

5. ASPECTOS ESTRUCTURALES DE LOS ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

5.1. INTRODUCCIÓN

La cimentación constituye el verdadero talón de Aquiles de los puentes de fábrica, siendo su fallo la causa más frecuente del colapso natural de los mismos¹. La carencia hasta épocas recientes de medios técnicos suficientes para investigar el comportamiento del terreno y para ejecutar cimentaciones suficientemente profundas y estables, imposibilitó en muchos casos la correcta construcción de cimentaciones, lo que trajo consigo el que se produjeran socavaciones por avenidas o movimientos en la cimentación por descalce, descompresión o colapso del suelo, induciendo serios daños en pilas y estribos y, consecuentemente, en arcos, bóvedas, muros y tímpanos, llegándose a producir ocasionalmente el colapso de la obra. Sin lugar a dudas, puede afirmarse que una buena parte de los daños serios que suelen presentar los elementos estructurales de los puentes de fábrica tiene su origen primero en un deficiente comportamiento de la cimentación.

5.2. GEOMETRÍA Y MATERIALES DE LOS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE LOS PUENTES DE FÁBRICA

En este apartado se reseñan sucintamente los aspectos que es preciso tener en cuenta desde el punto de vista del comportamiento estructural.

¹ Según la referencia [1], los fallos en la cimentación, especialmente por socavación, representan el 80% de los casos de hundimiento de puentes de fábrica.

5.2.1. Geometría de los elementos estructurales del puente

Es difícil conocer con exactitud las dimensiones de los elementos constitutivos de las cimentaciones de estas estructuras. Éstas estaban ligadas, por una parte, a la tipología del puente y, por otra, al tipo de terreno sobre el que asentaban.

En el capítulo 2 se han enumerado y descrito los tipos de cimentación en función de este segundo aspecto. En este punto, se recogerá una serie de reglas de predimensionamiento que sirven para dar una idea de las dimensiones principales de la cimentación y de los elementos principales del puente en función de la tipología del puente.

Directriz de la bóveda

Hasta el siglo XVIII las directrices utilizadas habían sido, casi en su totalidad, circulares y, dentro de estas directrices, la relación habitual era $f/L=1/2$, siendo la mínima $f/L=1/6$, que correspondía a un ángulo de desarrollo de $2\theta = 75^\circ$ (figura 5.1), en algunas excepciones en Venecia y Florencia.

A partir de este momento se empiezan a utilizar con mayor profusión las directrices semi-elípticas con una relación $f/L=1/4$ que fueron criticadas por los grandes empujes que producían en los estribos y cimentaciones. Surgió el debate entonces de cuál debía ser el valor mínimo de f/L , fijándose el límite inferior en $1/6$. A pesar de esto, valores de $1/10$ fueron elegidos en ocasiones, llegando Perronet a $1/15$ en Nemours (estos casos de rebajamientos récord corresponden a puentes carreteros).

Otra solución adoptada frecuentemente fue la de bóvedas de varios centros; tres centros para una relación de $f/L=1/3$, con luces menores de diez metros, de cinco centros con luces entre 10 y 40 m y de siete centros para luces de más de cuarenta metros y una relación de $f/L=1/4$. Las bóvedas circulares o policéntricas tienen la ventaja de necesitar cimbras más fáciles de construir.

La catenaria y sus variantes fueron utilizadas por Mascheroni, Rankine, Strassner y otros.

Valor del canto de las bóvedas en clave

Las fórmulas más empleadas para el predimensionamiento en el proyecto de los puentes arco de fábrica en España [1], dependían fundamentalmente del tipo de fábrica empleada y de si el puente soportaba tráfico ferroviario o carretero.

Así, los ferrocarriles españoles, a partir de 1850 emplean con generalidad las de Croizette-Desnoyers, Sejourné y Resal. Estos autores presentan reglas para distintas tipologías de puentes. Estas expresiones no especifican el tipo de material, pero están con-

cebidas para fábrica de sillería de buena calidad. Otros autores sí diferencian entre piedra y ladrillo o piedra blanda y dura (Kaven y Hurste) con incrementos de canto entre un 30% y un 50% del ladrillo o piedra blanda a la sillería.

Las reglas de estos autores pueden expresarse en la forma (5.1), en la que c es el canto en clave en metros, L la luz libre en metros y k_1 y k_2 coeficientes dependientes del rebajamiento f/L , dados en la tabla 1:

$$c = k_1 + k_2 \sqrt{L} \quad (5.1)$$

Para los puentes carreteros existe una mayor variedad de fórmulas que además se remontan a una época más lejana en el tiempo.

Tabla 1. Coeficientes A y B de las expresiones (5.1) según los distintos autores.

Directriz circular						Directriz elíptica
Rebajamiento	Croizette-Desnoyers		Sejourné	Resal		Sejourné
f/L	k_1	k_2	$k_1 = k_2$	K_1	k_2	$k_1 = k_2$
1/2	0,20	0,17	0,19	0,15	0,14	0,19
1/3		0,18	0,20		0,17	0,21
1/4		0,19	0,21		0,20	0,22
1/5		0,20	0,21		0,22	0,22
1/6		0,21	0,22		0,24	0,23
1/8		0,22	0,23		0,28	0,23
1/10		0,23	0,23		0,32	0,24

Por ejemplo, en el Renacimiento se propugnaban los siguientes valores:

Palladio: $c/L = 1/12$

Alberti: $c/L = 1/15$

Serlio: $c/L = 1/17$

Más adelante, ya dentro del siglo XVIII, se proponen diferentes fórmulas en función de la directriz de la bóveda:

Dentro de la ecuación general para **bóvedas semicirculares**:

$$c = k_1 + k_2 L \quad (5.2)$$

Gautier propone, para fábrica de piedra blanda:

$$k_1 = 0,32 \text{ [m]}$$

$$k_2 = 1/15$$

Perronet:

$$k_1 = 0,325 \text{ [m]}$$

$$k_2 = 0,0347$$

Lesguillier:

$$k_1 = 0,10 \text{ [m]}$$

$$k_2 = 0,20$$

Dejardin:

$$k_1 = 0,30 \text{ [m]}$$

$$k_2 = 0,045$$

Para **bóvedas circulares pero de desarrollo variable**:

Croizette-Desnoyers:

$$c = k_1 + k_2 \sqrt{2\rho} \quad (5.3)$$

siendo ρ , la curvatura de la bóveda. En puentes carreteros, simplifícadamente, se puede tomar $k_1 = k_2 = 0,15$. Con criterio más afinado se pueden tomar los valores de la tabla 2.

Séjourné:

$$c = \alpha (1 + \sqrt{L}) \mu \quad (5.4)$$

$\alpha = 0,15$ para bóvedas de carretera;

$\alpha = 0,17$ para bóvedas de ferrocarril de vía estrecha;

$\alpha = 0,19$ para bóvedas de ferrocarril de vía ancha.

Tabla 2. Bóvedas circulares de desarrollo variable.

Flecha /Luz	Puentes Carreteros		Puentes Ferroviarios	
f/L	k_1	k_2	K_1	k_2
1/4	0,15	0,15	0,20	0,17
1/6	0,15	0,14	0,20	0,16
1/8	0,15	0,13	0,20	0,15
1/10	0,15	0,12	0,20	0,14
1/12	0,15	0,12	0,20	0,13

El coeficiente m depende de la relación f/L y toma los siguientes valores:

Bóvedas semicirculares $\mu = 1$

Bóvedas elípticas $\mu = \frac{4}{3 + 2 f/L}$

Bóvedas circulares $\mu = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{f}{L} + \left(\frac{f}{L} \right)^2 \right)$

Por último, una regla de uso frecuente en España, era la del ingeniero Elzeario de Boix, independiente de f/L :

$$c = 0,3 \sqrt[3]{L} \quad [\text{m}] \quad (5.5)$$

La regla de Boix fue mejorada por el estudio de multitud de puentes españoles y extranjeros por Luis Gaztelu:

$$c = 1,35 + 0,75 \sqrt{L} - 1,40 \sqrt[3]{L} \quad [\text{m}] \quad (5.6)$$

Valor del canto de las bóvedas en riñones

En primer lugar, se debe aclarar que se entiende por 'riñones' las secciones de arranque efectivo de una bóveda, coincidentes con las llamadas juntas de rotura. La bóveda efectiva es la comprendida entre riñones, considerándose el resto de bóveda por debajo de estas secciones como una prolongación de la pila o estribo. Para bóvedas peraltadas ($f/L > 1/3$) la sección de riñones es la que corresponde a un ángulo de $\theta = 30^\circ$ medido desde la horizontal. Para bóvedas rebajadas ($f/L < 1/3$) la sección de riñones coincide con la de arranques (figura 5.1).

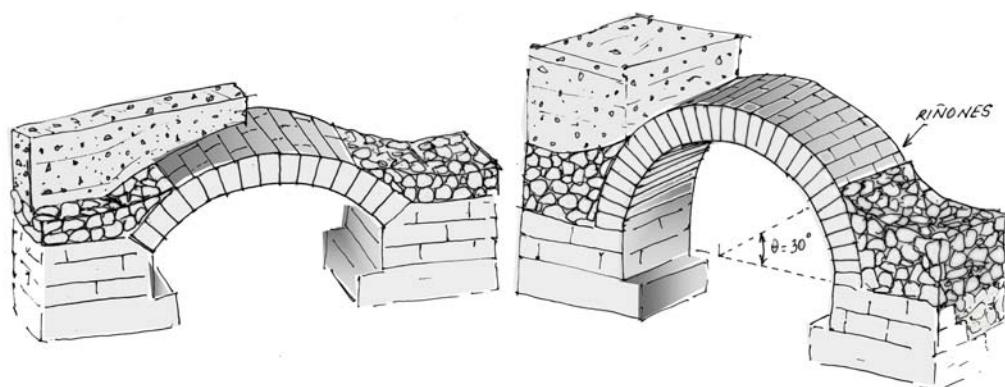


Figura 5.1 Sección de riñones en una bóveda peraltada y en una rebajada.

Parece que el primer autor que trata el canto variable en una bóveda es Dejardin, quien propone dejar constante la proyección vertical del espesor de la bóveda (figura 5.2), de tal manera que el valor del canto viene dado por:

$$C_0 = \frac{C}{\cos \varphi} \quad (5.7)$$

Tavernier (1907) propone un espesor en arranques cuyo valor es 1,4 veces el de la clave.

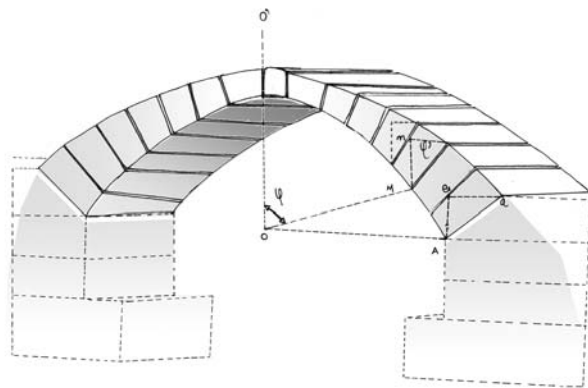


Figura 5.2 Bóveda escarzana de canto variable.

Sejourné propone que el canto adoptado en riñones sea proporcional al empleado en clave:

$$C_0 = \lambda C \quad (5.8)$$

El coeficiente de proporcionalidad λ , que depende del tipo de directriz, es mayor para bóvedas peraltadas que rebajadas y varía entre 1,20 y 2,0 (tabla 3).

Tabla 3. Coeficientes λ de la regla de Sejourné (5.8).

	Directriz circular	Directriz elíptica
$f/L \geq 0.289$	2	$1+2(f/L)$
$f/L \leq 0.289$	$1+12(f/L)^2$	

Por el contrario, Croizette-Desnoyers da los coeficientes que se muestran en la tabla 4.

Ancho de pilas en cabeza

El ancho en cabeza de las pilas b_p responde a los empujes de las bóvedas y depende de dos factores: la luz del vano L y la altura de la pila h_p . Perronet propone un ancho de pila dependiente del canto en clave.

$$b_p = 2,25c \quad (5.9)$$

Si el canto en clave está dado por la recomendación del propio Perronet ($c = 0,325 + 0,035 L$), se puede expresar en función de la luz:

$$b_p = 0,73 + 0,08L \quad (5.10)$$

Tabla 4. Coeficientes ___ de la regla de Croizette Desnoyers.

f/L	Directriz circular	Directriz elíptica
1/2	2,00	-
1/3	-	1,80
1/4	1,80	1,60
1/5	-	1,40
1/6	1,40	-
1/8	1,25	-
1/10	1,15	-
1/12	1,10	-

Sejourné propone una expresión dependiente de la altura de pila:

$$b_p = 0,40 + 0,15h_p \quad (5.11)$$

Este mismo autor propone, específicamente para puentes de ferrocarril, una regla que tiene en cuenta a la vez la luz del vano y la altura total del puente, incluidas las pilas:

$$b_p = 0,10L + 0,04 \quad H_{tot} = 0,10L + 0,04 (h_p + f + c h_o) \quad (5.12)$$

Por razones constructivas (reutilización de cimbras) o en previsión de accidentes o voladuras, se construían a veces pilas-estribo, capaces de equilibrar por su peso propio el empuje de un vano en ausencia del contiguo. Tales pilas tienen un espesor mucho mayor del dado por las reglas anteriores, acercándose entonces la regla clásica de Blondel, coincidente con la del español Martínez de Aranda, realmente ideada para el dimensionamiento de estribos de bóvedas en construcciones arquitectónicas. Esa regla no tiene en cuenta la altura, que se supone igual o próxima a la luz del vano. Su construcción es geométrica, basándose sólo en la curva del intradós. El arco se divide en tres partes de igual desarrollo. El punto que delimita la primera de estas partes se proyecta sobre la horizontal a nivel de los arranques. El espesor necesario es la distancia del arranque a aquella proyección. Esta regla conduce a espesores del orden de $L/4$ para arcos de medio punto, $L/3$ para arcos rebajados y $L/5$ ó $L/6$ para arcos apuntados. La figura 5.3 ejemplifica la cuestión.

Ancho de pilas en la base

El ancho de las pilas no muy esbeltas puede ser constante o variable. En caso de adoptarse ancho variable, es frecuente un talud de 1/30 para arcos rebajados y 1/20 para arcos elípticos. Para pilas de altura mayor de 8,0 m el ancho es siempre variable. En viaductos con pilas de altura menor de 20 m, Ribera recomienda taludes de 1/50. Para alturas mayores, los taludes son variables en los planos del alzado y la sección. El valor del ancho en la base b_{p0} no se da mediante reglas empíricas sino que debe calcularse de forma que la línea de presiones se mantenga dentro de unos límites considerados admisibles (tercio central para cargas de servicio); en este sentido, es necesario considerar la acción del viento para pilas mayores de 20 m.

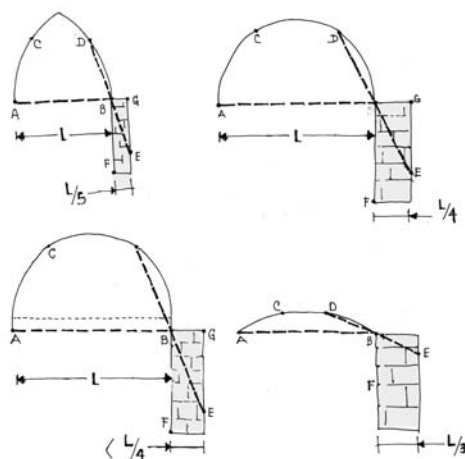


Figura 5.3. Regla de Martínez de Aranda / Derand / Blondel ($H \approx L$) para determinar el espesor de los estribos.

Ancho del estribo en la base

Castigliano da como regla sencilla tomar como espesor del estribo un valor doble al tomado para el de las pilas intermedias.

Leveillé da unas reglas de dimensionamiento del espesor en la base b_e , en función del tipo de directriz, la luz del vano L , la flecha de la bóveda f , la altura del estribo h_e , el canto en clave c , y la altura de rellenos en clave h_0 . Para simplificar la notación, se llama H a la altura total de la plataforma sobre el plano de cimentación: $H = h_e + f + c + h_0$. La figura 5.4 reproduce la dada por Ribera.

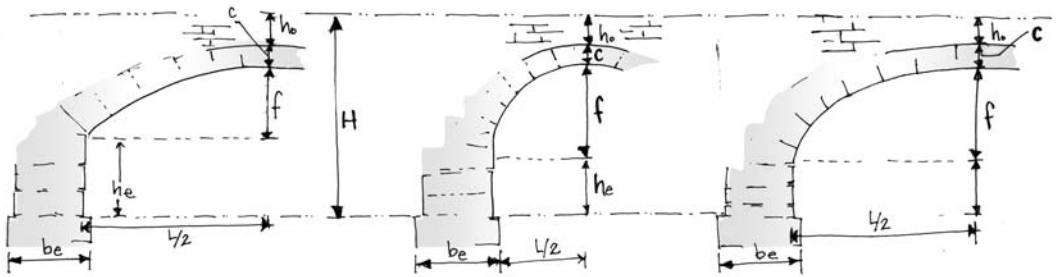


Figura 5.4. Parámetros geométricos para la determinación del espesor de los estribos en su base, para directrices escarzanas, de medio punto y elípticas.

Las expresiones 5.13, 5.14 y 5.15 son las reglas de Leveillé que recoge Ribera².

$$\text{Arco escarzano} \quad b_e = (0,33 + 0,212 L) \sqrt{\frac{L h_e}{H (f + c)}} \quad (5.13)$$

$$\text{Arco de medio punto} \quad b_e = (0,60 + 0,162 L) \sqrt{\frac{0,865 L (h_e + 0,50 f)}{H (0,50 f + c)}} \quad (5.14)$$

$$\text{Arco elíptico} \quad b_e = (0,43 + 0,154 L) \sqrt{\frac{0,84 L (h_e + 0,54 f)}{H (0,465 f + c)}} \quad (5.15)$$

Lesguiller, según Croizette-Desnoyers, da las expresiones (5.16) a (5.18). Estas fórmulas no son recogidas por Ribera, quizás porque tuvieron menos difusión entre los ingenieros españoles.

²Las fórmulas de Leveillé dadas por Croizette-Desnoyers (C-D) difieren en el caso de medio punto (en el primer paréntesis, donde Ribera da un valor 0,60, C-D da 0,30) y en arcos elípticos, para los que C-D da la misma fórmula que para escarzanos.

$$\text{Arco escarzano} \quad b_e = \sqrt{L} \left(0,60 + 0,04 h_e + 0,10 \left(\frac{L}{f} \right) - 2 \right) \quad (5.16)$$

$$\text{Arco de medio punto} \quad b_e = \sqrt{L} (0,60 + 0,04 h_e) \quad (5.17)$$

$$\text{Arco elíptico} \quad b_e = \sqrt{L} \left(0,60 + 0,04 h_e + 0,05 \left(\frac{L}{f} \right) - 2 \right) \quad (5.18)$$

Puede observarse que los espesores dados por Lesguiller son proporcionales a la raíz cuadrada de la luz y aproximadamente proporcionales a la altura del estribo. Los espesores para arcos rebajados son mayores que para arcos peraltados (término $(L/f - 2)$) y son mayores para arcos escarzanos que para los elípticos. Los espesores dados por las fórmulas de Levillé y Lesguiller presentan diferencias importantes.

Altura de rellenos rígidos sobre pilas y estribos

Este parámetro es especialmente importante en bóvedas peraltadas, ya que condiciona el comportamiento general del puente.

A la vista de la figura 5.1 es posible deducir la altura de los rellenos rígidos h_1 en las secciones sobre pilas y estribos o, más concretamente, sobre el arranque de las bóvedas. La altura del relleno rígido depende —como la sección de riñones— del peralte de la bóveda, tomando valores próximos a $0,5 f$ a $0,6 f$ para bóvedas de medio punto. En bóvedas rebajadas los rellenos rígidos suelen situarse próximos a la altura del extradós de la bóveda en arranques, lo que da alturas h_1 entre $0,3 f$ y $1,0 f$. Una expresión aproximada y conservadora en el sentido de dar menos altura de la real de la altura del relleno rígido es la que da, desde la línea de arranques $h_1 = f/2 + c$ (la mitad de la flecha más un canto en clave).

Dimensionamiento de estribos y cimientos

Las dimensiones de estribos y cimientos aumentan en proporción de los empujes a los que están sometidos. En puentes arco se debe considerar que las reacciones tienen componentes verticales y horizontales que varían principalmente por la configuración geométrica de la estructura: la luz y el rebajamiento de la bóveda son parámetros fundamentales. Los puentes con cimentaciones y estribos de fábrica, pero tramos adintelados de hormigón o metálicos, pueden ser considerados, conservadoramente, como de bóvedas peraltadas de poca altura de pila.

La figura 5.5 muestra tres puentes de bóveda con altura de rasante y luces iguales. Es claro notar que el volumen de material en los estribos y sus cimentaciones es mucho mayor a medida que se rebaja el arco, como se ha indicado en la figura 5.3.

La dimensión inferior de las pilas y el ancho de cimentación pueden estar influenciadas también por el rebajamiento de la bóveda, pero en menor medida que los estribos, ya que la componente horizontal de la carga de un tramo puede llegar a ser compensada con la de la bóveda adyacente (luces y flechas iguales). No obstante, es necesaria la comprobación cuando un vano está cargado y el contiguo descargado. Ver figura 5.6 a) y b).

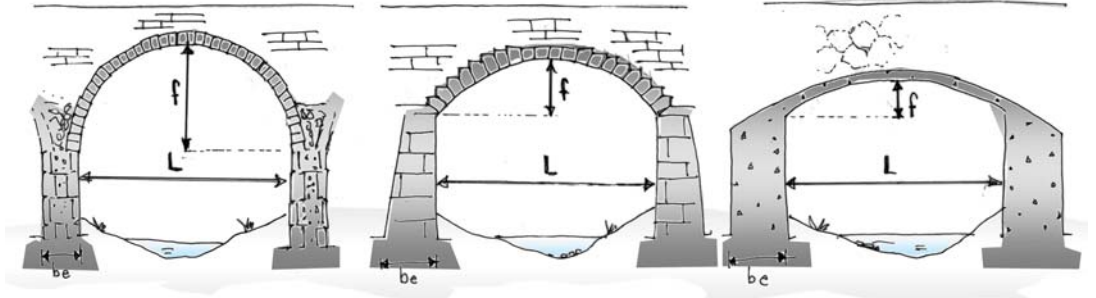


Figura 5.5. Influencia del rebajamiento en la variación del espesor de estribos y sus cimentaciones.

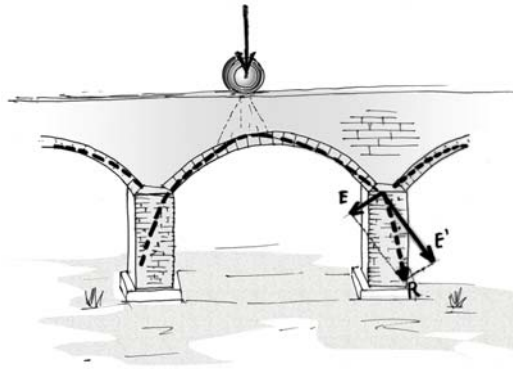


Figura 5.6.a. Comprobación del ancho inferior de pilas y su cimentación cuando se carga solo un vano.
Composición vectorial de las resultantes provenientes de las bóvedas contiguas

Figura 5.6.b. Comprobación del ancho inferior de pilas y su cimentación cuando se carga solo un vano. Ejemplo práctico de cómo la línea de presiones correspondiente al vano cargado adopta una mayor flecha y, por tanto, compensa el empuje de la bóveda contigua descargada (línea de presiones con menor flecha), sin mover fuerzas horizontales en la cabeza de la pila. Naturalmente, se produce un momento en cabeza correspondiente a la diferencia de axiles en las hojas extremas multiplicada por el brazo.

5.4.1. Materiales

Maderas en pilotes y encepados

Como se ha indicado en el capítulo 2, las maderas dispuestas en pilotes y encepados son víctimas propiciatorias de xilófagos y de la pudrición, lo que constituye, por deterioro de las condiciones de durabilidad, una muy seria amenaza a su capacidad resistente. Además, las limitaciones de los medios constructivos del pasado impusieron también restricciones a las longitudes de los pilotes y a su diámetro, lo que supone una limitación en cuanto a la capacidad portante de la cimentación. Por otra parte, el desconocimiento de la geotecnia como ciencia aplicada condujo a la aplicación de reglas empíricas o de mera costumbre que, naturalmente, no siempre daban lugar a criterios seguros de actuación. El resultado es que no se conoce hoy el funcionamiento resistente de las maderas de los pilotes, ni su interacción con el terreno. Su interacción con la estructura resulta más fácilmente comprensible puesto que los pilotes transfieren la carga del fuste hacia el zócalo o encepado a través del emparillado también de madera (figura 5.7).



Figura 5.7. Emparrillado de madera en la cara inferior de un encepado.

Fábrica

Si bien el comportamiento estructural de las fábricas es, en general, relativamente conocido, el de las fábricas que forman parte de los elementos de cimentación presenta numerosas incertidumbres derivadas del desconocimiento de los aparejos, espesores, características y estado de los morteros, rellenos, etc. (figura 5.8). Todo ello aconseja utilizar con mucha prudencia los criterios modernos de caracterización mecánica de la fábrica, que puede incluso asemejarse más a un hormigón en masa que a una fábrica aparejada.

Defensas

Aunque de variada tipología (expuesta en el capítulo 2), las defensas no tienen un papel estructural explícito —no son elementos estructurales, sino de defensa contra el agua o los

objetos que ésta arrastre— pero sí lo pueden tener implícito en la medida en que pueden proporcionar un cierto nivel de confinamiento, empuje activo, a las fábricas de zapatas, pilas, encepados, muros, etc. (figuras 5.8 y 5.9).



Figura 5.8. Fábrica de un zócalo-zapata de estribo.



Figura 5.9. Defensas en forma de pedraplén y manto de hormigón.

5.3. IDENTIFICACIÓN DE LAS ACCIONES SOLICITANTES

En todo elemento estructural de cimentación, cabe identificar los siguientes tipos de acciones solicitantes:

- Las cargas permanentes y las sobrecargas transmitidas por la superestructura, que se traducen en solicitaciones cuyo valor puede verse notablemente aumentado con relación al contemplado cuando se construyó la estructura como consecuencia del aumento de las sobrecargas y, modernamente, por la ejecución de ensanches para ampliar la plataforma.

- La deducción de estas solicitaciones puede efectuarse con arreglo a los diferentes procedimientos de análisis estructural disponibles, por lo que la verosimilitud de estos resultados está condicionada por la idoneidad del cálculo estructural realizado³.
- La corriente del agua ejerce sobre las cimentaciones un efecto mecánico de diferentes manifestaciones æpresión hidrostática o dinámica, turbulencias que generan, junto a los materiales de arrastre, erosiones y socavaciones de las defensas y de los propios elementos (zapatas, pilotes y encepados), lixiviación, etc.⁴ æ.
- La acción biológica manifestada por la pudrición de los elementos de madera (pilotes y emparrillados), como se ha indicado más arriba, lo que compromete la durabilidad de la estructura y su propia capacidad resistente.
- Las condiciones ambientales que dan lugar a la corrosión de elementos metálicos, a las reacciones árido-álcali, al ataque por sulfatos, etc. En ese sentido, cabe citar las perniciosas oscilaciones humedad-sequedad, que también afectan a las acciones biológicas y a los fenómenos de corrosión de armaduras, elementos metálicos de cajones, hormigones, morteros, etc.
- La acción humana, en forma voluntaria (acciones bélicas o de sabotaje) o involuntaria, resultado de la ignorancia y de otras carencias. Esta última situación llevó en el pasado, por ejemplo, a la extracción incontrolada de áridos, o a la disposición de defensas con criterio dudosamente acertado, etc. Más rara vez, en lo concerniente a las cimentaciones, los daños provienen de accidentes.

5.4. IDENTIFICACIÓN DE LOS DAÑOS ASOCIADOS A PROBLEMAS EN LA CIMENTACIÓN

El problema principal de los daños en cimentaciones æno sólo de puentesæ es la dificultad que plantea su inspección visual. Por lo tanto, en la práctica, el primer procedimiento utilizable para la detección de problemas de deficiente respuesta estructural de las cimentaciones æno tanto para la detección de problemas en el propio elemento estructural pila, zapata o estribo, sino del inadecuado funcionamiento de la interacción

³ Aunque no es objeto de esta monografía enunciar los diferentes procedimientos de análisis estructural y menos aún pronunciarse con relación a su idoneidad, el técnico deberá ser especialmente juicioso a la hora de interpretar adecuadamente los resultados del análisis de la superestructura, cuyas reacciones son las acciones sobre la cimentación.

⁴ Cabe añadir al respecto que la variación en las condiciones del cauce, tanto en la posición del propio lecho como en el ángulo de incidencia del cauce sobre las cimentaciones, ha sido causa de no pocos males, como ha diagnosticado Carlos Fernández Casado, tanto para puentes carreteros como de ferrocarril, con la circunstancia especial para éstos de que los trazados ferroviarios son más rígidos que los de las carreteras antiguas, lo que conducía en muchos casos a tener que construir puentes en lugares no idóneos.

suelo-estructura es la observación y el análisis de los síntomas que, eventualmente, se manifiesten en la superestructura como consecuencia de los giros, asientos absolutos y diferenciales producidos en los cimientos. Sin embargo, pueden existir cimentaciones que se encuentren en condiciones de estabilidad precaria y niveles reducidos de seguridad, sin que ello se refleje momentáneamente en síntomas exteriores suficientemente claros, aún existiendo riesgo de que se alcancen de improviso situaciones de inestabilidad, grandes movimientos, e incluso episodios de colapso total o parcial.

5.4.1. Daños en los elementos de cimentación propiamente dichos

Los daños que sufren directamente las cimentaciones pueden producirse esencialmente por dos causas: la degradación de los materiales constitutivos de la propia subestructura o el deficiente comportamiento del conjunto cimiento-suelo ante las acciones a las que se ve sometido. Entre las primeras causas están los arrastres, la disolución de la cal, la alteración química por la presencia de aguas agresivas, la abrasión de pilotes de madera, la pudrición de ésta, la corrosión de elementos metálicos (dispuestos en reparaciones posteriores a la construcción o en recintos tablestacados para la contención de la escollera de protección). Entre las causas de deterioro del conjunto suelo-cimiento están, entre otras, la acción de las corrientes de agua sobre las cimentaciones (socavación), la acción de las aguas sobre el conjunto de su cauce, las modificaciones de su trazado en planta o la evolución en el perfil longitudinal. Los puntos siguientes desgranar con más detalle estas cuestiones.

5.4.1.1. Daños provenientes de la degradación del elemento estructural

El “elemento” al que se refiere el título representa no sólo a la zapata o encepado, sino también a los correspondientes dispositivos de protección, sacrificados antes que aquéllos y cuyo fallo debería equivaler al de “fusible” del sistema, desencadenador de las actuaciones pertinentes para solventar el problema. En muchas ocasiones resulta incluso difícil distinguir entre elemento estructural de cimentación y pila, dado que la existencia de aditamentos, tajamares, postizos, etc. difumina las diferencias hasta hacer imperceptible la frontera entre ellos.

Los daños más frecuentes, sintetizados en la figura 5.10, son:

- Arrastre de gravas y áridos en general, lo que trae consigo un deterioro, progresivamente acelerado, de la capacidad resistente de zapatas y encepados. La figura 5.8 muestra el caso del deterioro del zócalo de una pila (no hay zapata porque hay roca y, por tanto, no es preciso interponer un elemento estructural específico de cimentación).
- Abrasión y pudrición de las maderas, lo que trae consigo asientos y giros de la cimentación, con manifestaciones estructurales en pilas, estribos y bóvedas, como se indica más adelante.
- Corrosión de elementos metálicos.
- Disolución de la cal y ataque químico (sulfatos, ataque de agua de mar, y reacción árido-álcali).

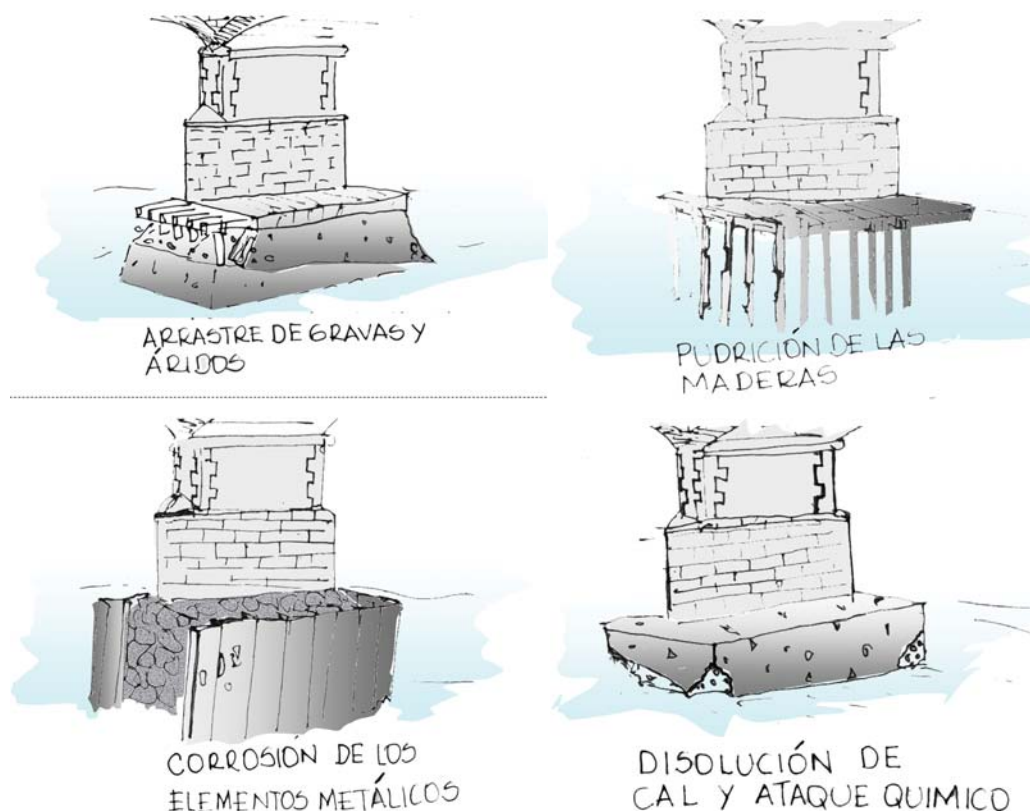


Figura 5.10. Daños provenientes de la degradación del elemento estructural [1].

5.4.1.2. Daños provenientes del deterioro del conjunto suelo-cimiento

Ya se ha dicho que la acción de las corrientes de agua sobre las cimentaciones constituye la causa más frecuente de los fallos que se producen en las obras de fábrica ubicadas sobre los ríos, al alcanzarse graves situaciones de inestabilidad como consecuencia de la formación de cavidades y la descompresión del terreno en el entorno de las bases de apoyo, fenómeno que es conocido como socavación. Este proceso puede desarrollarse sobre todo el cauce, localmente sobre el entorno de la obra de paso o directamente sobre la propia obra.

La acción de las aguas sobre el conjunto de su cauce puede estar motivada por causas naturales o deberse a la intervención humana. Los efectos producidos sobre el cauce del río se incluyen en los tres grupos siguientes: modificación del trazado en planta, evolución del perfil longitudinal y socavación general en período de crecidas. Todo ello queda recogido en el capítulo 4 de la presente monografía.

En la búsqueda de su posición de equilibrio, tras avenidas extraordinarias o intervenciones humanas en el cauce, puede producirse en el río una modificación de su trazado en planta, con desplazamiento de meandros y aparición de bancos de áridos y de islas. Esto puede tener como consecuencia la formación de aterramientos y taludes en los bordes de la obra, el descalce de la cimentación de los estribos y de las pilas próximas a las riberas así como la circulación esviada del agua sobre los apoyos situados en el río. Puede ocasionarse también una alteración en el perfil longitudinal del río, con excavación o levantamiento de los fondos.

El levantamiento del fondo se origina con el aumento de velocidades bajo el puente. Esto provoca una profundización de los fondos socavables, mientras que el ensanchamiento de la sección de desagüe aguas abajo provoca una reducción local de la capacidad de transporte. Una parte de los materiales se deposita y se va produciendo una elevación de los fondos en esta zona. La excavación del lecho entraña una socavación de las cimentaciones de obras antiguas, en las cuales la base de apoyo estaba, a menudo, establecida en el nivel de estiaje de la época. La figura 5.11 muestra una síntesis de estas ideas, que se explican a continuación.

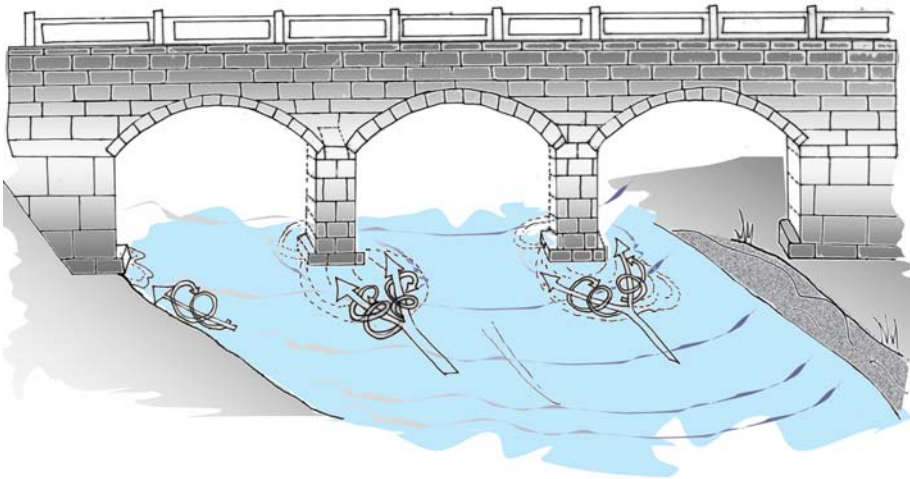


Figura 5.11. Daños provenientes del deterioro del conjunto suelo-cimiento [2].

La socavación general en momentos de crecida se ve provocada por el incremento del poder erosivo del agua, como consecuencia de un notable aumento en la velocidad de la corriente. Ello produce la desestabilización y movilización de espesores notables del fondo del lecho. Este fenómeno temporal supone una disminución de la estabilidad de las cimentaciones durante la crecida, pero a veces también después, puesto que los materiales depositados posteriormente son, a menudo, más flojos. Esta situación comporta un riesgo añadido: los depósitos, tras una inspección batimétrica o subacuática pueden inducir a pensar en una base firme y no dañada previamente y, por tanto, a cerrar en falso una caracterización de las condiciones de cimentación.

La socavación local junto a los apoyos ætanto pilas como estribosæ es una erosión de los fondos como consecuencia esencialmente de la formación de torbellinos de eje horizontal que

se desarrollan en forma de tirabuzón alrededor de las pilas. Los materiales del lecho son arrancados del borde de aguas arriba por la componente vertical del flujo, elevados e impulsados por la corriente. Se forma una hoya de forma cónica en el caso de suelos sin cohesión, cuyo punto más profundo se encuentra en el borde de aguas arriba de la pila. Debe recordarse que los suelos coherentes y las rocas pueden ser también erosionados por la socavación local

El estrechamiento de la corriente al pasar entre las pilas y estribos puede ocasionar la erosión del lecho bajo las bóvedas y la formación de fosas aguas abajo. Estos fenómenos están provocados por el aumento local de la velocidad, por contracción del flujo. Cuando los vanos son grandes, se observan fosas independientes aguas abajo de cada pila. Si los apoyos están próximos, las fosas adyacentes se unen para formar grandes fosas en el eje de los arcos, hasta llegar incluso a formarse una fosa continua a lo ancho de todo el lecho.

5.4.2. Daños en la superestructura derivados de fallos en la cimentación

La mayor parte de los daños estructurales provienen de fallos en la cimentación, lo que constituye la primera causa de “mortalidad” de estas estructuras. En el apartado anterior se han reseñado ya diferentes causas que explican los movimientos de los elementos de cimentación, tanto de pilas como de estribos. De la cinemática absoluta de pilas y estribos, así como relativa entre ellos se deducen numerosos casos de daños, como se reseña a continuación:

5.4.2.1. Descenso diferencial longitudinal entre arranques de bóvedas (sobre pila o estribo)

El efecto de un descenso de cualquiera de los apoyos con respecto al otro, en la hipótesis de que no hay giro, comporta, fundamentalmente, un fallo por deslizamiento relativo de dovelas æen bóvedas de silleríaæ o fallo de cortante en una zona propicia por cinemática de movimientos relativos situada en clave o en hombros de la bóveda æbóvedas de ladrillo o de sillería con aparejo de varias roscasæ. Este tipo de fallo o de manifestación de daño puede venir acompañado de un giro de rótula en el arranque de la pila o estribo descendido, aunque menos probable por incompatibilidad cinemática. Localmente, esta situación puede también estar acompañada de fuertes incrementos localizados del nivel de compresión de la fábrica. Este daño estará tanto más cerca del colapso de la estructura en la medida en que se forme el número suficiente de rótulas (incluidos los “mecanismos de cortante”) como para convertir en hipostática la estructura (figura 5.12).

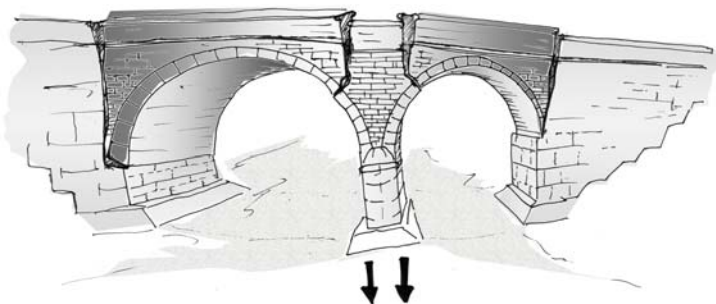


Figura 5.12. Descenso de una pila y daños inducidos.

5.4.2.2. Giro longitudinal de pila o estribo

En el caso de una estructura formada por varias bóvedas, el giro de una pila tiene un efecto devastador en cuanto la diferencia de empujes entre las bóvedas concurrentes supere el momento de vuelco de la pila, como demuestra la experiencia. En efecto, puentes con una seguridad adecuada para los trenes de carga de la normativa actual y en estado y configuración estructurales correctos, colapsaron al producirse un giro en la base de la pila motivado por un problema de socavación en la misma. La figuras 5.13 a y b muestran un esquema de este tipo de daños inducidos sobre la estructura como consecuencia de movimientos de la cimentación.

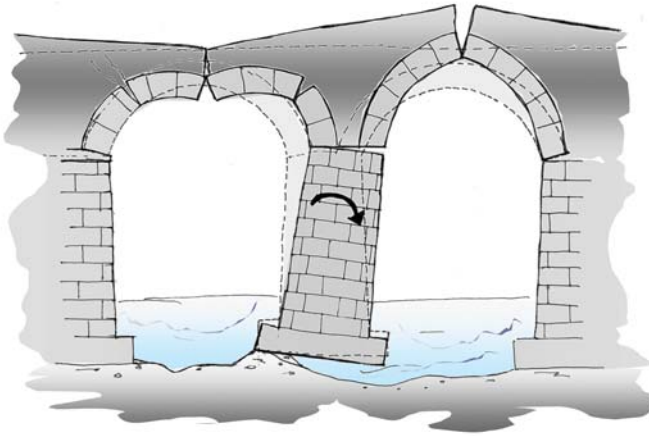


Figura 5.13.a. Efectos del giro de la cimentación según un eje transversal (giro en pila).

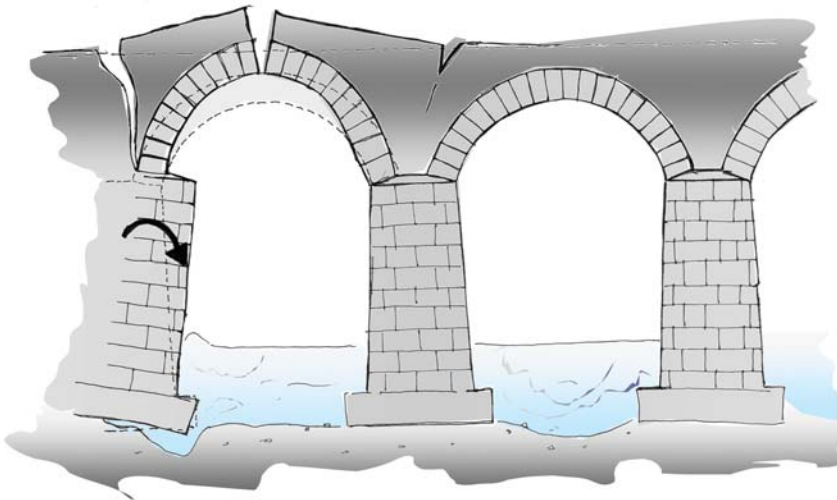


Figura 5.13.b. Efectos del giro de la cimentación según un eje transversal (giro en estribo).

Debe recordarse que un pequeño giro de la pila se traduce, tras una sencilla deducción geométrica al estudiar la cinemática del proceso, en un importante descenso de la clave del lado en que la bóveda se abre (figura 5.14).

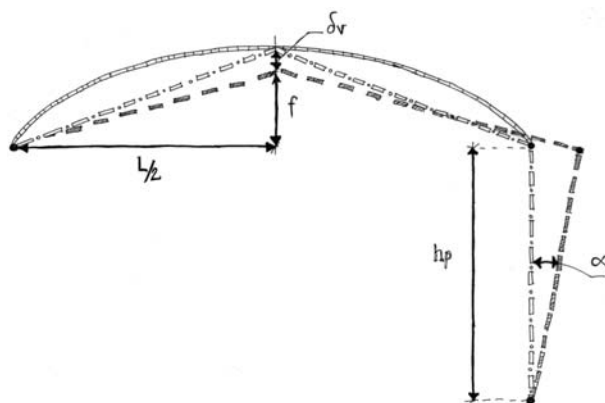


Figura 5.14. Relación entre giro de pila y descenso en clave.

Así, para cada valor de L , f y h_p existe un valor del giro α que provoca la formación del mecanismo:

$$2\sqrt{\left(\frac{L}{f}\right)^2 + f^2} = 2\sqrt{\left(\frac{L}{2} + \frac{\alpha h_p}{2}\right)^2 + (f - \delta)^2} \quad \text{que da como solución}$$

$$\delta = f - \sqrt{f^2 - \frac{1}{2} - L \alpha h_p - \frac{1}{4} \alpha^2 h_p^2} \quad (\alpha \text{ en radianes}) \quad (5.19)$$

Así, a título de ejemplo, para una bóveda de 10 m de luz, 2 m de flecha, 6 m de altura de pila desde la cimentación y una rotación de un grado ($\pi/180$ radianes), resulta un descenso d en clave de 0,136 m, valor muy considerable ($L/73$). El corrimiento horizontal en cabeza es de 0,105 m. Puede comprobarse asimismo que, cuanto mayor es la luz, menor es el ángulo necesario para la mismo descenso d , a igualdad del resto de parámetros. Asimismo, cuanto más rebajada es la bóveda es también menor el ángulo necesario para provocar el mismo descenso d , a igualdad del resto de parámetros. Por último, cuanto mayor es la altura de la pila h_p menor es el ángulo necesario para provocar el mismo descenso d , a igualdad de los restantes parámetros. La figura 5.15 muestra estos resultados en unas curvas cuyo último punto representa el colapso de la estructura.

El movimiento descendente de las zonas de clave de las bóvedas que tienden a abrirse provoca con frecuencia el desprendimiento total o parcial de piezas (sillares o ladrillos). El fallo es grave porque reduce la capacidad portante de la estructura. Recíprocamente, en los salmeres de la bóveda que se abre se produce una concentración importante de compresiones que puede dar lugar incluso, aunque muy raramente, al agotamiento de la fábrica antes de haberse formado un mecanismo. Esas compresiones ayudan también a la aparición de fisuras por hendimiento o a pérdida de capas de material, cuyo origen no es necesariamente mecánico.

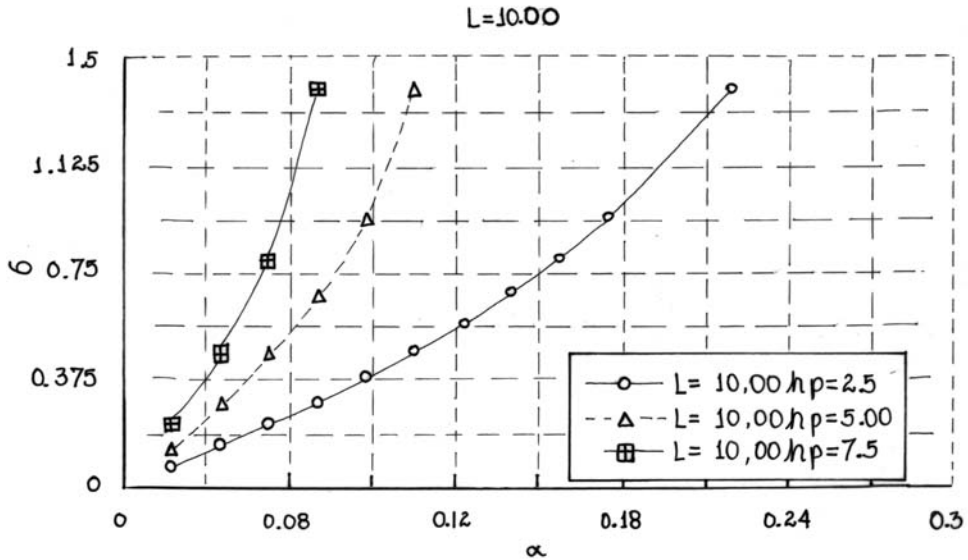


Figura 5.15. Relación entre el desplazamiento vertical en clave [m] y el ángulo girado $L = 10.00$ m. $f/L = 1/6$. Se produce el mecanismo de colapso para desplazamiento vertical de 1,40 m. [1]

Este tipo de fallo (especialmente peligroso en el caso de puentes con pilas sobre cauce) tiene también otro tipo de manifestación no estructural: la bóveda que se abre, de la que no siempre es posible deducir que haya tenido apertura de juntas entre piezas, suele mostrar manchas, pátnas, costras y eflorescencias cuyo origen proviene de materiales del relleno, o infiltrados a través de éste, que percolan a través de la bóveda. En la bóveda que se cierra (tiende a disminuir la distancia entre sus arranques) el intradós está más comprimido, especialmente en las zonas de clave y de hombros, lo que confina más eficazmente los morteros y materiales de las juntas, impidiendo o retrasando la percolación. Este síntoma puede resultar revelador para inferir que se han producido giros en la cimentación.

Otra causa relativamente frecuente de la conversión de la estructura en un mecanismo es en el caso de puentes arco de bóvedas rebajadas y pilas esbeltas y en cauce es la incapacidad de los estribos para resistir los esfuerzos horizontales transmitidos por la estructura, especialmente importantes cuando las bóvedas son rebajadas debido al incremento de las sobrecargas por una parte y al lavado del relleno trasdosado en el estribo por otra. Normalmente, este empuje descompensado no es resistido por la pila debido a su esbeltez, sino que se transmite a través de las bóvedas hasta los estribos. Es, por tanto, el empuje pasivo del terreno sobre el estribo o el propio estribo trabajando por gravedad, el que debe resistir finalmente el empuje descompensado. Por lo tanto, se debe de comprobar, por una parte, si el relleno tras el estribo está en condiciones adecuadas, no ha sido lavado o arrastrado por riadas, etc. y, por otra parte, si es capaz de reaccionar en magnitud suficiente teniendo en cuenta el punto de aplicación de la resultante.

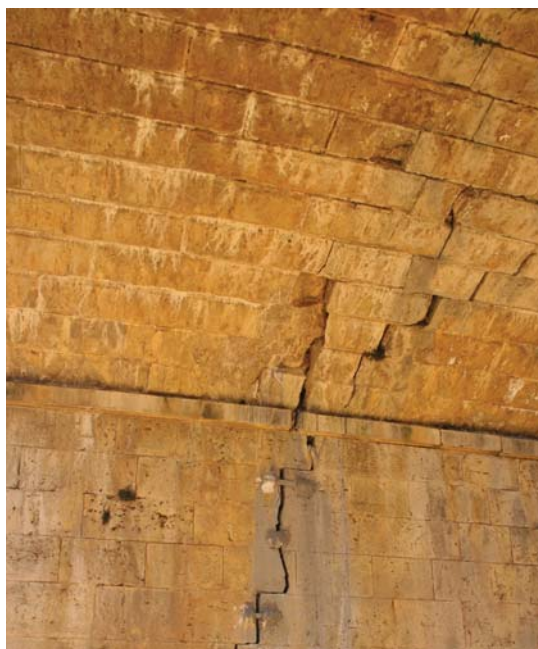
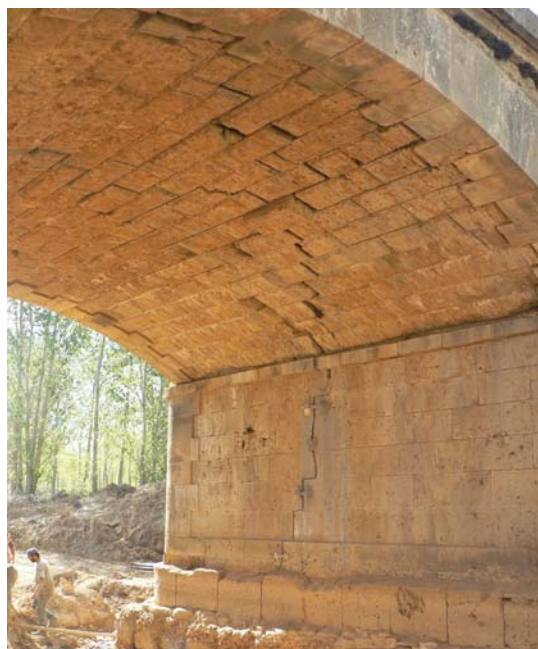
5.4.2.3. Descenso combinado con giro

En este caso, los daños que pueden manifestarse son superposición de los indicados para las hipótesis de descenso vertical y giro. Debe añadirse que no siempre resulta posible determinar a priori qué formas de daño se harán presentes, dado que eso dependerá de parámetros tan variables y combinables como el material (sillería de una o varias roscas, ladrillo, etc.), los ratios geométricos, las condiciones de rigidez preexistentes (no debe olvidarse que, aunque imperceptibles, la mayor parte de las bóvedas de los puentes de fábrica se encontraban previamente triarticuladas desde el instante mismo del descimbrado), de la posición del relleno rígido, en su caso, etc.

No debe descartarse tampoco la aparición de deslizamientos relativos de dovelas, si las diferencias entre las condiciones de rigidez de los rellenos a uno y otro lado de la bóveda fueran importantes y se provocase un efecto de “punto duro”.

5.4.2.4. Giro transversal de eje longitudinal en pila o estribo

El giro de pila de eje longitudinal en la base de cimentación, que induce una serie de efectos que se manifiestan en la propia pila, con fisuración sensiblemente inclinada, normalmente en escalera, aunque puede atravesar también sillares, apuntando al punto duro de la cimentación. Eso es así pues, como es sabido, la fisura marca la trayectoria de las compresiones, es decir, la biela comprimida que se corresponde con la transmisión oblicua de las cargas hacia la cimentación (figura 5.16).



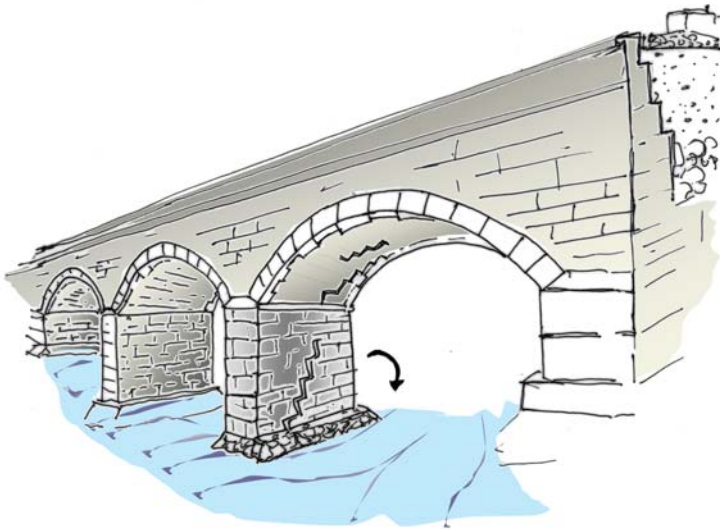


Figura 5.16. Ejemplo de las consecuencias de un giro de eje longitudinal de la cimentación.

El giro de la pila provoca, a su vez, una torsión en las bóvedas que se manifiesta en forma de fisuración oblicua que, como la de la pila, puede ser escalonada, sin interesar a las piezas (sillares o ladrillos) o partir también éstos. En combinación con este tipo de fisuras se puede provocar una apertura de juntas en las bóvedas, como las ya comentadas para el caso de descenso y giro de eje horizontal transversal en pila, e incluso un desplazamiento relativo de dovelas, especialmente en la boquilla que se encuentra del mismo lado que la parte de pila que ha descendido. No es improbable que también se evidencien daños en los tímpanos, si bien eso es función de la rigidez de éstos y, muy especialmente, del enjarje existente entre tímpano y bóveda. La importancia estructural de este giro de eje longitudinal es función, naturalmente, de la magnitud del giro. Estructuralmente el conjunto adopta un mecanismo resistente claramente tridimensional, que complica sobremanera el análisis. Sin embargo, de manera aproximada, puede pensarse en un mecanismo resistente plano que dé lugar, para las bóvedas, a mecanismos planos como los ya descritos.

5.4.2.5. Descenso relativo entre alzados del puente

Se trata de otro defecto estructural inducido por fallo de la cimentación, que se refleja en daños en las pilas y estribos, en los que aparecen distorsiones de cizalladura, así como daños en la bóveda, generalmente del lado del trasdós, como consecuencia de la flexión transversal inducida, acompañada por cizalladura y distorsiones, lo que provoca, normalmente, la aparición de agua y arrastres, es decir, costras, en los puntos en los que aflora. El daño afecta fundamentalmente a la durabilidad de la estructura y no tanto a la capacidad resistente, excepto en la merma que supone en el reparto transversal, que puede llegar a ser importante.

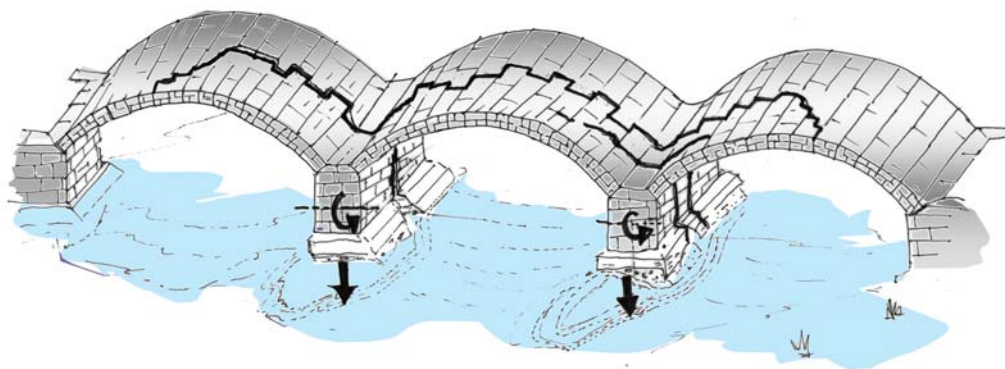


Figura 5.17. Ejemplo del descenso relativo entre los alzados de un puente.

5.4.2.6. Descensos relativos entre extremos y parte central de pila

En ocasiones, especialmente cuando la bóveda es ancha æo ha experimentado ensanchamientosæ y también lo es la pila, se da con alguna frecuencia el caso de que la parte central de la pila experimenta un descenso con relación a los extremos, lo que se traduce en la aparición de una flexión transversal en la pila (fisura vertical, entre llagas o incluso a través de las piezas) que, normalmente, se ve acompañada de fisuración en la bóveda. Lo más frecuente es que la abertura de la grieta sea mayor en el zócalo y arranque de la bóveda que en la parte alta, pues dicha abertura tiende a disminuir al llegar a los “hombros” o “clave” de la bóveda transversal de descarga que se genera interiormente.

Si son los extremos (hacia los tajamares) los que descienden con respecto a la parte central de la pila el daño se muestra de manera inversa, siendo pequeña o incluso inexistente la fisura en la pila y mayor y más manifiesta en la bóveda. Este tipo de daño participa, en este caso, del de descenso relativo entre alzados. De hecho, la aparición de uno u otro tipo de daño depende del ancho de la pila, en sentido transversal, con relación a su altura. Como se ha señalado ya, la importancia de este daño estriba en la capacidad de reparto transversal de la bóveda.

5.4.2.7. Asentamiento diferencial en pasos inferiores de gran anchura y montera

En ocasiones, se detectan fisuras verticales en los hastiales de ciertos pasos inferiores. Estas fisuras tienen alturas variables y se manifiestan más hacia el centro. Su explicación se encuentra en que en estos casos, especialmente si la cimentación es superficial, el paso inferior se comporta como una viga de sección en U invertida apoyada sobre fundamento elástico.

La gran anchura del paso inferior, sumada a la gran carga de tierras a las que está sometida por la existencia de una montera muy alta, provoca que la zona central de la estructura asiente más que las extremas, derivando en el fraccionamiento parcial de la estructura (figura 5.18).

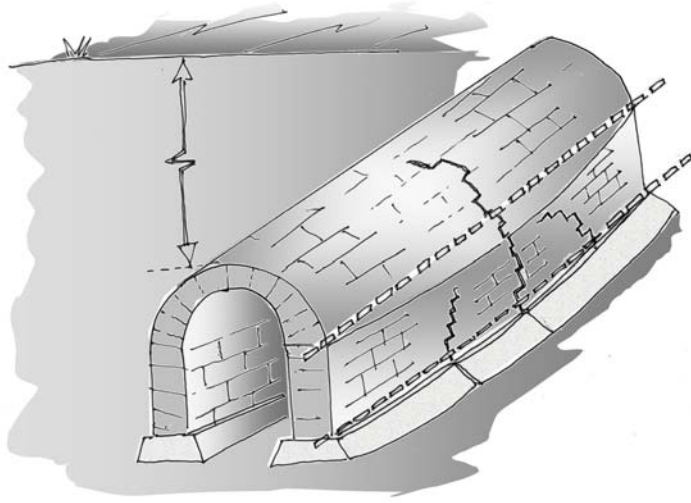


Figura 5.18. Esquema de asentamiento y fisuración en pasos inferiores de gran anchura sometidos a una gran montera.

5.4.2.8. Otros daños estructurales inducidos por problemas de cimentación

La casuística de manifestaciones de daño, de menor trascendencia que la indicada en los casos anteriores, se puede completar, sin tratar de ser exhaustivos, con la pérdida de piezas en las pilas, zócalos, muros de acompañamiento, etc. como consecuencia de fallos localizados de los elementos de cimentación situados inmediatamente debajo o con los casos asociados a giros y despegues de los tajamares, con frecuencia añadidos y repuestos con posterioridad y nuevamente dañados.



Figura 5.19. Daños en estribos y muros derivados de fallos en la cimentación [1].

5.5. ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CIMENTACIÓN

5.5.1. Zapatas, pozos y zócalos (modelos B-T)

A continuación se plantea, en el caso de cimentación superficial, un procedimiento que permite evaluar si la cimentación existente es adecuada y si el terreno es capaz de resistir los esfuerzos que ésta le transmite. Los datos necesarios son las dimensiones aproximadas de la zapata, supuesta ejecutada en un mismo material, la presión admisible en el terreno y el coeficiente de rozamiento del mismo. Las incógnitas son el coeficiente de rozamiento necesario para transmitir los esfuerzos de cimentación al terreno y la presión media en el terreno.

El planteamiento parte de un modelo de bielas y tirantes similar al utilizado en elementos de cimentación de hormigón estructural. En este caso (elementos de fábrica, sin armaduras), el tirante se materializa mediante las tensiones tangenciales que se desarrollan gracias al rozamiento entre la zapata y el terreno.

5.5.1.1. Caso de axil centrado

La figura 5.20 muestra el caso correspondiente, por ejemplo, a una pila en la que a y b son las dimensiones en planta de la zapata y b_p el canto de la pila; H es la altura de la zapata.

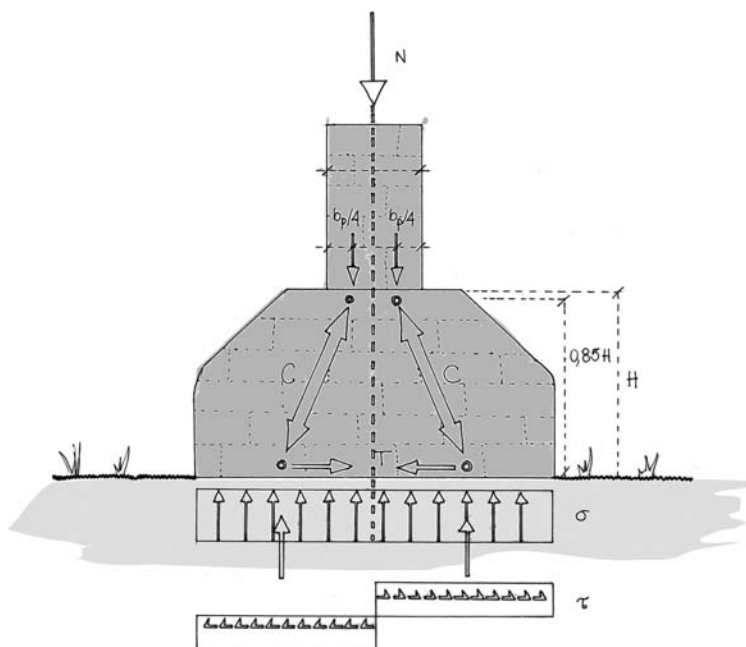


Figura 5.20. Análisis de una zapata de fábrica sometida a carga centrada mediante bielas y tirantes [3].

La tensión normal en el terreno viene dada por la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{N}{a b} \quad (5.20)$$

Al plantear el equilibrio en el nudo inferior, la fuerza de tracción T por unidad de ancho a de zapata, necesaria viene dada por:

$$T = \frac{N \frac{1}{4} (b - b_p)}{2 \cdot 0,85 H} \quad (5.21)$$

El rozamiento generado entre la zapata y el terreno y, también, el generado en la fábrica en el modelo planteado, puede cuantificarse mediante la expresión (5.22).

$$\tau = \mu \sigma \quad (5.22)$$

donde μ es el coeficiente de rozamiento entre el terreno y zapata o el coeficiente de rozamiento interno de la fábrica.

Si se supone una distribución plástica de tensiones tangenciales en la interfaz, como en la figura 5.20, la fuerza de tracción movilizada por el rozamiento resulta:

$$T = \frac{1}{2} a b \tau \quad (5.23)$$

Finalmente, la condición límite del modelo planteado:

$$T \leq \frac{1}{2} a \mu \sigma \quad (5.24)$$

Sustituyendo la expresión 5.20 en 5.21 y sustituyendo en 5.24, se obtiene el ángulo de rozamiento necesario en función de las dimensiones geométricas de la zapata y el pilar:

$$\frac{1}{2} \sigma a b \frac{\frac{1}{4} (b - b_p)}{0,85 H} \leq \frac{1}{2} a b \mu \sigma \quad \text{de donde se deduce que}$$

$$\mu \geq \frac{1}{4} \frac{b - b_p}{0,85 H} \quad (5.25)$$

5.5.1.2. Caso de axil descentrado

La figura 5.21 muestra el caso de la zapata de un pilar que recibe una carga excéntrica.

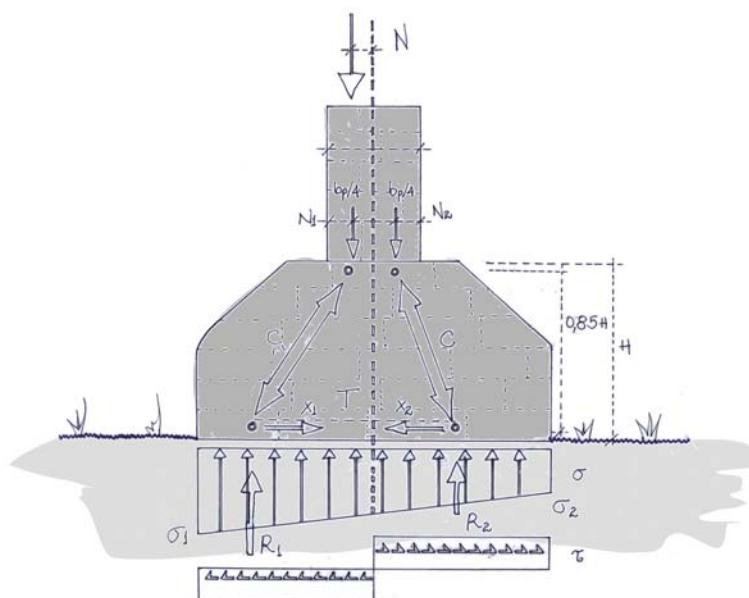


Figura 5.21. Análisis de una zapata de fábrica sometida a carga descentrada mediante bielas y tirantes [3].

En condiciones de servicio, para las que se comprueba la cimentación, se ha supuesto que el axil queda contenido en el núcleo central del pilar ($e_{\max, \text{servicio}} = b_p/6$).

La distribución de presiones normales en el terreno es lineal; sus valores extremos representados en la figura 5.21 son:

$$\sigma_1 = \frac{N}{a b} + \frac{6 N e}{a b^2} = \frac{N}{a b} \left(1 + \frac{6 e}{b} \right) \quad (5.25)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a b} + \frac{6 N e}{a b^2} = \frac{N}{a b} \left(1 - \frac{6 e}{b} \right) \quad (5.26)$$

La tensión media se define como:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \quad (5.27)$$

En este caso, al plantear el equilibrio en el nudo inferior izquierdo la fuerza de tracción T necesaria viene dada por:

$$T = R_1 \frac{x_1 - 0,25 b_p}{0,85 H} \quad (5.28)$$

El valor de la resultante vertical R_1 , teniendo en cuenta la distribución de tensiones normales resulta:

$$R_1 = \frac{N}{2} \left(1 + \frac{6e}{2b} \right) \quad (5.29)$$

y el valor de x_1 :

$$x_1 = \frac{b}{6} \frac{3 + 12 \frac{e}{b}}{2 + 6 \frac{e}{b}} \quad (5.30)$$

Al sustituir en (5.28), los valores de x_1 y R_1 , el valor de T resulta:

$$T = \frac{\frac{N}{2} \left(1 + \frac{b_p}{2b} \right) \left(\frac{b}{6} \frac{3b + 2b_p}{2b + b_p} + \frac{b_p}{4} \right)}{0,85 H} \quad (5.31)$$

Así, del mismo modo que en el caso de axil centrado, el rozamiento generado entre la zapata y el terreno y, también, el generado en la fábrica en el modelo planteado, puede cuantificarse mediante la expresión (5.32).

$$\tau = \mu \sigma_m \quad (5.32)$$

Si, de nuevo, se supone una distribución plástica de tensiones tangenciales en la interfaz (figura 5.21) resulta que la condición límite del modelo es en este caso:

$$T \leq \frac{1}{2} a b \mu \sigma_m \quad (5.33)$$

Sustituyendo el valor de T de la expresión (5.31) y teniendo en cuenta el valor máximo de la excentricidad ($e_{max, servicio} = b_p/6$), es posible obtener el coeficiente de rozamiento necesario en función de las dimensiones geométricas de la zapata y del pilar:

$$\mu \geq \frac{\left(1 + \frac{b_p}{2b} \right) \left(\frac{b}{6} \frac{3b + 2b_p}{2b + b_p} - \frac{b_p}{4} \right)}{0,85 H} \quad (5.34)$$

5.5.2. Pilotes y encepados

Si la comprobación de elementos como zapatas y cajones está rodeada de incertidumbres debido a la dificultad de determinar adecuadamente las dimensiones de dichos elementos (especialmente en el caso de los estribos), la comprobación de pilotes y encepados es aún más cabalística.

Así, de los pilotes es imposible deducir con fiabilidad el número, diámetro, longitud y estado de la madera, por lo que no tiene sentido alguno plantear una comprobación estructural de los mismos, salvo para deducir órdenes de magnitud a título tentativo.

La comprobación de los encepados es, por la misma razón, imposible como tales elementos, dada la dependencia del comportamiento estructural del elemento encepado con respecto al número, capacidad portante y distribución de los pilotes (amén de su estado). No obstante, dado el largo periodo de tiempo transcurrido, cabe pensar que los encepados se hayan transformado en zapatas, en tanto en cuanto transmiten directamente al terreno situado por debajo las acciones exteriores (5.5.1). Naturalmente, esta situación puede servir para explicar un estado consolidado en el tiempo, pero el técnico deberá valorar la necesidad de plantear un adecuado recalce.

5.6. PROYECTO DE REPARACIÓN Y REFUERZO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

5.6.1. Generalidades

Cuando las comprobaciones de los elementos existentes arrojan resultados negativos, en términos de presión o de rozamiento en zapatas o pozos, o cuando cabe dudar de la capacidad de encepados y pilotes, o cuando es preciso aumentar la capacidad portante de la cimentación por aumento de las solicitaciones, resulta inevitable contemplar el proyecto de un recalce de la cimentación existente.

La bibliografía recoge diferentes técnicas de recalce de cimentaciones existentes, incluidas las de fábrica, pero es muy escasa en lo que se refiere a zapatas o encepados de pilas o estribos. La figura 5.22 presenta una serie de ejemplos, tomados de la bibliografía [6, 7], en los que se proponen diferentes procedimientos de recalce.

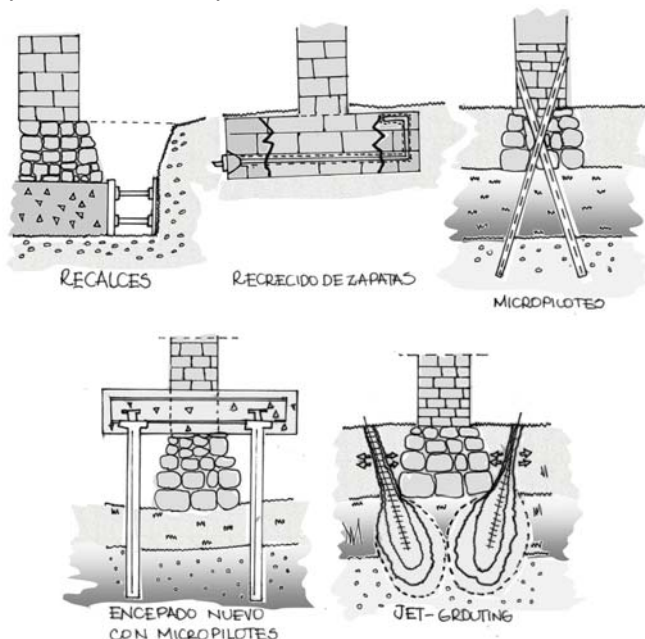


Figura 5.22. Ejemplos de diversas soluciones para el refuerzo y reparación de cimentaciones en puentes de fábrica.

Cabe hacer una distinción entre actuaciones de reparación y actuaciones de refuerzo. En este contexto, se entiende por reparación el conjunto de actividades que tienen por objeto reestablecer la capacidad portante de las cimentaciones, para las mismas acciones exteriores para las que fue proyectada la estructura. Por el contrario, el refuerzo pasa por la modificación de una cimentación, no necesariamente dañada, con el propósito de aumentar su capacidad portante o su estabilidad, respecto a sus condiciones iniciales. También el refuerzo se refiere al caso de estructuras que han de ser adaptadas a cargas mayores que aquellas para las que fueron dimensionadas.

Aunque resulte incluso obvio, conviene recordar que antes de proyectar una solución de refuerzo o reparación, en su caso, deberá hacerse un estudio de diagnóstico acerca de la causa o conjunto de causas que provocaron los daños o insuficiencias eventualmente detectadas. Este diagnóstico, además de apoyarse en las comprobaciones estructurales enunciadas en 5.5.1 y 5.5.2, deberá tener en cuenta los correspondientes estudios geotécnicos, petrológicos e hidrológicos, que se describen en esta monografía (características del terreno de cimentación, profundidad del estrado competente, profundidad de socavación, defensas propuestas, características de fábricas, condiciones de durabilidad, etc.). En no pocos casos será también necesario tener en cuenta aspectos estéticos y de valor patrimonial de las estructuras, con el fin de no alterar más de lo debido las configuraciones de la estructura.

5.6.2. Técnicas de reparación y refuerzo

La figura 5.22 muestra algunos ejemplos de las diversas posibilidades para la reparación de cimentaciones de puentes de fábrica. En cualquiera de ellas el proyectista puede hacer uso de dos criterios para la elección:

- El refuerzo asume la totalidad de las cargas futuras.
- El refuerzo asume el incremento de carga que no es capaz de resistir la cimentación existente.

La gestión de estos criterios deberá ser prudente, dadas las incertidumbres que rodean la evaluación de las cargas que realmente admitía la cimentación primitiva, por lo que es frecuente adoptar como criterio el plantear soluciones de recalce en las que el refuerzo se haga con la totalidad de las cargas.

5.6.3. Aumento de la superficie de cimentación

Se opta por este tipo de recalce cuando el terreno que constituye el plano de apoyo es aceptable (solución de reparación), pero los cimientos están degradados o son insuficientes por estar transmitiendo una excesiva presión al terreno. Se pueden considerar las siguientes soluciones:

- Ensanche de zapatas, cuando las zapatas son insuficientes, o han perdido área de trabajo efectiva. El problema que presenta es la conexión del cimiento antiguo con el nuevo, para que trabaje en conjunto.
- Creación de losas: se trata del caso límite de ensanche de zapatas, y el efecto es macizar el espacio entre las mismas.
- Refuerzo o creación de zapatas: se acude a esta solución cuando la zapata presenta una fuerte degradación en sus materiales y es preciso reponer su geometría. Unas veces puede inyectarse la cimentación, de modo que la inyección sustituya el mortero degradado, y otras es preciso crear un elemento de hormigón que confine la zapata degradada para proceder a su inyección (figura 5.23).

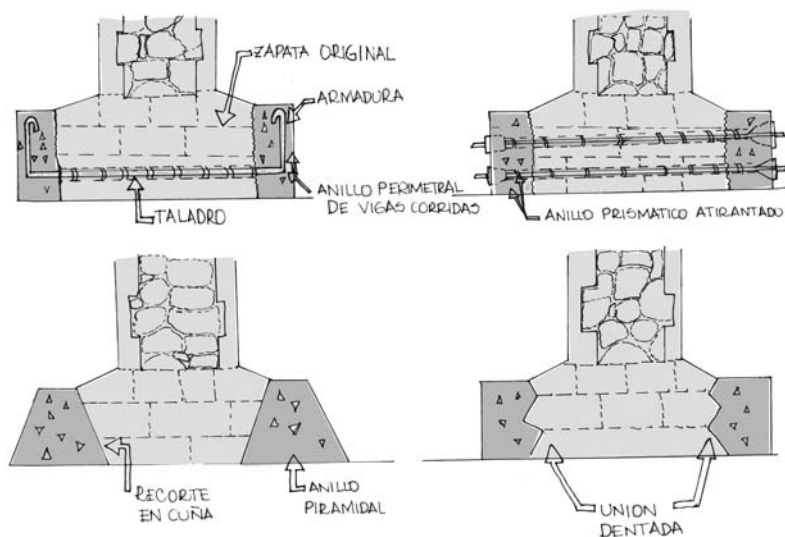


Figura 5.23. Técnicas de reparación y refuerzo de zapatas.

5.6.4. Micropilotes y encepados

La técnica de ejecución del refuerzo con micropilotes exige la conexión de éstos con la estructura reforzada. Esta conexión, o transferencia de los esfuerzos, se realiza por medio de un elemento estructural diseñado para esta función: el encepado. Este elemento puede ser el mismo que ya existía previamente (rara vez) o puede proyectarse como elemento nuevo, adosado a la cimentación existente.

Ejemplos de esta solución se muestran en la figura 5.24, correspondientes al recalce de elementos tipo pila y muro o estribo, respectivamente. Como puede verse, las cargas que provienen de la parte superior se transmiten a los micropilotes por mediación de los nuevos encepados proyectados al efecto. El equilibrio se materializa mediante un conjunto de bielas

(de hormigón y de fábrica) y de tirantes, en este caso de acero o de material apto para resistir las tracciones. Como sucede en las estructuras de hormigón, el correcto y cuidadoso proyecto de los detalles constructivos, concebidos para una ejecución adecuada, es imprescindible para garantizar el éxito de la operación.

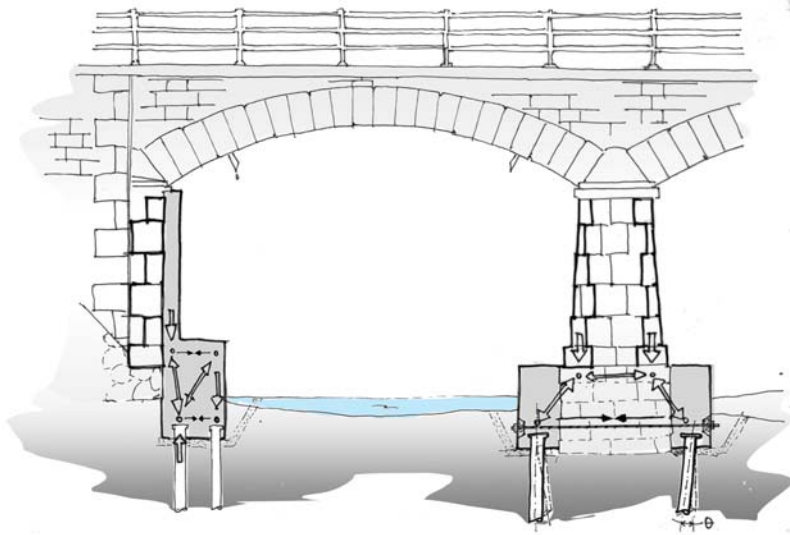


Figura 5.24. Encepado externo cosido a las pilas o a la cimentación existente, y encepado externo excéntrico para el recalce de elementos tipo estribo (accesibles desde un solo lado).

Si el encepado se sitúa en la base de las pilas, debe trabajarse significativamente por debajo del nivel de pleamar, bien construyendo penínsulas de gran tamaño utilizando material impermeable y recintos de tablestacas, bien operando con buzos, lo que aumenta significativamente los plazos y el presupuesto.

Las reglas y procedimientos de dimensionamiento de los micropilotes son los recogidos en la bibliografía (especialmente recomendable es la referencia [8]).

Cuando las dificultades de ejecución de un nuevo encepado son grandes, se puede afectar a la capacidad de desagüe o a la estética de la obra, se puede acudir al empleo de soluciones alternativas. Así, en ciertas ocasiones el encepado de la nueva obra se dispone sobre la parte superior del relleno rígido, como se muestra en la figura 5.25.

Naturalmente, esta solución comporta la necesidad de excavar los rellenos, lo que casi siempre exige cerrar el puente al paso de vehículos. Además, suele exigir una importante modificación en el esquema estático del puente, ya que la nueva superestructura suele ser una losa armada sobre el trasdós de los rellenos. En otras ocasiones, como la reseñada en la figura 5.26, el recalce se aprovecha para efectuar un ensillado de las bóvedas.



Figura 5.25. Recalce del puente de Villamanta.

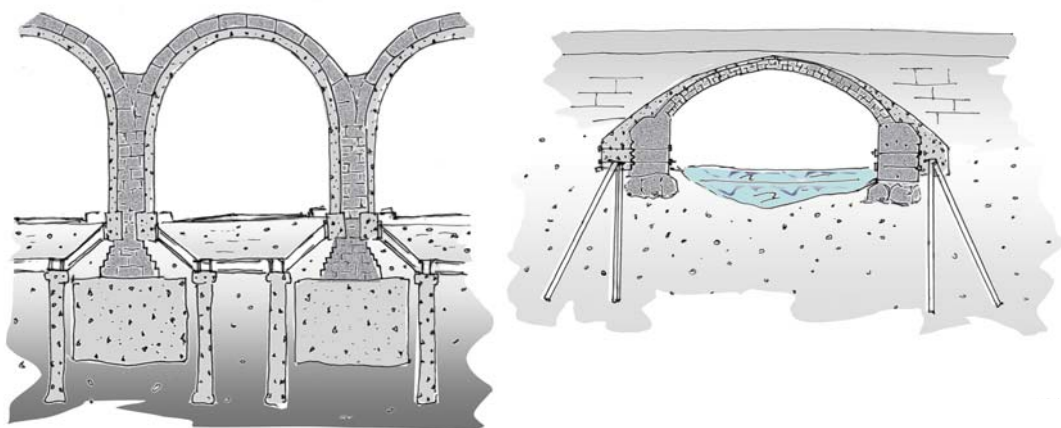


Figura 5.26. Construcción de una cimentación nueva posterior a un proceso de refuerzo por ensillado de las bóvedas de un puente de fábrica.

En otras ocasiones, si es posible, se aprovechan las pilas y el estribo como encepados, agregando sólo, si es necesario (sí lo es en pilas y no siempre en estribos), armaduras de anclaje que configuren los tirantes que absorben las fuerzas de tracción. Esta solución es la más respetuosa con la configuración primitiva del puente y permite seguir sacando partido a la, en general, excelente capacidad portante de las estructuras de fábrica. Es el caso del recalce de la figura 5.27, tomado de la referencia [5].

Una ventaja adicional de este tipo de soluciones es que permite independizar el funcionamiento del puente de la eventual socavación del cauce. Generalmente se considera la longitud de los micropilotes se proyecta de forma tal que todos ellos estén empotrados en el sustrato rocoso. Ello arrojará en algunos casos longitudes diferentes dado el perfil variable del estrato rocoso base. El sistema de perforación, al atravesar la estructura, debe ser rotación, en ningún caso roto-percusión, para evitar las fuertes vibraciones que este sistema induciría en la estructura.

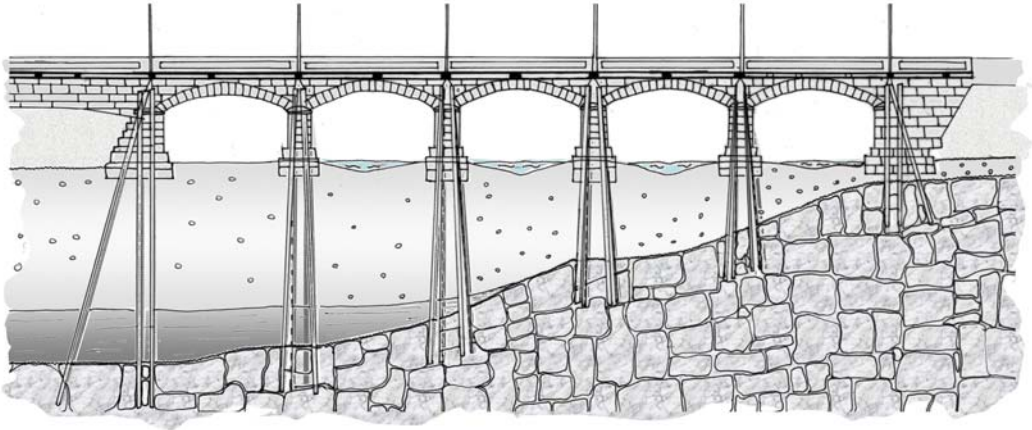


Figura 5.27. Ejemplo de recalce del puente de Ponteceso [5].

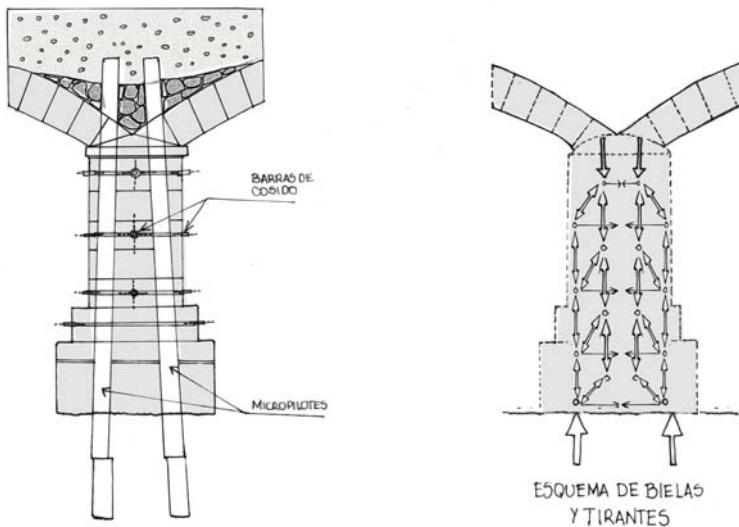


Figura 5.28. Esquema de bielas y tirantes en la pila-encapado del recalce del puente de Ponteceso y disposición de micropilotes [2].

Tanto en pilas como en estribos se dispondrán el número de micropilotes que se requieran según la capacidad portante de cada uno y las solicitaciones de la estructura, estos pueden llevar o no un ángulo de inclinación respecto a la vertical ya que con esta disposición se consigue equilibrar las fuerzas verticales, las pequeñas acciones horizontales y los desequilibrios (momentos) en el plano del alzado originados por los casos de carga asimétricos sobre las bóvedas a ambos lados de la pila.

Es importante resaltar que, en cualquiera de las soluciones propuestas anteriormente, es necesario analizar con mucho cuidado la conexión entre los micropilotes y la estructura existente, tanto si se ejecutan nuevos encepados como si se aprovechan elementos ya existentes como elementos de conexión.

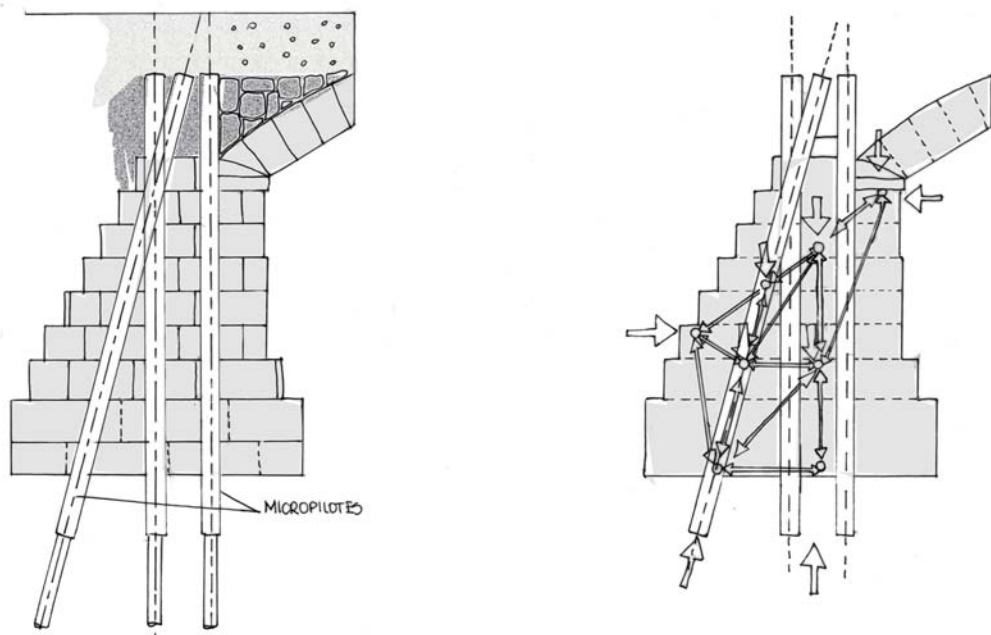


Figura 5.29. Esquema de bielas y tirantes en el estribo del puente de Ponteceso y disposición de micropilotes [2].

5.7. BIBLIOGRAFÍA

1. Martín-Caro J.A. Análisis estructural de puentes-arco de fábrica. Criterios de comprobación. Tesis doctoral. E.T.S.I. Caminos, C. y P. de Madrid. 2001.
2. Martínez J.L. Determinación teórica y experimental de diagramas de interacción de esfuerzos en estructuras de fábrica y aplicación al análisis de construcciones históricas. Tesis doctoral. E.T.S.I. Caminos, C. y P. de Madrid. 2003.
3. Unidad Docente de Hormigón Estructural. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. UPM. “Catálogo de daños en los puentes arco de fábrica de la red ferroviaria.” Documento sin publicar desarrollado para la UN de Mantenimiento de Infraestructura de Renfe, diciembre 2002”.
4. Unidad Docente de Hormigón Estructural. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. UPM. “Catálogo de daños en los puentes ferroviarios de hormigón.” Documento sin publicar desarrollado para la UN de Mantenimiento de Infraestructura de RENFE, diciembre 2003”.
5. J.L. Martínez, J.A. Martín-Caro, J. León. “Evaluación estructural de puentes arco de fábrica” Monografías sobre el análisis estructural de construcciones históricas de fábrica. Publicaciones de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. 1ª edición, marzo de 2003.
6. R-Monteverde, P. “Reparación, refuerzo y técnicas de refuerzo para cimentaciones” Memorias del seminario S-11, Curso de estudios mayores de la construcción CEMCO-04, IETcc, CSIC, Madrid, 2004.
7. FHECOR Ingenieros Consultores. “Memoria proyecto de reparación y refuerzo del Puente de Ponteceso.”
8. Gudehus, G. “Zur Instandsetzung historischer Gründungen durch konstruktive Verstärkungen oder Stopfen des Bodens“. Altbau und Denkmalpflege Informationen Startseite.
9. Rodríguez Ortiz, “La Cimentación”. Curso de rehabilitación. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid. Madrid, 1984.
10. Ministerio de Fomento – Dirección General de Carreteras “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras”. Madrid, 2005.
11. Smith D. W “Bridge Failures”. Proceedings Institution of Civil Engineers. Agosto 1976.