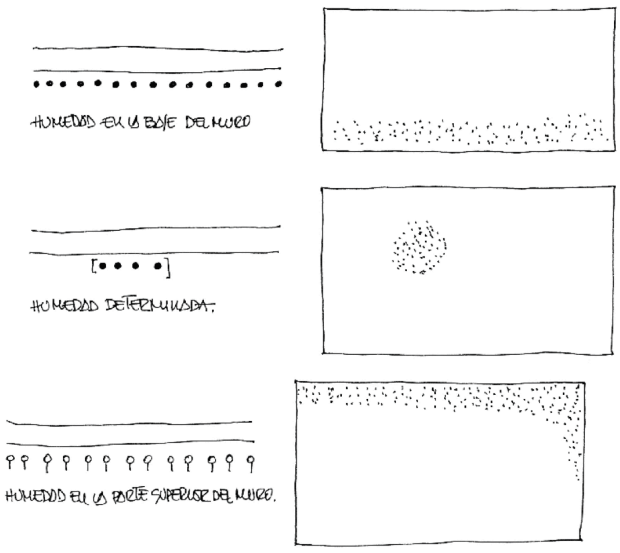



Figura 8.4

Si bien el sistema indicado por el Sr. Díaz Gómez es correcto, parecería más indicados que la grafía se acercará más a la realidad, en vez de emplear una simbología que el interpretador debe conocer. Si se acerca de forma más concreta a la realidad, en lugar de emplear una simbología, la compresión de la grafía sería mejor.

Por ejemplo, si existe una grieta en un dormitorio de una vivienda, en la grafía propuesta por el Sr. Díaz Gómez sería de la forma que se propone abajo a la izquierda, mientras que la simbología acomodada a la realidad, abajo a la derecha, no necesita leyenda parar su interpretación: como se indica en el gráfico siguiente la grieta es más gruesa donde en realidad lo es, marcándose incluso el grueso de la misma (0,8 mm) y más delgada en el otro extremo (0,1 mm). Lo que se representa es la grieta tal y como se desarrolla en realidad, marcados los grosores existentes el día de la inspección, de forma que pueden ser comparadas con inspecciones posteriores.

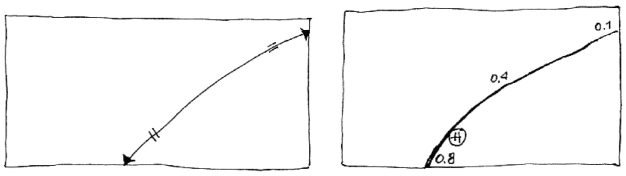



Figura 8.4

Además, quien posteriormente lee la grafía de la patología estudiada, no necesita leyenda para su interpretación. Por otro lado, como los datos se toman en un plano con sus cuatro paramentos abatidos, si una fisura pasa de un paramento a otros o al pavimento se verá perfectamente, ya que dicho plano abarca la totalidad de una habitación completa.

Como el techo y el pavimento coinciden, por no complicar más la representación de grietas y fisuras en el suelo se ven, por lo que su representación se verá como una línea continua; en cambio, las diferentes grietas y fisuras del techo se grafiarán como sus proyecciones, por lo que dibujará con una línea a trazos, como es lo habitual.

En cuanto a los cambios de plano, se puede aceptar lo que indica el Sr. Díaz Gómez o poner una (H) en la zona hundida y (R)en la zona que resalta.

Con este sistema, las lesiones quedan perfectamente ubicadas y puede ser comparadas con tomas de inspecciones posteriores, para comprobar si éstas van aumentando o permanecen estables. A este respecto, nunca se puede hacer caso al propietario de la vivienda, porque quien convive a diario con las lesiones cada día las ve más grandes.

Por consiguiente, y tal como se manifestó en el capítulo primero de este manual, el procedimiento a seguir es el siguiente:

1. En primer lugar, se ubica la vivienda dentro del bloque, con el propósito de poder posteriormente conocer la situación y direccionalidad de las grietas y fisuras y poder tener una perspectiva más alejada del problema.

Una vez situada la vivienda, se enumeran aquellas piezas que puedan dar confusión, como los dormitorios.

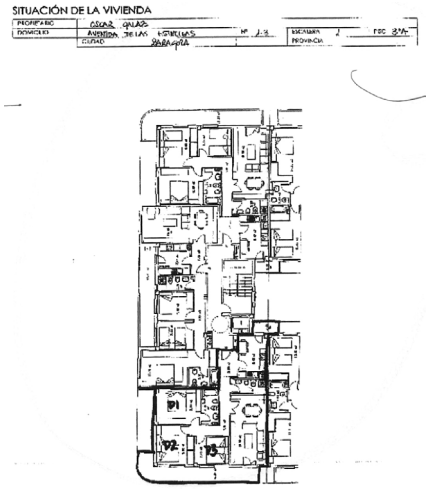



Figura 8.6 Situación de la vivienda

2. INSPECCIÓN DE ZONAS PRIVATIVAS.
Posteriormente, se levanta acta de las incidencias que hay en cada habitación, mediante impresos que se acompañan al final de este anexo. Para ello se tendrá en cuenta la siguiente metodología:

GRIETAS Y FISURAS. Como ya se definió con anterioridad, las grietas traspasan el elemento y las fisuras no, por tanto, la grieta aparece en la habitación contigua y las fisuras, no.

HUMEDADES. Se realiza un rayado donde existan y un doble rayado en las zonas de mayor humedad, con lo que visualmente se pueda observar dos o tres matices de humedad.

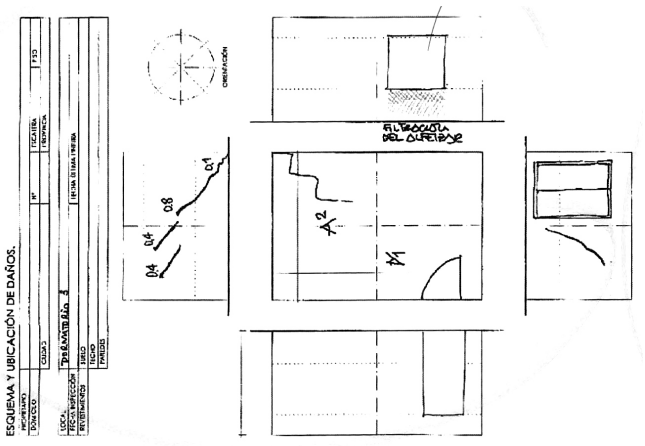



Figura 8.6 Situación de la vivienda

FOTOGRAFÍAS. Es conveniente, asimismo, poner una simbología con las fotografías que se indican mediante un pequeño ángulo que simula la dirección de la toma y una numeración que haga referencia a la propia numeración de la cámara o, al menos, la numeración de la secuencia que vamos haciendo, que será del mismo orden de los archivos que posteriormente genera la cámara.

Cuantos más comentarios se pongan, más explicativa será la documentación aportada.

3. INSPECCIÓN DE ZONAS COMUNES.
La inspección de las zonas comunes se realiza de la misma forma que las viviendas. Si hay mucha patología, se puede hacer una toma de datos adicional o un nuevo impreso desarrolle zonas específicas, o dibujos a mano que sinteticen el problema.

## 4. FACHADAS

La toma de datos de las fachadas se puede realizar mediante fotografías, si son asumibles, o mediante esquemas, si el conjunto del edificio no es abarcable en una sola fotografía:

Una forma muy expresiva de mostrar los movimientos de un edificio, como se muestra en el ejemplo adjunto, es realizar un corte con un cúter por la grieta existente y forzar la apertura de la grieta para que se vean mejor los movimientos que tiene el edifico. Esto mismo se puede realizar con un programa de edición fotográfico como el Photoshop.

## 5. FORMA DE INSPECCIÓN.

Por último, a la hora de inspeccionar un gran número de viviendas es conveniente no ver más de 16 viviendas seguidas, porque si no el técnico queda saturado y llega un momento que no recordará las peculiaridades de muchas de ellas.

El tiempo por vivienda puede estimarse en 15 minutos, a una velocidad de cuatro o cinco viviendas a la hora. Así en una mañana o tarde se podrán ver del orden de 16 viviendas y 32, a lo largo de una jornada de trabajo.

La inspección debe estar bien planificada, con la ayuda del administrador de la finca, para que el número de ausencias sea el menor posible. En grandes promociones, lo más efectivo es colocar carteles en el ascensor y en la puerta de entrada una semana antes.

También es acertado preparar una nota previa a la inspección que se echa por debajo de la puerta si el día de la visita estaban ausentes. En dicha nota se comunicará el día y hora de la visita y un número de teléfono al que llamar para concertar una segunda visita. Si dichos propietarios no llaman, se sobrentiende que sus lesiones son mínimas o que las han reparado y ya no se notan. De todas formas, en el Informe Pericial deberán aparecer como "ausentes".

Por último, si la promoción es suficientemente grande y se emplean varios técnicos para inspeccionar las viviendas, es mejor que cada uno vea unidades completas como un bloque, escalera, pares, escaleras impares, etc., para que exista una unidad de criterio en cada grupo de viviendas. También es bueno que se dedique un tiempo al final de la primera jornada de inspecciones, para intercambiar criterios con el jefe del equipo y, de esta forma, unificar las formas de expresión de la patología existente.

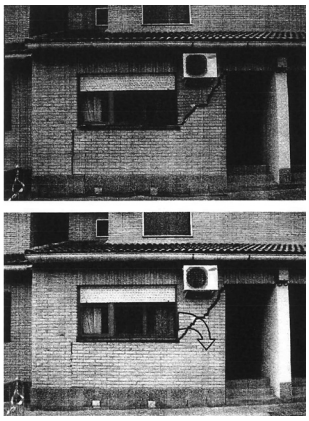


Figura 8.8
Dos fotografías de la fachada

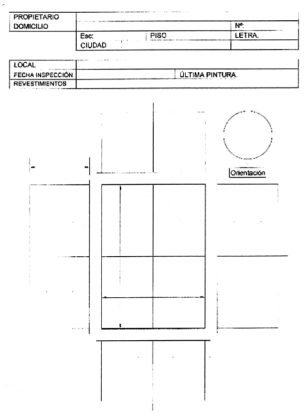



Figura 8.9
Ficha

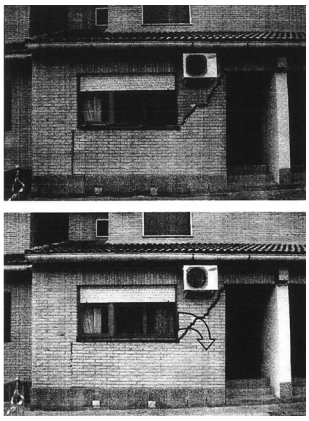


Figura 6.7.36
Dos fotografías de la fachada

## 8.1.3. Nomenclatura

$A_s$ Área de la armadura principal.
$A_\alpha$ Área de la armadura principal.
$s_T$ Tensión transmitida por la cimentación al terreno.
$\sigma_{ADM}$. Tensión admisible del terreno.
B Ancho de la zapata.
$\beta$ Coeficiente que vincula el rozamiento y rigidez de los extremos de un micropilote (Empotrado $\beta$=1).
c Cohesión del terreno (arcillas c=$q_u$/2); arenas c=0)
$D_f$ Profundidad de la cota de cimentación.
E Módulo de deformación de un material (Young).

**Módulo de Young, y resistencia de varios materiales**

| Material | Módulo de Young x $10^9$ N/m² | Resistencia a la tracción x $10^6$ N/m² | Resistencia a la compresión x $10^6$ N/m² |
|---|---|---|---|
| Acero | 200 | 520 | 520 |
| Aluminio | 70 | 90 | |
| Cobre | 110 | 230 | |
| Hierro forjado | 190 | 390 | |
| Hormigón | 23 | 2 | 17 |
| Hueso (tracción) | 16 | 200 | |
| Hueso (compresión) | 9 | - | 270 |
| Latón | 90 | 370 | |
| Plomo | 16 | 12 | |

$f_{ck}$ Resistencia característica del hormigón.
$f_{cd}$ Resistencia de cálculo del hormigón (fcd=fck/gc).
$f_{yk}$ Resistencia característica del acero.
$f_{yd}$ Resistencia de cálculo del acero (fyd=fyk/gs).
$g_f$ Coeficiente de mayoración de las acciones (gf =1,6).
$g_c$ Coeficiente de minoración del hormigón (gc =1,5).
$g_s$ Coeficiente de mayoración del acero (gs =1,15).
I Momento de Inercia (Sección rectangular I=bh3/12).
L Radio de giro de una sección.
$k_o$ Coeficiente de empuje del terreno en reposo.
$k_p$ Coeficiente de empuje pasivo del terreno.
$k_a$ Coeficiente de empuje activo del terreno.
m número entero de semiondas originadas por la carga en punta de un micropilote.
$M_k$ Momento flector característico.
$M_d$ Momento flector de cálculo (Md=Mk·gf).
$M_u$ Momento característico por la sección.
$N_k$ Axil característico.
$N_d$ Axil de cálculo (Nd=Nk·gf).
$N_u$ Axil máximo resistido por la sección.

| | |
|---|---|
| $P_k$ | Carga crítica de un micropilote. |
| $P_{Adm}$ | Carga máxima admisible de un micropilote. |
| $q_h$ | Carga de hundimiento de un terreno. |
| s | Asiento previsto de la cota de cimentación bajo una carga determinada. |
| $V_k$ | Esfuerzo cortante característico. |
| $V_d$ | Esfuerzo cortante de cálculo (Vd=Vk·gf). |
| $V_u$ | Esfuerzo cortante último resistido por la sección. |
| w | Módulo resistente (w=I/y) |
| y | Distancia de la fibra neutra, c.d.g. o punto de aplicación de las acciones. |

# Créditos

Patología y recalce de las cimentaciones
JUAN F. NAVARRO CAMPOS
Colección arquia/e-temas, núm. 5

*Edición*
Fundación Arquia
c/Barquillo, 6, 1º Izqda. 28004 Madrid
fundacion.arquia.es
*Diseño gráfico y maquetación*
Folch Studio, S.L.
*Programación*
LLOS
*Asesoramiento Lingüístico*
Joan Sanabria

ISBN 978-84-697-9286-5
IBIC AM

© edición, Fundación Arquia, 2018
© de los textos, el autor
© del material gráfico, sus autores
© cubierta: Ilustración "topo", Pol Montserrat

La edición de esta publicación ha sido patrocinada por Arquia Banca.
Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra solo puede ser realizada con la autorización de sus titulares, salvo excepción prevista por la ley. Diríjase a CEDRO (Centro Español de Derechos Reprográfico) si necesita reproducir algún fragmento de esta obra (www.conlicencia.com; 91 702 19 70 / 93 272 04 47).

Patronato Fundación Arquia

*Presidente*
Javier Navarro Martínez
*Vicepresidente 1º*
Federico Orellana Ortega
*Vicepresidente 2º*
Alberto Alonso Saezmiera
*Secretario*
Sol Candela Alcover
*Patronos*
Carlos Gómez Agustí
María Villar San Pío
Fernando Díaz-Pinés Mateo
Montserrat Nogués Teixidor
Ángela Barrios Padura
José Antonio Martínez Llabrés
Naiara Montero Viar
Joan Miralpeix Gallart
Javier Ventura González
*Director*
Gerardo García–Ventosa López