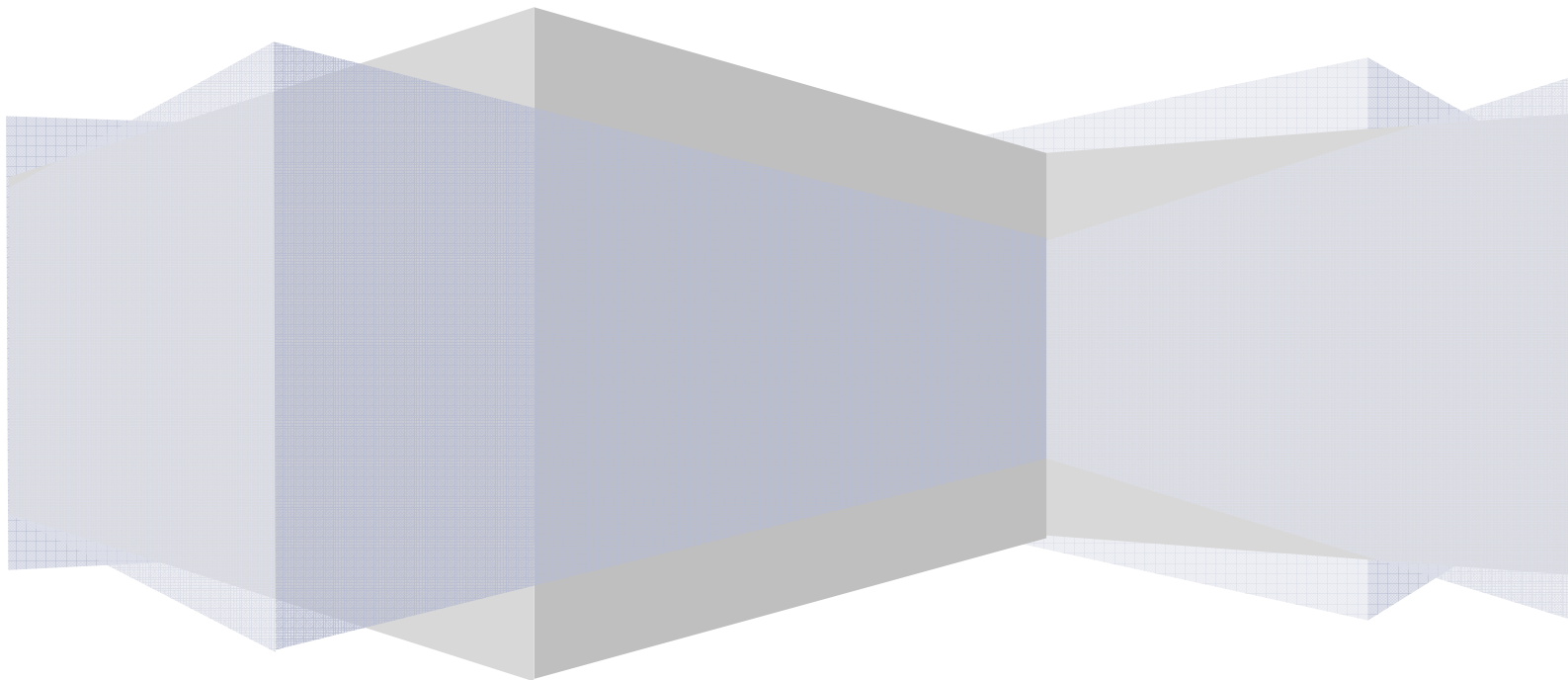


APEOS Y APUNTALAMIENTOS DE EMERGENCIA

FRANCISCO JAVIER VIVO PARRA
Dtor: M. Santiago Torrano Martínez



A mi familia, mis amigos y compañeros y en especial a mi pareja, que durante todos estos años han sufrido el abandono que supone abordar una titulación tan dura pero fascinante como esta.

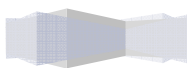
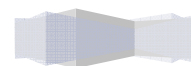
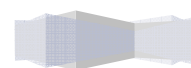


Tabla de contenido

OBJETO DEL PROYECTO	5
1 INTRODUCCIÓN	6
1.1 Situaciones de riesgo para la edificación	6
1.1.1 Terremotos	6
1.1.2 Explosiones e impactos	7
1.1.3 Hundimientos	7
1.1.4 Incendios	7
1.1.5 Inundaciones	8
1.1.6 Vientos fuertes	8
1.1.7 Grandes nevadas	9
1.1.8 Accidentes de Mercancías Peligrosas	9
1.1.9 Excavaciones próximas	9
1.1.10 Agresiones biológicas	9
1.2 Signos indicadores del riesgo de hundimiento	10
1.2.1 Ruidos característicos	10
1.2.2 Desprendimientos o pérdidas de material	11
1.2.3 Deformaciones en los elementos constructivos	11
1.3 Prevención de hundimientos. Medidas básicas de emergencia	15
1.3.1 Aligerar cargas	15
1.3.2 Sanear elementos desprendidos	15
1.3.3 Controlar las grietas	15
2 GENERALIDADES	16
2.1 Introducción	16
2.2 Clasificación de los Apeos	17
2.2.1 Apeos según su carácter	18
2.2.2 Apeos según su posición en el espacio	19
2.3 Apeos de Emergencia	21
2.4 Elementos de un Apeo	22
2.4.1 Elementos verticales	22
2.4.2 Elementos horizontales	23
2.4.3 Elementos inclinados	23
2.4.4 Pequeño material auxiliar	23
2.5 Condiciones constructivas	24
2.5.1 Dimensionamiento	25
2.5.2 Toma de medidas y cortes	25
2.5.3 Embridado de tablonés	25
2.5.4 Sujeción de los durmientes	26
2.5.5 Montaje del apeo	28
2.5.6 Aplomado de las piezas	28
2.5.7 Acuñaado en durmientes	28
2.5.8 Acuñaado en otros puntos	29
2.5.9 Piezas en contacto directo con muros	30
2.5.10 Arriostrado de apeos	30
2.5.11 Prevención de movimientos laterales	31
2.5.12 Problemas de hienda	31
2.5.13 Contrarrestado de empujes mediante estacas	31
2.6 Precauciones en la ejecución	32
2.7 Acciones en la Edificación	34
2.7.1 Cargas Permanentes	35
2.7.2 Cargas Variables	36



3	MATERIALES EMPLEADOS	39
3.1	Apeos de Madera	39
3.1.1	La madera como material de construcción	39
3.1.2	Principales condicionantes de la Madera: Anisotropía e Higroscopicidad	40
3.1.3	Factores condicionantes de la madera: Clases resistentes, de duración de la carga y de servicio.	43
3.1.4	Resistencia de cálculo en la madera de apeos	46
3.1.5	Dimensiones de la madera. Escuadrías tipo para apeos.	47
3.1.6	Uniones de la madera mediante elementos metálicos	48
3.1.7	Elementos Constitutivos de los Apeos de Madera	55
3.2	Apuntalamientos Metálicos	96
3.2.1	Puntales telescópicos tradicionales de acero	96
3.2.2	Puntales telescópicos de aluminio	99
3.2.3	Torres de Carga	104
3.2.4	Apeos a base de perfiles metálicos	106
3.3	Cilindros extensibles	108
4	SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS EN FUNCIÓN DEL ELEMENTO A APEAR	110
4.1	Apeo de pilares y zapatas	110
4.1.1	Descarga de un pilar o soporte intermedio	111
4.1.2	Descarga de una zapata de cimentación	114
4.2	Apeo de forjados, vigas y voladizos	118
4.2.1	Apeo de un forjado	118
4.2.2	Apeo de jácenas	125
4.2.3	Apeo de voladizos	129
4.3	Apeo de muros	131
4.3.1	Apeo de muros con desplomes	135
4.3.2	Apeo de muros con bombeos	137
4.3.3	Apeo de muros con deslizamiento	137
4.4	Apeo de huecos	139
4.5	Apeo de arcos y bóvedas	140
4.5.1	Solución mediante cimbras de madera	140
4.5.2	Solución mediante apeos simples de madera	142
4.5.3	Solución de encimbrado y soporte Súper Slim	144
4.5.4	Solución mediante encimbrado y soporte de estructura modular de rosetas	144
4.5.5	Solución mediante refuerzo alternativo de fábrica de ladrillo	145
4.5.6	Solución mediante atirantado	146
4.6	Apeo de cubiertas	147
4.7	Entibaciones	151
4.8	Acodamientos	152
5	OTROS SISTEMAS DE APEO	154
5.1	Apeo con asnillas	154
5.2	Apeo "de llave"	155
5.3	Puentes de apeo	158
ANEXO I		160
1	Cálculo de las piezas sometidas a compresión axial	160
1.1	Cálculo a compresión con Pandeo	161
1.2	Cálculo a esfuerzo rasante	163
1.3	Cuadros para el cálculo rápido de pies derechos y otras piezas a compresión	170
2	Cálculo de durmientes	175
3	Cálculo de sopandas	179
3.1	Cálculo a flexión	179
3.1.1	3.1.1 Vuelco lateral en flexión simple	183



3.1.2	Vuelco lateral en flexo-compresión	184
3.2	Cálculo a cortante.....	185
3.3	Capacidad de carga de sopandas	186
4	Cálculo de ejiones	189
ANEXO II ejemplo práctico		191
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		198



Objeto del Proyecto

Lorca, 11 de Mayo de 2011. Tras una sacudida de 6,5 grados en la escala de Richter toda una comarca pasa a estar en estado de alarma. Varios edificios colapsan y otros cientos se ven seriamente dañados en sus estructuras en distinto grado, ante lo que hace inminente una intervención por parte de personal cualificado para asegurar aquellas edificaciones que amenazan ruina. Es aquí como profesional de las emergencias donde comienza mi experiencia, adentrándome en la ciudad junto a mi equipo ante tan dramático panorama. Al llegar, observo atónito que no existe edificio alguno sin marcas del seísmo: grietas, desprendimientos o peor, signos evidentes de daños estructurales.

Tras el terremoto y el posterior análisis de los apeos que allí se habían realizado, pude comprobar que no existían unos criterios fijos para su ejecución, al contrario, más bien una formación escasa en materias de construcción y concretamente en lo que a apeos se refiere. Quizá porque, y esto fue algo que descubrí posteriormente, apenas existe documentación de calidad que aborde este tema en profundidad y en la que los profesionales nos podamos apoyar en nuestras formaciones específicas en este campo.

Este fue pues el motivo de embarcarme en este proyecto fin de carrera, el de recopilar cuanta información estuviese en mi mano para estudiar un poco más a fondo las edificaciones y su atención en situaciones críticas, mediante la colocación de apeos que reafirmen la seguridad de las mismas hasta una posterior reparación de los daños. Cabe decir que este trabajo no es un trabajo de investigación, sino que su fin es el de condensar una guía lo más práctica y gráfica posible, respetando siempre el rigor técnico que se merece, para que en caso necesario pueda ser usada tanto por técnicos como por el personal de los diferentes servicios de emergencia uso y formación en la materia. Para aquel personal que requiera unas explicaciones un poco más técnicas, se ha elaborado un anexo de cálculo donde se resumen los distintos métodos realizados para el análisis de los elementos principales que componen un sistema de apeo. Espero que este trabajo sea apropiado pues, tanto para los que apenas tienen conocimientos sobre este tema, como para aquellos que teniendo años de experiencia requieren respuesta a muchas preguntas que durante estos años les hayan surgido.

1 Introducción

Comenzamos definiendo lo que es una situación de emergencia. Esta consiste, según definición dada por Protección Civil, en *"Cualquier suceso capaz de afectar el funcionamiento cotidiano de una comunidad, pudiendo generar víctimas o daños materiales, afectando la estructura social y económica de la comunidad involucrada y que puede ser atendido eficazmente con los recursos propios de los organismos de atención primaria o de emergencias de la localidad"*.

Las situaciones de emergencia pueden ser ocasionadas por muchos factores. En este comentaremos aquellas que puedan afectar a las estructuras o los distintos elementos de la edificación.

1.1 Situaciones de riesgo para la edificación

Los edificios se diseñan para resistir unos esfuerzos de compresión, flexión, tracción o torsión con magnitudes limitadas. Si, por errores graves en el cálculo de las estructuras o en la ejecución de las obras, sus dimensiones, su forma o los materiales de que se construyen son inadecuados, los elementos estructurales colapsarán. Por ejemplo una defectuosa colocación de las armaduras en vigas y pilares, dosificación incorrecta del hormigón armado, falta de placas de anclaje en los apoyos de vigas metálicas, soldaduras defectuosas,...

Por otra parte, si las sobrecargas se incrementan por encima de los límites calculados pueden sobrepasar su capacidad resistente provocando lesiones.

Si falla la cimentación se producirán asentamientos diferenciales, es decir, el terreno cederá en unos puntos más que en otros y, como la estructura es rígida, habrá partes de la misma que no podrán soportar los esfuerzos a los que se someten y se producirá la ruina.

1.1.1 Terremotos

Un Terremoto es un fenómeno de sacudida brusca y pasajera de la corteza terrestre producido por la liberación de energía acumulada en forma de ondas sísmicas. Estas

ondas sísmicas se transmiten de manera elástica, causando vibraciones en el terreno que se producen simultáneamente en sentido vertical y en sentido horizontal en un movimiento ondulatorio semejante a las olas producidas cuando se tira una piedra en un estanque. Así, los edificios que estas ondas encuentran a su paso, se mueven pasando de estar en la cresta de la ola a, progresivamente, quedar en su seno. Este motivo puede hacer que los cimientos y el resto de la estructura se vean sometidos a esfuerzos para los que no han sido diseñados, suponiendo la ruptura de sus elementos en los puntos más débiles.

1.1.2 Explosiones e impactos

Una explosión, sea por gas combustible, por explosivos o por cualquier otra causa, puede provocar la aparición de cargas dinámicas que las estructuras sólo pueden soportar hasta cierto límite. Lo mismo puede ocurrir en el caso de impactos o choques violentos, como el de un vehículo a gran velocidad.

1.1.3 Hundimientos

Al intervenir en estos casos, es necesario extremar las precauciones e inspeccionar cuidadosamente los edificios afectados. Si el hundimiento no se ha producido de inmediato, puede ocurrir que haya daños graves, no aparentes a simple vista, pero con suficiente importancia como para provocar la ruina después del suceso. Incluso, las vibraciones o percusiones provocadas por el funcionamiento de maquinaria dentro o cerca del edificio, o por demoliciones en edificios contiguos, pueden provocar daños graves en los elementos estructurales por disgregación del material en puntos esenciales. Este riesgo es mucho mayor si el edificio está cimentado sobre un terreno formado por arenas poco densas.

1.1.4 Incendios

Un incendio, por efecto de las altas temperaturas que se pueden llegar a alcanzar, provocará dilataciones en los elementos constructivos que podrían dañar sus apoyos y



crear fuerzas de empuje sobre elementos adyacentes. Como esa temperatura no es uniforme, las dilataciones serán de diferente magnitud en cada parte de la estructura. Además, y según los combustibles que ardan, pueden aparecer sustancias agresivas (sulfatos, cloruros,...) que ataquen a la estructura.

Los daños producidos por un incendio, afectan de manera desigual a las estructuras según el material empleado. El máximo peligro se plantea cuando la estructura es metálica ya que es cuando con mayor rapidez se puede producir el derrumbe de la misma.

1.1.5 Inundaciones

Los cambios en el contenido de humedad o en el nivel freático del suelo pueden modificar las características físicas del suelo o provocar socavaciones o arrastres que afecten a la cimentación llegando, incluso, a provocar el colapso súbito de un edificio.

Algunos terrenos pueden perder su resistencia debido a la presencia de agua. Los arenosos que, secos, soportan alrededor de 0,78 MPa (8 Kg/cm²) son permeables al agua y pueden perder su estabilidad al ser arrastrada la arena. Las arcillas secas, que soportan unos 0,29 MPa (3 Kg/cm²), se vuelven pastosas en contacto con el agua y pierden su resistencia. Los terrenos rocosos no pierden resistencia por el agua.

1.1.6 Vientos fuertes

Aunque es poco probable, en condiciones extremas el fuerte viento puede provocar el fallo en alguno de los elementos de la estructura de un edificio debido a que les somete a un esfuerzo lateral, aproximadamente horizontal, que puede no se haya previsto al dimensionarlos. Caso más frecuente es la intervención en el hundimiento de naves industriales, sobre todo, cuando hay temporales de viento que superan los 90 Km/hora.



1.1.7 Grandes nevadas

Una nevada grande supone una sobrecarga en la cubierta que puede superar los límites calculados y sobrepasar la capacidad resistente de sus elementos estructurales.

1.1.8 Accidentes de Mercancías Peligrosas

La reacción de los materiales de construcción con determinados productos químicos contenidos en el agua o aplicados por el hombre (directamente o por contaminación ambiental) pueden provocar daños irreversibles en las estructuras si su reacción con los materiales constructivos causa cambios importantes en su composición o cuando los descompone.

Un accidente de mercancías peligrosas que implique fugas tóxicas o corrosivas cerca de un edificio puede afectar a las estructuras y dañarlas gravemente.

1.1.9 Excavaciones próximas

La cimentación también puede verse afectada por corrimientos de tierras debido a causas naturales o debido a excavaciones próximas. En este caso la rapidez en la intervención es primordial, pues la integridad de la totalidad del edificio puede verse comprometida en muy poco tiempo.

1.1.10 Agresiones biológicas

Los insectos xilófagos (carcoma, termitas, polillas, etc.) atacan la madera provocando su destrucción. Las aves que nidifican en los edificios pueden provocar un ataque químico de los productos resultantes de sus deposiciones. Los roedores corroen algunos elementos constructivos. La acción de organismos vegetales pueden llevar a la ruina de los edificios, casi siempre como resultado de humedades previas: Raíces que dañan las cimentaciones, mohos y hongos que atacan los elementos de madera provocando su pudrición con pérdida de resistencia, ablandamiento y desintegración.

Todas estas situaciones, aunque poco usuales, pueden derivar en patologías que precisen de algún tipo de intervención en forma de refuerzo, sobre todo si hablamos de estructuras realizadas con madera. Algunas incluso pueden revestir tal gravedad que pueden llevar al colapso del edificio, con lo que la actuación en este sentido además de necesaria, ha de realizarse con carácter urgente.

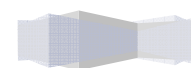
1.2 Signos indicadores del riesgo de hundimiento

¿Cómo saber si un edificio va a hundirse o no? Desgraciadamente, no existen fórmulas milagrosas que permitan adivinarlo con total seguridad. Es fácil comprobar que existen muchos edificios antiguos con signos claros de ruina que se mantienen en el mismo estado durante el paso de los años y, sin embargo, otros edificios se hunden de repente sin que nadie haya observado el más mínimo síntoma previo.

A pesar de todo ello, los edificios suelen “avisar” antes de hundirse por medio de algunos signos que pueden estudiarse aun aclarando que no siempre se presentan con total claridad y que, incluso, pueden confundir cuando no se tiene demasiada experiencia.

1.2.1 Ruidos característicos

Normalmente un derrumbamiento puede ser precedido por una serie de ruidos característicos, como crujidos (ocasionados por la ruptura de materiales), siseos (por la caída de polvo), etc. No obstante, debe tenerse en cuenta que todos los edificios “suenan” debido a los movimientos que provocan las dilataciones y contracciones en sus materiales ocasionados por diferencias de temperatura, los ocasionados por los asentamientos de los elementos estructurales y de la cimentación o los de pequeños desprendimientos de material dentro de los huecos. Digamos que una edificación es un ser “vivo” en este sentido, pero no nos deben confundir este tipo de ruidos, totalmente normales y que no implican ningún peligro, con los que nos están avisando de un posible colapso del edificio.



1.2.2 Desprendimientos o pérdidas de material

Sea cual sea el material con que se construye un elemento estructural, su capacidad de resistencia depende directamente de su forma y de que su sección sea superior a la mínima necesaria para soportar los esfuerzos que debe resistir. Al transmitirse vibraciones o movimientos a la estructura de un edificio, se pueden producir desprendimientos o pérdidas de material que modifiquen esa forma o que bien disminuyan su sección hasta ser menor que la necesaria. En caso de ser así, puede existir riesgo de que se produzca un colapso.

Por otro lado esta patología puede originarse en lugares que estén ocultos a simple vista. En estos casos, podremos detectarlas por la formación de depósitos de polvo o de cascotes que se producen por la disgregación de los materiales.

En el caso de las estructuras metálicas, el fallo puede producirse por defectos en las soldaduras. A simple vista sólo podremos comprobar algunos de ellos como falta de penetración, mordeduras, picaduras, u otras similares.

1.2.3 Deformaciones en los elementos constructivos

Los síntomas más evidentes del riesgo de hundimiento, además de las grietas, suelen presentarse en forma de deformaciones de los elementos estructurales cuya evolución es más o menos rápida.

1.2.3.1 Flechas excesivas

Los elementos horizontales de las estructuras están calculados para soportar una curvatura (flecha) que no debe superar un cierto límite. Si se sobrepasa ese límite, normalmente por tener una sobrecarga excesiva, el elemento puede colapsar.

Además de esto, una flecha excesiva en vigas o forjados puede provocar un esfuerzo de flexión en los elementos verticales donde apoya.

Como norma, general, si la flecha de un forjado supera $1/100$ de la luz (anchura libre entre apoyos), existe peligro de ruina inminente. No siempre es fácil detectarlo a simple vista, conviene comprobarlo por medio de regla y nivel, haciendo rodar una bola o formando charcos de agua sobre el forjado.

Un indicador de la deformación de los elementos horizontales nos lo pueden proporcionar las tabiquerías cercanas a dicho elemento, como bien pretende resumir la siguiente figura.

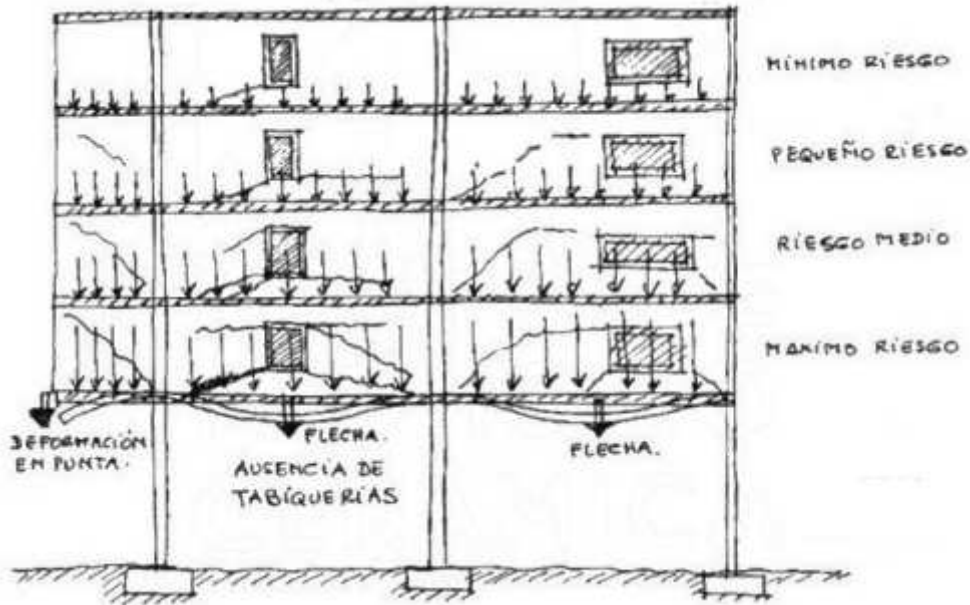


Figura 1.1. Transmisión de cargas por tabiquerías
Fuente: Manual de apeos y apuntalamientos E.N.P.C.

1.2.3.2 Fallos en los apoyos de vigas y forjados

Si las vigas, viguetas o cubiertas se descentran o se desplazan por alguna causa de sus apoyos en los muros o pilares, se crea un empuje horizontal sobre ellos que puede provocar su colapso.

La deformación, pérdida o desprendimiento de material en los apoyos de los forjados, de las vigas o de las cubiertas, puede a su vez provocar la caída de los mismos como hemos comentado con anterioridad.

1.2.3.3 Desplomes

Los muros y los pilares están calculados, generalmente, para resistir las cargas verticales que transmiten los forjados y el resto de elementos que graviten sobre ellos. Si estos pierden su verticalidad, estas cargas añaden un componente horizontal que se traduce en un empuje en su parte superior, lo cual puede hacer perder la estabilidad del elemento al no trabajar con cargas centradas.

En el caso de los muros, es importante distinguir si se trata de muros de cerramiento (donde la caída del muro sólo afectará al propio muro) o de muros de carga (donde además de la caída del muro, caerán todos los elementos que sustenta).

1.2.3.4 Pandeos y abombamientos

El pandeo se trata de una flexión o curvatura en los pilares que puede indicar que están sometidos a una carga superior a su capacidad portante.

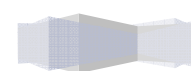
La flexión o convexidad en los muros, también llamada Abombamiento, puede deberse a varios motivos. Bien a que estos estén sometidos a una carga superior a su capacidad de resistencia, a un espesor insuficiente del muro, a una excentricidad de la carga o a un fallo de adherencia entre el mortero y las piezas de la fábrica. En caso de desplome, pandeo o abombamiento, se considera que hay peligro de ruina inminente si las dimensiones de la deformación superan la mitad del espesor del elemento. Si no se viese claro a simple vista, debe comprobarse con regla y nivel o bien utilizando plomadas.

1.2.3.5 Descuadre de huecos.

A veces, el descuadre de huecos (puertas y ventanas) es la primera señal que indica una deformación de la estructura. Si recordamos la figura 1.1, podemos ver como estos huecos, por ser los elementos más débiles de la fachada, siempre nos van a presentar patologías que nos muestren que se están produciendo desplazamientos en la fábrica.

1.2.3.6 Grietas y fisuras.

Las grietas son aberturas longitudinales que, por regla general, afectan a un elemento constructivo en todo su espesor. Las fisuras, también llamadas grietas en lenguaje no técnico y a veces no diferenciables a simple vista, son también aberturas longitudinales que afectan a un elemento constructivo, pero se diferencian de aquellas en que sólo afectan a su superficie o a su acabado superficial sin atravesar todo el



elemento. Aunque, en ocasiones, las fisuras son un paso previo para la formación de grietas, en general son lesiones cuyo origen y evolución son totalmente distintos a los de aquellas, excepto en los elementos de hormigón armado en los que las fisuras tienen origen y evolución similares a los de las grietas.

Todos los edificios tienen más o menos grietas que pueden deberse a multitud de causas y que no siempre indican peligro. Por ejemplo, suele ser frecuente la aparición de grietas (de forma más o menos alarmante) por la carencia de las juntas de dilatación necesarias o por su disposición errónea. Igualmente, pueden aparecer grietas en elementos formados por distintos materiales que tengan diferente coeficiente de dilatación. En estos casos no hay ningún peligro para la estabilidad del edificio ya que se trata de movimientos normales debidos a las diferencias de temperatura.

Para analizar las grietas, en primer lugar, debe comprobarse si están activas. Puede haber grietas muertas que son restos de episodios anteriores en un edificio que con posterioridad quedó estabilizado. Normalmente, las grietas muertas se distinguen porque presentan su interior y sus bordes oscurecidos (color diferente al del material recién abierto).

En segundo lugar deben buscarse otros signos que, además de las grietas, den alguna pista sobre qué está pasando realmente. En principio las grietas que pueden ser peligrosas para la estabilidad del edificio, son las que aparecen en elementos estructurales. No obstante no siempre están a la vista por lo que, en muchas ocasiones, la aparición de grietas en los muros de cerramiento o en los tabiques de separación, aunque no son elementos estructurales, pueden indicarnos la existencia de movimientos en la estructura como hemos comentado anteriormente.

Finalmente, es hay que buscar las causas. Si las grietas se producen por efecto de un exceso de carga o por asentamientos de la construcción pueden ser un indicativo de riesgo grave de hundimiento.



1.3 Prevención de hundimientos. Medidas básicas de emergencia

1.3.1 Aligerar cargas

Si se observan deformaciones o grietas que puedan ser debidas a un exceso de carga, la primera precaución lógica que hay que considerar es la de rebajar esas cargas para evitar la progresión de los daños. Lógicamente esta operación sólo es posible cuando la sobrecarga se debe a almacenamientos excesivos sobre forjados o por la acumulación de agua o nieve en terrazas y cubiertas.

1.3.2 Sanear elementos desprendidos

Si bien esta medida no está relacionada directamente con la ejecución del apeo, sino como medida de seguridad previa a comenzar los trabajos, se deben retirar los elementos desprendidos que puedan suponer un riesgo de caídas en altura, pero sólo si no se trata de elementos resistentes que soporten alguna carga. Esta operación debe realizarse guardando la máxima precaución, para evitar que las vibraciones de los golpes puedan provocar un hundimiento accidental en algún otro punto afectado.

1.3.3 Controlar las grietas

En el reconocimiento de las grietas, es fundamental controlar su evolución en el tiempo. La forma más simple de hacerlo es colocando testigos, junto a los que se graba la fecha y la hora en que se colocan e ir vigilándolos periódicamente. Para esto existen varios procedimientos:

- **Testigos de yeso:** Se forma un rectángulo perpendicular a la dirección de la grieta aplicando una capa de yeso de un centímetro de espesor, aproximadamente. La superficie de ese rectángulo se deja enlucida para que marque perfectamente cualquier rotura.
- **Clavos:** Si las características del paramento lo permiten, se fija uno a cada lado de la grieta y se mide su distancia con un calibre. Para mayor exactitud se marcan unas muescas a fin de hacer la medición siempre en el mismo punto.



- **Testigos de papel:** Se fija un folio encima de la grieta pegándolo a cada lado de la misma para que quede bien tirante. Según el tipo de pegamento utilizado, se romperá o se despegará indicándonos si ha habido movimientos. No es tan efectivo como los procedimientos anteriores.
- **Testigos de vidrio:** Pegado a cada lado de la grieta con un adhesivo idóneo. Este procedimiento sólo es válido en casos muy específicos.
- **Fotografía:** La utilización de fotografías permite seguir perfectamente la evolución de los daños.

Por otro lado existen procedimientos más complejos para el estudio del origen de las patologías: calicatas, ultrasonidos, o rayos x para detectar defectos en las soldaduras de estructuras metálicas son algunos de ellos.

En este caso, al tratarse de apeos de emergencia, el factor tiempo no hará posible la utilización de este tipo de técnicas, aunque sí podrían tener cabida posteriormente, para hacer un estudio más detallado de las mismas y corregir o elaborar un nuevo plan de acción más efectivo, en función de la nueva información que se obtenga.

2 Generalidades

2.1 Introducción

Comencemos estableciendo la diferencia entre un apeo y un apuntalamiento. Según la Real academia de la Lengua, *“Apear es sostener provisionalmente con armazones de madera, metálicos, cerámicos, o mixtos, todo o parte de un edificio, construcción o terreno, con motivo de una reparación, reforma, excavación, debido a cualquier tipo de siniestro o situación que lo aconseje”*.

Por otro lado la RAE define Apuntalamiento como la *“acción de colocar puntales para sostener los elementos citados anteriormente, con carácter de urgencia y provisionalmente, para evitar su hundimiento, colapso o derrumbamiento”*.

Por ello, podríamos decir que por definición, mientras el apuntalamiento tiene un marcado carácter de urgencia el apeo no lo tiene, o al menos no tanto como el

apuntalamiento, ya que requiere un mayor esfuerzo y un mayor tiempo para su ejecución.

El planteamiento de realizar un apeo o un apuntalamiento dependerá en su mayor parte del tiempo durante el que tenga que ejercer su acción y de la importancia o riesgo de la misma. Es comprensible que la calidad y ordenación de un apeo en una mina en explotación será diferente del apeo de una viga en un edificio que, libre de riesgos, se va a demoler de inmediato, e incluso del apeo o apuntalamiento de emergencia realizado en el transcurso de cualquier situación de riesgo en la que sea necesario apear el elemento dañado.

Es importante señalar que un sistema de apeo o apuntalamiento de emergencia debe ser capaz de garantizar la estabilidad y, en determinados casos además, la habitabilidad de una edificación dañada en tanto se acomete o adopta una solución definitiva a sus deficiencias.

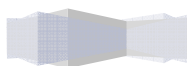
En algunos casos el objetivo puede limitarse a garantizar la seguridad de los equipos intervinientes en el rescate de personas atrapadas bajo los escombros, lo cual se hará mediante un apuntalamiento rápido y eficaz, o bien en otros asegurar la edificación en un primer momento hasta que se ejecute un apeo más definitivo y más elaborado tras el estudio preciso de las patologías existentes.

En cualquier caso las condiciones comunes que debe cumplir un apeo o apuntalamiento de emergencia siempre serán:

- Resistencia y estabilidad ante las cargas a transferir
- Simplicidad y rapidez de montaje
- Seguridad para las personas del edificio

2.2 Clasificación de los Apeos

En el mundo de la construcción los apeos se pueden clasificar de diferentes formas: según su carácter, su posición en el espacio, su complejidad o según los materiales de los que esté compuesto. A continuación describiremos brevemente en que se diferencian cada uno de ellos.



2.2.1 Apeos según su carácter

Se catalogan en función de su relación con la estructura a la que sirven y su periodo de utilidad. Podemos establecer los siguientes tipos:

- **Apeo de emergencia**

Complementa la estructura dañada en sus elementos más precarios a corto plazo. Ataja un peligro inminente debido al grado de deterioro del edificio. No supone una solución de apeo definitiva.

- **Apeo complementario**

Complementa la estructura dañada garantizando su estabilidad a medio o largo plazo.

- **Apeo supletorio**

Constituye un sistema estructural de carácter temporal, con autonomía propia.

- **Refuerzo de recuperación**

No constituye un apeo sino un tipo de obras de carácter definitivo, que evitan o reducen la ejecución de apeos de tipo complementario o supletorio.

- **Refuerzo por demolición**

Dotan a la construcción del edificio no demolido de la estabilidad perdida por demolición de una parte del mismo

En general podemos concluir diciendo que la gama de apeos es tan amplia como situaciones que se nos pueden plantear. De todos ellos, los que nos ocuparán serán aquellos que se realizan en situaciones de emergencia, clasificándolos sobre todo teniendo en cuenta la posición en que se colocan.



2.2.2 Apeos según su posición en el espacio

Básicamente se dividen en tres tipos:

- **Inclinados:** su disposición básica es el tornapuntas, el cual transmite el esfuerzo directamente del elemento apeado a la zona de apoyo. Dependiendo de la inclinación de este, la fuerza transmitida al terreno tendrá unas componentes vertical y horizontal diferentes.

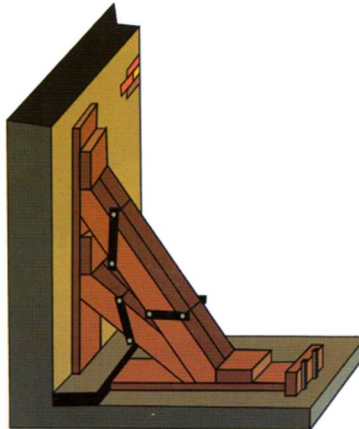


Figura. 2.1. Apeo inclinado de orden doble y apoyo simple
Fuente: Manual de apeos y apuntalamientos E.N.P.C.

En el caso de este ejemplo (Fig. 2.1) se trata de un apeo de orden doble y apoyo simple. Estos también pueden ser de orden simple (Fig. 2.2), de orden doble y de orden simple y apoyo doble.

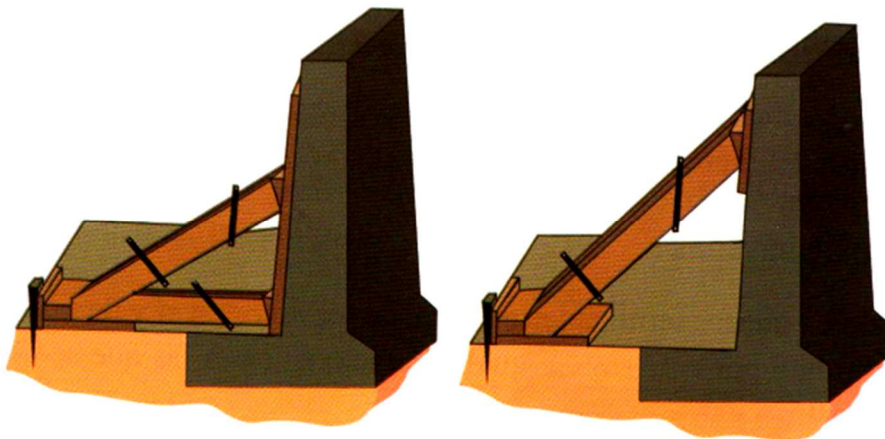


Figura 2.2. Apeos inclinados de orden doble y apoyo simple y de orden simple.
Fuente: Manual de apeos y apuntalamientos E.N.P.C.

En general se emplean para el apeo de muros de contención que pueden sufrir vuelco, deslizamiento, pérdida de la capacidad portante o pérdida de la

resistencia estructural, así como para el apeo de muros de carga o cerramientos que puedan sufrir giros, pandeos o rotaciones.

- **Verticales:** Su disposición básica es el pie derecho o los puntales. Se emplean para el apeo de elementos horizontales como forjados, jácenas, viguetas o incluso arcos, usando para ello cimbras de igual estilo que las utilizadas en su construcción.

Estos elementos que necesitan un apeo pueden haber sufrido pandeo, rotura por pérdida de resistencia estructural o fallo en el soporte que los sustenta, como sería el caso de pilares o muros que han sufrido pérdida de estabilidad debido a fallos de estos elementos o en sus cimentaciones. En la figura 2.3 se adelanta además el dato de las distancias aconsejables a las que se deben colocar los puntales.

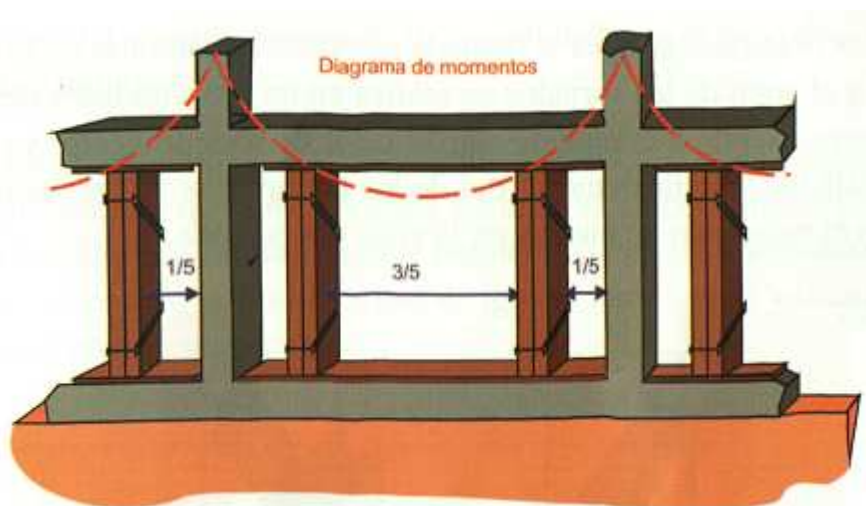


Figura 2.3. Apeo vertical.
Fuente: Manual de apeos y apuntalamientos E.N.P.C.

En este tipo de apeos incluiremos también los RECERCADOS de huecos, cuyo trabajo es el transmitir cargas de un muro a través de sus huecos de puertas y ventanas. Los huecos en un muro suponen una discontinuidad en dicho muro y por consiguiente una zona de debilidad.

- **Horizontales (Entibaciones y Acodalamientos):** Se emplean para el apeo de elementos verticales contra otros elementos verticales que sean lo suficientemente estables, como por ejemplo el edificio contiguo al que queremos

apear. Los acodamientos pueden ser ejecutados con codales simples (denominados *a la romana*) o con estructura más compleja a base de codal y tornapuntas.

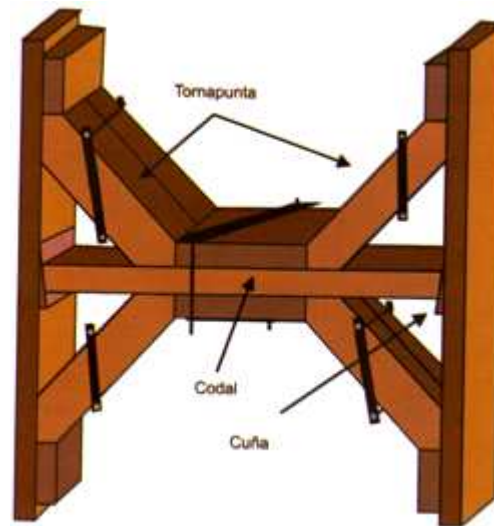


Figura 2.4. Apeo horizontal
Fuente: Manual de apeos y apuntalamientos E.N.P.C.

Cuando empleamos el acodamiento en zanjas y pozos es cuando a este tipo de disposición lo denominamos ENTIBACIÓN.

2.3 Apeos de Emergencia

La principal diferencia entre un apeo de emergencia y uno normal, radica en que en el primer caso no se puede estudiar de manera precisa el reparto de cargas del edificio para poder proyectar estrictamente el apeo, debido a la natural falta de tiempo disponible para ello.

Aun siendo técnicamente iguales las condiciones necesarias para uno y otro apeo, en caso del de emergencia se debe optar por el procedimiento más sencillo y rápido, comenzando por lo más fundamental. Posteriormente se podrá mejorar o completar ese apeo ampliándolo a otras zonas o disponiéndolo bajo otros criterios.

En las intervenciones de los equipos de emergencia, tanto las debidas a lesiones originadas por causas accidentales, como las producidas por un estado avanzado de



ruina, el criterio de actuación se basa en conseguir de la forma más rápida posible asegurar el edificio, para evitar que se generen pérdidas de vidas humanas, o en la medida de lo posible, materiales.

Se trata fundamentalmente de intentar mantenerlo en condiciones suficientes de estabilidad durante un periodo de tiempo más o menos largo, ya que la finalidad del apeo de emergencia es conseguir tiempo para el posible rescate de víctimas, el desalojo de los bienes muebles del edificio, evitar su caída sobre los inmuebles colindantes o vía pública y/o la posterior reparación y ocupación del mismo.

2.4 Elementos de un Apeo

Los apeos son conjuntos de piezas de madera, elementos metálicos o combinaciones de ambos, formando estructuras resistentes complementarias, cuya finalidad es sostener provisionalmente un edificio en todo o en parte, siendo su utilización temporal.

Los elementos que constituyen un apeo son en la mayoría de las veces piezas rectas que fundamentalmente trabajan a compresión en casi todos los tipos de apeo.

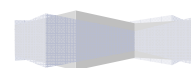
Se utilizan también elementos auxiliares y pequeño material para realizar los enlaces.

Las piezas, según la sección, forma, lugar de colocación y función, reciben diferentes denominaciones.

A continuación, y utilizando la nomenclatura que se aplica a estas piezas de madera en construcción, describiremos someramente cada uno de los elementos que componen un apeo.

2.4.1 Elementos verticales

- **Puntal:** rollizo o postes que generalmente se aplican solos. Su ventaja está en su gran longitud.
- **Pies derechos:** piezas escuadradas, embridadas en grupos de dos o tres tablones.
- **Virotillos:** rollizos de pequeño diámetro y longitud, para utilizar en huecos de reducidas dimensiones aunque la mayoría de las veces constituyen un elemento secundario del apeo.



- **Zapatas murales:** piezas escuadradas, adosadas o encajadas en un muro, para transmitir esfuerzos a piezas inclinadas.
- **Vela:** pieza que, colocada verticalmente, recibe cargas horizontales, transmitiéndolas a los puntos en que es acometida por otros elementos estructurales de apeo. Su forma de trabajo es a flexión.

2.4.2 Elementos horizontales

- **Sopandas:** piezas que se acoplan bajo elementos horizontales del edificio, forjados, vigas y dinteles, trabajando a flexión que transmiten sus cargas a otros elementos.
- **Durmientes:** piezas escuadradas que descansan sobre el piso y reparten sobre este las cargas que reciben directamente de los elementos verticales o inclinados del apeo.
- **Puentes:** piezas cortas que ejercen básicamente misiones de separación o de arriostamiento entre piezas verticales.
- **Codales:** también llamados puntales horizontales, son piezas escuadradas o de rollizos trabajando a compresión para mantener fija la separación entre dos elementos, ya sean de la construcción o del propio apeo.

2.4.3 Elementos inclinados

- **Tornapunta:** transmiten el esfuerzo directamente del elemento apeado a la zona de apoyo, pueden ser escuadrados o de rollizo.
- **Jabalcón:** recogen y descargan el esfuerzo no directamente, sino a través de otras piezas.
- **Riostras:** piezas escuadradas de poca sección, destinadas a mantener la colocación y disposición geométrica del conjunto.

2.4.4 Pequeño material auxiliar

- **Bridas:** pares de pletinas enlazadas con tornillos, utilizadas para unir piezas de madera.



- **Puntas, clavos:** sirven para fijar las uniones de los ensambles y evitar desplazamientos.
- **Cuñas:** tienen por objeto ajustar los elementos de apeo, tales como pies derechos, tornapuntas o codales, entre las partes constructivas sobre las que ha de actuar dicho elemento.
- **Ejiones:** es la pieza que sirve como tope, apoyo o contención de un segundo elemento que acomete al primero.

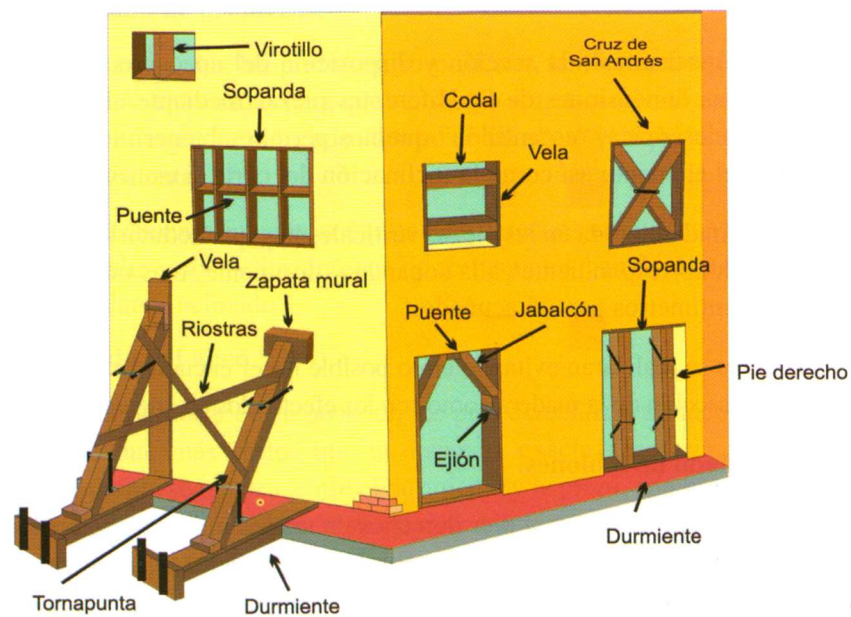


Figura 2.5. Nomenclatura en apeos
Fuente: Manual de apeos y apuntalamientos E.N.P.C.

2.5 Condiciones constructivas

La ejecución de un buen apeo requiere tener presente el empleo de ciertas normas básicas de ejecución así como el correcto uso de las piezas que lo componen. Tengamos en cuenta que construir un apeo es construir una estructura con piezas sueltas que van a trabajar, en casi todos los casos, como uniones articuladas, y es fundamental que todas ellas trabajen de forma correcta. Tanto en este como en el siguiente apartado se exponen a modo de breve resumen introductorio estas normas o consejos que, aunque muchos de ellos obvios, deberemos de tener siempre presentes.

2.5.1 Dimensionamiento

El número de piezas de cada pie derecho o tornapuntas, la cantidad de estos y su separación, así como la dimensión de los durmientes, han de elegirse teniendo en cuenta que han de transmitir al terreno toda la carga de la parte del edificio que se va a apelar; por tanto, dependiendo del daño en la estructura y de la inminencia de su ruina, habrá de calcularse "a ojo" con un alto coeficiente de seguridad.

Dada la circunstancia de que la ejecución muchas veces no puede ser perfecta por la urgencia con que debe realizarse, no se puede aprovechar toda la capacidad mecánica de las piezas en las uniones, es por esto que deberemos mayorar las cargas o bien minorar la resistencia de los materiales empleados como medida de seguridad.

2.5.2 Toma de medidas y cortes

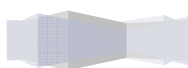
Una vez determinada la sección y disposición del apeo procederemos a determinar las dimensiones de las diferentes piezas mediante el empleo de una varilla telescópica denominada *escantillón*, este nos permite obtener in situ su longitud de la pieza así como la inclinación del corte si es necesario.

A la longitud obtenida en las piezas verticales hay que reducirle dos gruesos de tablón correspondientes a la sopanda y durmiente, más un margen de uno o dos centímetros para el acañado.

Los cortes se realizaran evitando en lo posible hacer encuentros que puedan disminuir la sección de la madera como son los efectuados en ángulo o de cruce.

2.5.3 Embridado de tablonés

Los tornapuntas, jabalcones y pies derechos de madera, nunca deben colocarse solos, sino en grupos de dos o tres tablonés unidos por los distintos medios disponibles a fin de evitar pandeos o alabeos en la pieza.



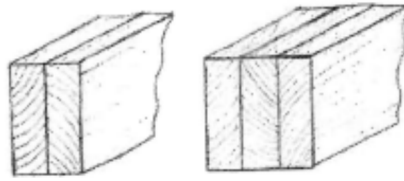


Figura 2.6. Grupos de tablonos
Fuente: Apeos y demoliciones

Salvo que las piezas sean muy cortas, como mínimo se colocarán tres bridas, una en cada extremo y otra central. No debiendo estar estas separadas entre sí más de 1,5 m. Como son generalmente piezas que trabajan a compresión se pueden empalmar dejando una distancia mínima entre empalmes de 1,1 m. La resistencia de nuestro apeo también va a venir determinada por el número de bridas y la distancia entre estas, como veremos más adelante.

En cuanto a la calidad de la madera, se procurará colocar la de mejor calidad en las caras exteriores, dejando así la que tenga nudos o fallos en el interior.

Hay que evitar que al apretar las bridas estas se deformen y tengan un apoyo tangencial en las esquinas de los tablonos (fig. 2.7), esto se evita empleando bridas en las que los tornillos de las bridas se queden pegados a los tablonos. Si las bridas fueran grandes se colocarán inclinadas para evitar su deformación.

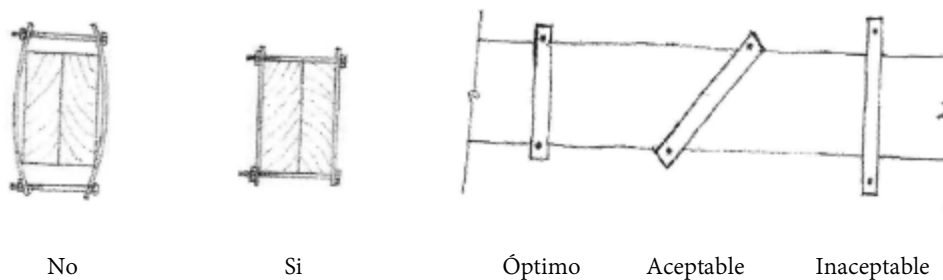


Figura 2.7. Forma de colocación de las bridas
Fuente: Apeos y demoliciones

2.5.4 Sujeción de los durmientes

Además de buscar una zona apropiada del suelo para apoyo del apeo, debe prepararse aquella con un cajeadado que impida el deslizamiento del durmiente, y en caso de efectuar el apeo con tornapuntas, anclarlo adecuadamente mediante picas de hierro o perfiles metálicos hincados en el terreno (fig.2.8).

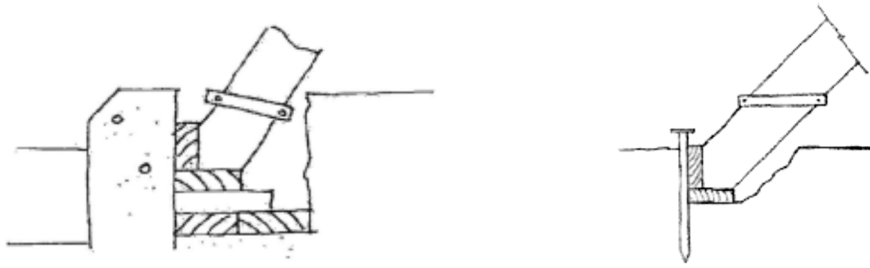


Figura 2.8. Sujeción de durmientes
Fuente: Apeos y grietas en la edificación

Los durmientes situados en lugar donde no se pueda efectuar el cajado se acodalarán contra las paredes maestras (fig.2.g).

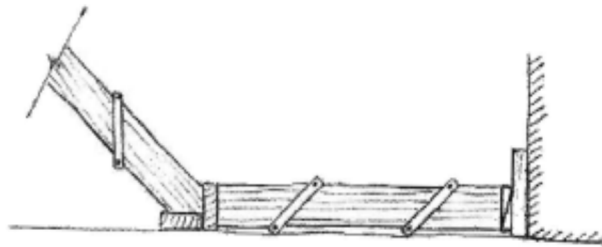


Figura 2.9. Acodado de durmiente
Fuente: Apeos y demoliciones

La anchura del durmiente dependerá de las cargas a transmitir y de la resistencia superficial del elemento sobre el que apoyemos. En caso de que necesitemos una mayor superficie de contacto con este, el durmiente se puede dimensionar hasta alcanzar la superficie de contacto necesaria (fig.2.10).

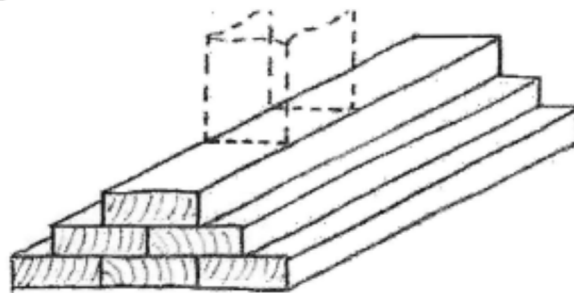
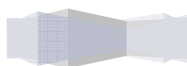


Figura 2.10. Dimensionamiento de durmiente
Fuente: Apeos y demoliciones



2.5.5 Montaje del apeo

Una vez obtenidas todas las piezas se procede a clavar la sopanda a dos de los pies derechos, se eleva el conjunto hasta situarlo sobre el durmiente, se aploma prosiguiendo con el montaje del resto de elementos, pies derechos, cuñas, riostras, etc.

2.5.6 Aplomado de las piezas

Una vez colocadas las piezas en su posición, las verticales deben quedar completamente aplomadas para que su trabajo sea eficaz. En el caso de los tornapuntas han de quedar colocados dentro de un plano vertical y normal al elemento que sustenta.

Cuando es necesario colocar varios pies derechos en fila, han de estar perfectamente alineados, y los órdenes de tornapuntas han de estar situados en un mismo plano inclinado.

2.5.7 Acuñaado en durmientes

Para poder colocar en su posición los pies derechos o tornapuntas, como hemos comentado anteriormente, se cortan ligeramente más cortos que la distancia exacta necesaria. El pequeño hueco resultante se maciza, entre el durmiente y la pieza, con parejas de cuñas enfrentadas que se aprietan a la vez y sirven para templar el apeo y ajustarlo debidamente (fig. 2.11).

En la práctica es frecuente que las superficies donde contacta el apeo no sean uniformes, pudiendo presentar alabeos, protuberancias, etc. Por lo que estos pequeños espacios resultantes deben macizarse con cuñas que los rellenen, haciéndolo con cuidado para evitar que se desplacen las piezas principales de su emplazamiento según se van introduciendo las cuñas.



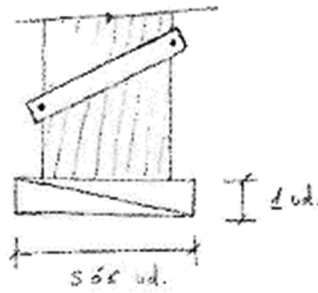


Figura 2.11. Proporción de cuñas
Fuente: Apeos y demoliciones

La relación óptima de inclinación de las cuñas será de 1/5 a 1/6, debiendo ser estas claveteadas entre sí para evitar que se aflojen, dejando los clavos que asomen para poder retirarlos si fuese necesario un reajuste por algún pequeño movimiento de la estructura o, con el tiempo, la propia merma de la madera.

2.5.8 Acuñado en otros puntos

El apoyo sobre muletillas, carreras, zapatas murales y sopandas, se procurará que sea completo, aunque en ocasiones en la práctica se producen holguras, debiendo macizarse estos huecos con cuñas (fig. 2.12). Como hemos comentado con anterioridad, esto se hará con el cuidado suficiente de no desplazar las piezas que componen el apeo de su lugar de trabajo.

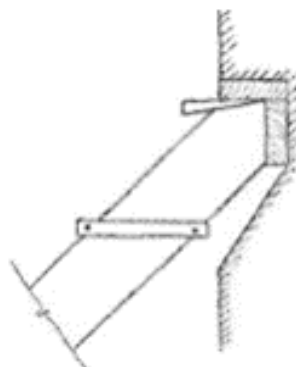
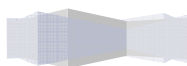


Figura 2.12. Acuñado en otros puntos
Fuente: Apeos y demoliciones



2.5.9 Piezas en contacto directo con muros

En vigas aguja, sopandas y otras piezas que recojan esfuerzos directamente de los muros, aunque el apeo sea metálico, se deberá colocar un elemento de madera para evitar el cizallamiento de la fábrica.

2.5.10 Arriostrado de apeos

Los apeos deben siempre arriostrarse triangulando el conjunto de pies derechos o tornapuntas con riostras que se fijan a las piezas principales formando cruces de San Andrés para evitar su desplazamiento y hacerlas trabajar conjuntamente. En el caso de los puntales metálicos (fig.2.13) se utilizan unas piezas especiales diseñadas para tal efecto (fig.2.14 y 2.15).

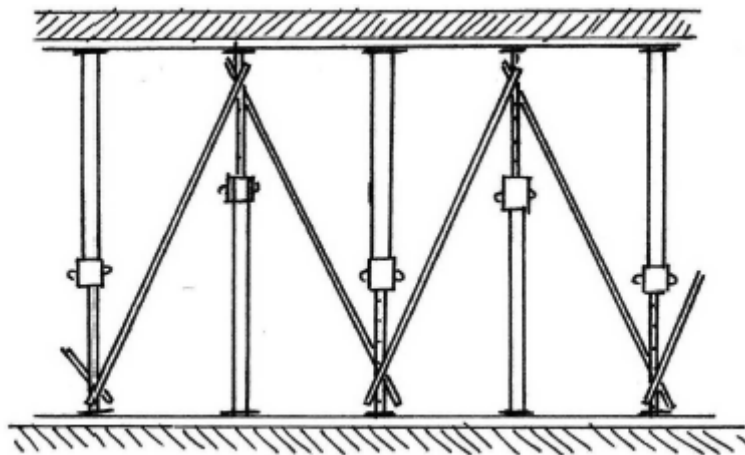


Fig. 2.13. Arriostrado de puntales

Fuente: Curso sobre inspección técnica de edificios (Málaga. Febrero 2008)

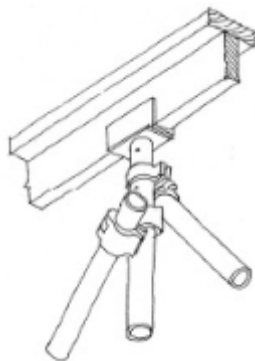


Figura 2.14. Detalle de unión de puntales

Fuente: Curso sobre inspección técnica de edificios



Figura 2.15. Abrazadera para puntales

Fuente: [www. google.es](http://www.google.es)

2.5.11 Prevención de movimientos laterales

Además del claveteado de las piezas y el arriostrado del apeo, en algunos enlaces donde se ha de temer algún desplazamiento lateral, deberán disponerse tacos o pequeñas piezas, generalmente procedentes de los recortes que van quedando al armar el apeo, que los sujeten debidamente a ambos lados para impedir estos posibles movimientos.

2.5.12 Problemas de hienda

La madera posee poca resistencia si se la somete a tracción en la dirección perpendicular a sus fibras, por lo tanto hay que evitar cortes que la hagan trabajar en este sentido, evitando en todo lo posible los embarbillados en los tornapuntas. Si por cualquier motivo tuviésemos que realizarlos colocaremos una brida en el extremo del tornapuntas para prevenir el agotamiento de la pieza.

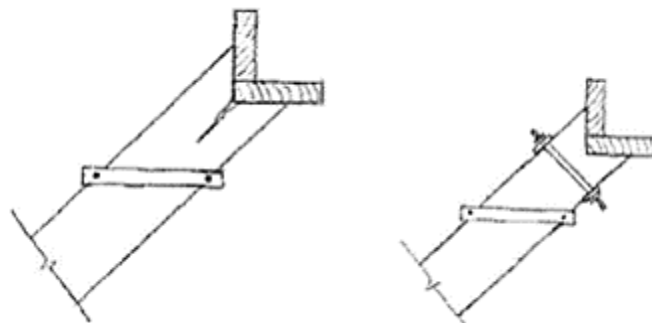


Figura 2.16. Problema y solución de embarbillado
Fuente: Apeos y demoliciones

2.5.13 Contrarrestado de empujes mediante estacas

Estas estacas (o cualquier otro elemento que sirva para la contención del esfuerzo horizontal que transmiten los tornapuntas) deberán estar dimensionadas de acuerdo con las cargas que reciban, y además deberá estar garantizada la estabilidad del elemento sobre el que estén clavadas, porque si el terreno recibe una carga puntual muy elevada este no lo soportará, desplazándose la estaca y dando al traste con el apeo y con la estructura que soporte. Este asunto se estudiará en profundidad al final del apartado 3.1.7.4 correspondiente al estudio de los tornapuntas.

2.6 Precauciones en la ejecución

Un apeo debe ser neutro, no debiendo introducir cargas puntuales a la estructura por un exceso de apriete, ya que con esto se pueden generar esfuerzos que produzcan patologías adicionales en la estructura dañada que pretendemos apelar. En la siguiente figura (fig.2.17) podemos ver como la ley de momentos de una viga puede ser modificada al introducir reacciones verticales sobre ella.

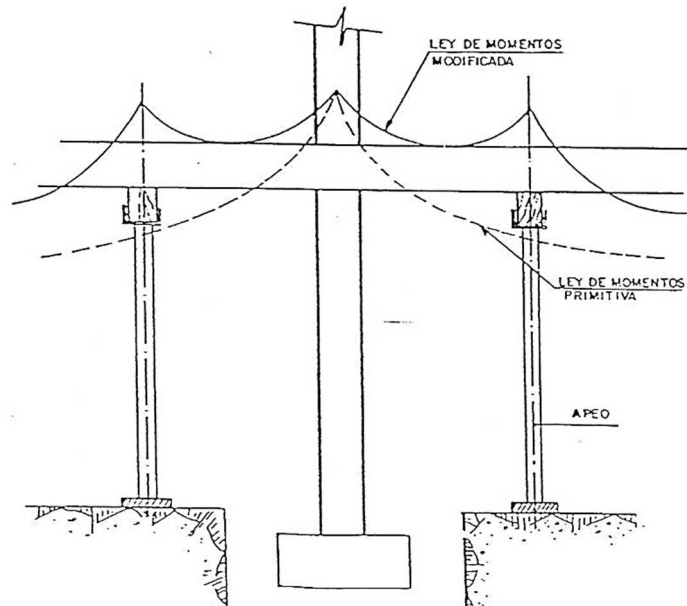


Figura 2.17. Generación de esfuerzos adicionales

Fuente: Diploma de especialización profesional Universitario en servicios de prevención, extinción de incendios y salvamento

El templado será por tanto lento y gradual, hasta que el elemento de apeo entre en carga.

Respecto a la madera, esta será de buena calidad, sana y enteriza, y además:

- Sin excesivos nudos¹ sobre la cara.
- Con fendas² que no sean excesivamente largas.
- No se permitirán acebolladuras³.
- Las bosas de resina serán menores de 8 cm.
- Sin excesivas gemas⁴.
- No deben tener muérdago ni ataques activos de xilófagos.
- No se usarán maderas de derribo por estar excesivamente secas.

1. Tejidos que forman las ramas, las cuales sufren desviaciones, provocando condensaciones de tejido lignificado, comunicando diferente textura y heterogeneidad a las resistencias de la Madera.
2. Grietas longitudinales debidas a los bruscos cambios de temperatura, desgarrando el tronco del árbol en el sentido de los radios medulares con el consiguiente debilitamiento de la madera.
3. Grietas o fendas circulares, que separan los anillos anuales de crecimiento total o parcialmente, debido a la acción del frío intenso o de los vientos sobre los árboles.
4. Defecto característico del aserrado, por el que la pieza de madera presenta rastros de corteza en alguna de sus aristas.

En apeos en la vía pública, estos se protegerán contra colisiones de vehículos y se dispondrán de forma que no se puedan dañar los peatones, protegiendo con rampas los durmientes y empotrando las bridas.

Los equipos intervinientes deberán estar atentos en todo momento durante la realización de los apeos por la peligrosidad y delicadeza de ejecución de los mismos. Es importante la colocación de testigos y su continua vigilancia por si se produjera una rotura repentina de estos que nos alertaría de un posible colapso de la estructura.

Posteriormente a la ejecución del apeo se repasarían los testigos, realizándose de nuevo en aquellos que se hubiesen fracturado a fin de verificar el correcto funcionamiento del apeo, así como la comprobación de que no se han producido nuevas lesiones que requieran otras medidas.

El apeo se revisará con periodicidad, ya que es normal que se aflojen las cuñas y bridas (sobre todo en la estación seca) o que se produzcan pequeños movimientos por cualquier circunstancia. Aunque no sea el caso de los apeos de emergencia, hay que tener en cuenta que la vigencia máxima de un apeo de madera son 6 meses, por lo que habrá que revisarlo si no hay absoluta garantía de que se ejerce un control semanal del tensado de las bridas y cuñas.

Al apear una estructura se hará siempre de abajo hacia arriba, consolidando primero las partes inferiores y después las superiores, asegurándose el buen funcionamiento del apeo y el no sobrecargar una estructura inferior que puede estar dañada o simplemente no estar diseñada para soportar un exceso de carga procedente de las plantas superiores.



Hay que tener la precaución de colocar los elementos principales de un apeo, sobre todo los elementos inclinados, de forma que no se produzcan momentos en la estructura que se apea, pues estos momentos pueden no ser absorbidos por la estructura y producir un colapso de esta (por ejemplo el apoyo de un tornapuntas fuera del eje de un forjado o el acodamiento sobre elementos que no soportan cargas horizontales, como muros de fábrica de poca sección).

Cuando las fábricas, por su deterioro o por su calidad artística (aparejos, sillerías, etc.), no permiten practicar mechinales para el alojo de los tornapuntas o puntas de tablón, se pueden introducir varillas de acero en las juntas a las que se solidarizarán los elementos de apeo (carreras, zapatas, etc.) (fig.2.18).

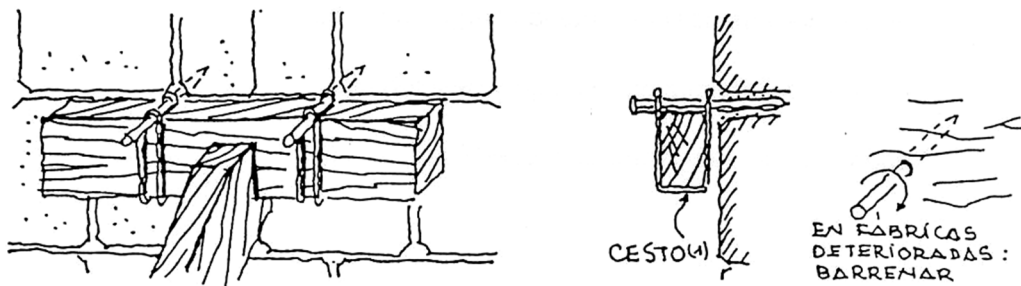
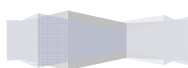


Figura 2.18. Apeo en muros de sillería
Fuente: Apeos (1996) Autor: Andrés Abasolo

2.7 Acciones en la Edificación

Una vez comentados los criterios básicos a tener en cuenta a la hora de ejecutar una apeo, pasamos a estudiar los tipos de acciones que actúan o pueden actuar sobre una edificación, y para las que la estructura auxiliar que construyamos debe dar respuesta. Para el cálculo de nuestro apeo deberemos realizar la suma de todas ellas en función de los materiales de que esté hecha el elemento a apear así como de su volumen. Estas acciones pueden ser de dos tipos: Permanentes y Variables.



2.7.1 Cargas Permanentes

Las cargas permanentes son el peso de todos los elementos constructivos que constituyen la edificación. A continuación mostramos una serie de tablas donde aparecen de forma genérica, los pesos propios de los materiales y elementos constructivos más comunes.

Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m ³	Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m ³
Materiales de albañilería		Madera	
Arenisca	21,0 a 27,0	Aserrada, tipos C14 a C40	3,5 a 5,0
Basalto	27,0 a 31,0	Laminada encolada	3,7 a 4,4
Calizas compactas, mármoles	28,0	Tablero contrachapado	5,0
Diorita, gneis	30,0	Tablero cartón gris	8,0
Granito	27,0 a 30,0	Aglomerado con cemento	12,0
Sienita, diorita, pórfido	28,0	Tablero de fibras	8,0 a 10,0
Terracota compacta	21,0 a 27,0	Tablero ligero	4,0
Fábricas		Metales	
Bloque hueco de cemento	13,0 a 16,0	Acero	77,0 a 78,5
Bloque hueco de yeso	10,0	Aluminio	27,0
Ladrillo cerámico macizo	18,0	Bronce	83,0 a 85,0
Ladrillo cerámico perforado	15,0	Cobre	87,0 a 89,0
Ladrillo cerámico hueco	12,0	Estaño	74,0
Ladrillo silicocalcáreo	20,0	Hierro colado	71,0 a 72,5
Mampostería con mortero		Hierro forjado	76,0
de arenisca	24,0	Latón	83,0 a 85,0
de basalto	27,0	Plomo	112,0 a 114,0
de caliza compacta	26,0	Zinc	71,0 a 72,0
de granito	26,0	Plásticos y orgánicos	
Sillería		Caucho en plancha	17,0
de arenisca	26,0	Lámina acrílica	12,0
de arenisca o caliza porosas	24,0	Linóleo en plancha	12,0
de basalto	30,0	Mástico en plancha	21,0
de caliza compacta o mármol	28,0	Poliestireno expandido	0,3
de granito	28,0	Otros	
Hormigones y morteros		Adobe	16,0
Hormigón ligero	9,0 a 20,0	Asfalto	24,0
Hormigón normal ⁽¹⁾	24,0	Baldosa cerámica	18,0
Hormigón pesado	> 28,0	Baldosa de gres	19,0
Mortero de cemento	19,0 a 23,0	Papel	11,0
Mortero de yeso	12,0 a 28,0	Pizarra	29,0
Mortero de cemento y cal	18,0 a 20,0	Vidrio	25,0
Mortero de cal	12,0 a 18,0		

Tabla 1: Peso específico de materiales de construcción
Fuente: CTE. DB-AE.

Materiales y elementos	Peso kN/m ²	Materiales y elementos	Peso kN/m ²
Aislante (lana de vidrio o roca) por cada 10 mm de espesor	0,02	Tablero de madera, 25 mm espesor	0,15
Chapas grecadas, canto 80 mm, Acero 0,8 mm espesor	0,12	Tablero de rasilla, una hoja una hoja sin revestir	0,40
Aluminio, 0 8 mm espesor	0,04	una hoja más tendido de yeso	0,50
Plomo, 1,5 mm espesor	0,18	Tejas planas (sin enlistonado)	
Zinc, 1,2 mm espesor	0,10	ligeras (24 kg/pieza)	0,30
Cartón embreado, por capa	0,05	corrientes (3,0 kg/pieza)	0,40
Enlistonado	0,05	pesadas (3,6 kg/pieza)	0,50
Hoja de plástico armada, 1,2 mm	0,02	Tejas curvas (sin enlistonado)	
Pizarra, sin enlistonado		ligeras (1,6 kg/pieza)	0,40
solape simple	0,20	corrientes (2,0 kg/pieza)	0,50
solape doble	0,30	pesadas (2,4 kg/pieza)	0,60
Placas de fibrocemento, 6 mm espesor	0,18	Vidriera (incluida la carpintería)	
		vidrio normal, 5 mm espesor	0,25
		vidrio armado, 6 mm espesor	0,35

Tabla 2: Peso por unidad de superficie de elementos de cobertura
Fuente: CTE. DB-AE.

Materiales y elementos	Peso kN/m ²	Materiales y elementos	Peso kN/m ²
Baldosa hidráulica o cerámica (incluyendo material de agarre)		Linóleo o loseta de goma y mortero	
0,03 m de espesor total	0,50	20 mm de espesor total	0,50
0,05 m de espesor total	0,80	Parque y tarima de 20 mm de espesor sobre rastreles	0,40
0,07 m de espesor total	1,10	Tarima de 20 mm de espesor rastreles recibidos con yeso	0,30
Corcho aglomerado		Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,80
tarima de 20 mm y rastrel	0,40		

Tabla 3: Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación

Fuente: CTE. DB-AE.

Tabiques (sin revestir)	Peso kN/m ²	Revestimientos (por cara)	Peso kN/m ²
Rasilla, 30 mm de espesor	0,40	Enfoscado o revoco de cemento	0,20
Ladrillo hueco, 45 mm de espesor	0,60	Revoco de cal, estuco	0,15
de 90 mm de espesor	1,00	Guarnecido y enlucido de yeso	0,15

Tabla 4: Peso por unidad de superficie de tabiques

Fuente: CTE. DB-AE.

Elemento	Peso
Forjados	kN / m ²
Chapa grecada con capa de hormigón; grueso total < 0,12 m	2
Forjado unidireccional, luces de hasta 5 m; grueso total < 0,28 m	3
Forjado uni o bidireccional; grueso total < 0,30 m	4
Forjado bidireccional, grueso total < 0,35 m	5
Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m	5
Cerramientos y particiones (para una altura libre del orden de 3,0 m) incluso enlucido	kN / m
Tablero o tabique simple; grueso total < 0,09 m	3
Tabicón u hoja simple de albañilería; grueso total < 0,14 m	5
Hoja de albañilería exterior y tabique interior; grueso total < 0,25 m	7
Solados (incluyendo material de agarre)	kN / m ²
Lámina pegada o moqueta; grueso total < 0,03 m	0,5
Pavimento de madera, cerámico o hidráulico sobre plastón; grueso total < 0,08 m	1,0
Placas de piedra, o peldañeado; grueso total < 0,15 m	1,5
Cubierta, sobre forjado (peso en proyección horizontal)	kN / m ²
Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros	1,0
Faldones de placas, teja o pizarra	2,0
Faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros	3,0
Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida	1,5
Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava	2,5
Rellenos	kN / m ³
Agua en aljibes o piscinas	10
Terreno, como en jardineras, incluyendo material de drenaje ⁽¹⁾	20

Tabla 5: Peso propio de elementos constructivos

Fuente: CTE. DB-AE.

2.7.2 Cargas Variables

- **Sobrecarga de uso**

Es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre la estructura por razón de su uso y varía en función del tipo de edificación. Estas sobrecargas también tendremos que tenerlas en cuenta a la hora de realizar el dimensionamiento de nuestro apeo.



Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁵⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 6: Valores característicos de las sobrecargas de uso.

Fuente: CTE.DB-AE

Elementos verticales			Elementos horizontales			
Número de plantas del mismo uso			Superficie tributaria (m ²)			
1 ó 2	3 ó 4	5 ó más	16	25	50	100
1,0	0,9	0,8	1,0	0,9	0,8	0,7

Tabla 7. Coeficiente de reducción de sobrecargas.

Fuente: CTE.DB-AE

- **Movimientos impuestos**

Son debidos a posibles movimientos del terreno, asientos diferenciales, etc.

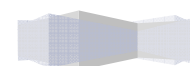
Este tipo de esfuerzos, al no poder predecirse ni cuantificarse, los asumiremos trabajando con un coeficiente alto de seguridad a la hora de mayorar el resto de las cargas.

- **Sobrecarga de nieve**

Sobrecarga de nieve de una cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella.

La densidad de la nieve es muy variable según las circunstancias:

- Nieve recién caída: 120 kg/m³
- Nieve prensada o empapada: 200 Kg/m³
- Nieve mezclada con granizo: 400 kg/m³



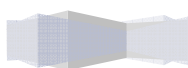
La acumulación de la nieve en una cubierta dependerá de su inclinación, del viento, de la forma y de la zona. A partir de una inclinación del 60% se considera que no existe sobrecarga de nieve.

- ***Sobrecarga de viento***

Es otra sobrecarga variable. Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Depende en mayor medida de la velocidad (ésta elevada al cuadrado) y también de la altura de la construcción. Además dependiendo de la inclinación, en unos puntos la acción será presión y en otros succión.

Cuando el viento incide sobre un edificio se crea una zona de alta presión positiva en la fachada del terreno frontal al viento, o zona de Barlovento, y en la cubierta; al rodear al edificio incrementa su velocidad, creando zonas de relativa baja presión, o presión negativa (succión) en las caras laterales y en la cara posterior del edificio, o zona de Sotavento. El viento tiene, además del efecto mecánico al producir cargas adicionales sobre la estructura, un efecto térmico al enfriar las superficies del edificio.

En el caso de las sobrecargas de viento sean de consideración se actuará de igual forma que en el resto de cargas impredecibles, mayorando cargas con un coeficiente de seguridad razonable.



3 Materiales Empleados

3.1 Apeos de Madera

Es el apeo más generalizado porque tiene una gran facilidad de adaptarse a las superficies de apoyo y es fácil de trabajar, pudiendo prepararse a pie de obra, además de poder conferirle la resistencia adecuada dimensionándolo correctamente.

Su limitación se encuentra en la altura, ya que en piezas muy largas exige muchos empalmes y el apeo exterior con tornapuntas por encima de un segundo piso es prácticamente inviable.

3.1.1 La madera como material de construcción

La madera es un material natural de carácter anisótropo debido a la orientación de las fibras en la dirección longitudinal del tronco. Es por ello, que las diferentes propiedades del material se deben definir en las direcciones paralela y perpendicular a la de las fibras.

Las especies comerciales de este material se pueden dividir en dos grupos. Por un lado las coníferas y por el otro las frondosas.

Las propiedades de cada tipo de madera, se establecen en función de la clase resistente a la que correspondan. La asignación de dicha clase, se realiza mediante el ensayo de muestras de madera. Existe un modo visual de determinar la clase resistente, definido por la norma UNE 56.544, y fundamentado en el estudio de los defectos existentes en el elemento de madera, pero este no lo vamos a estudiar en este trabajo por considerarlo demasiado complejo y subjetivo, prefiriendo trabajar con tablas rápidas de resistencia, lo cual se ajusta más a las necesidades de este tipo de apeos.



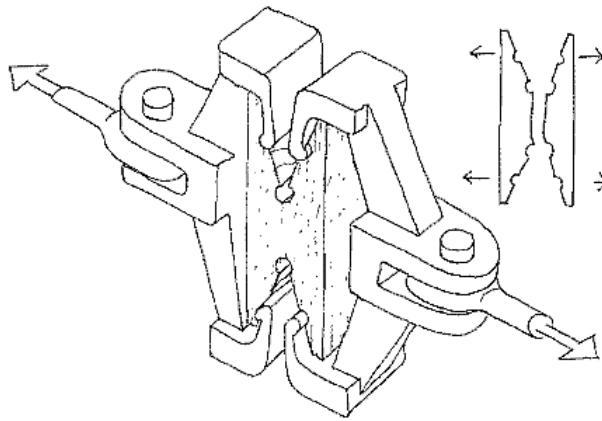


Figura 3.1. Ensayo a tracción de la madera.
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

A continuación pasamos a exponer dos de las propiedades de la madera que más repercusión pueden tener en la elaboración de los apeos: la anisotropía y la higroscopicidad.

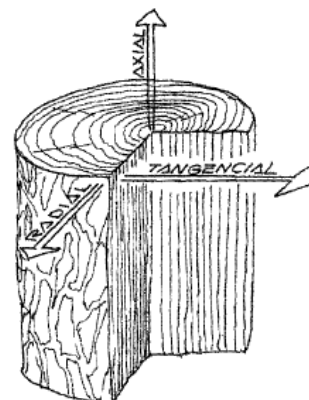
3.1.2 Principales condicionantes de la Madera: Anisotropía e Higroscopicidad

La Anisotropía y la Higroscopicidad son las propiedades de la madera más relevantes en cuanto a su utilización como material para apeos. Ambas propiedades las estudiamos más detenidamente a continuación.

Figura 3.2. Anisotropía de la madera
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Anisotropía

El carácter anisótropo de la madera condiciona el hecho de que sus características mecánicas dependan de la dirección del esfuerzo actuante con relación a la dirección de las fibras. Deben considerarse tres direcciones principales, para las cuales el comportamiento físico y mecánico adquiere diferencias considerables. Estas direcciones son la axial, la radial y la tangencial a la dirección de las fibras de la madera.



Para los apeos es irrelevante la diferencia entre los planos radial y tangencial. Por el contrario, son de suma importancia las grandes diferencias existentes entre las resistencias de la madera para un mismo esfuerzo según sea su posición paralela o perpendicular a la dirección de estas fibras.

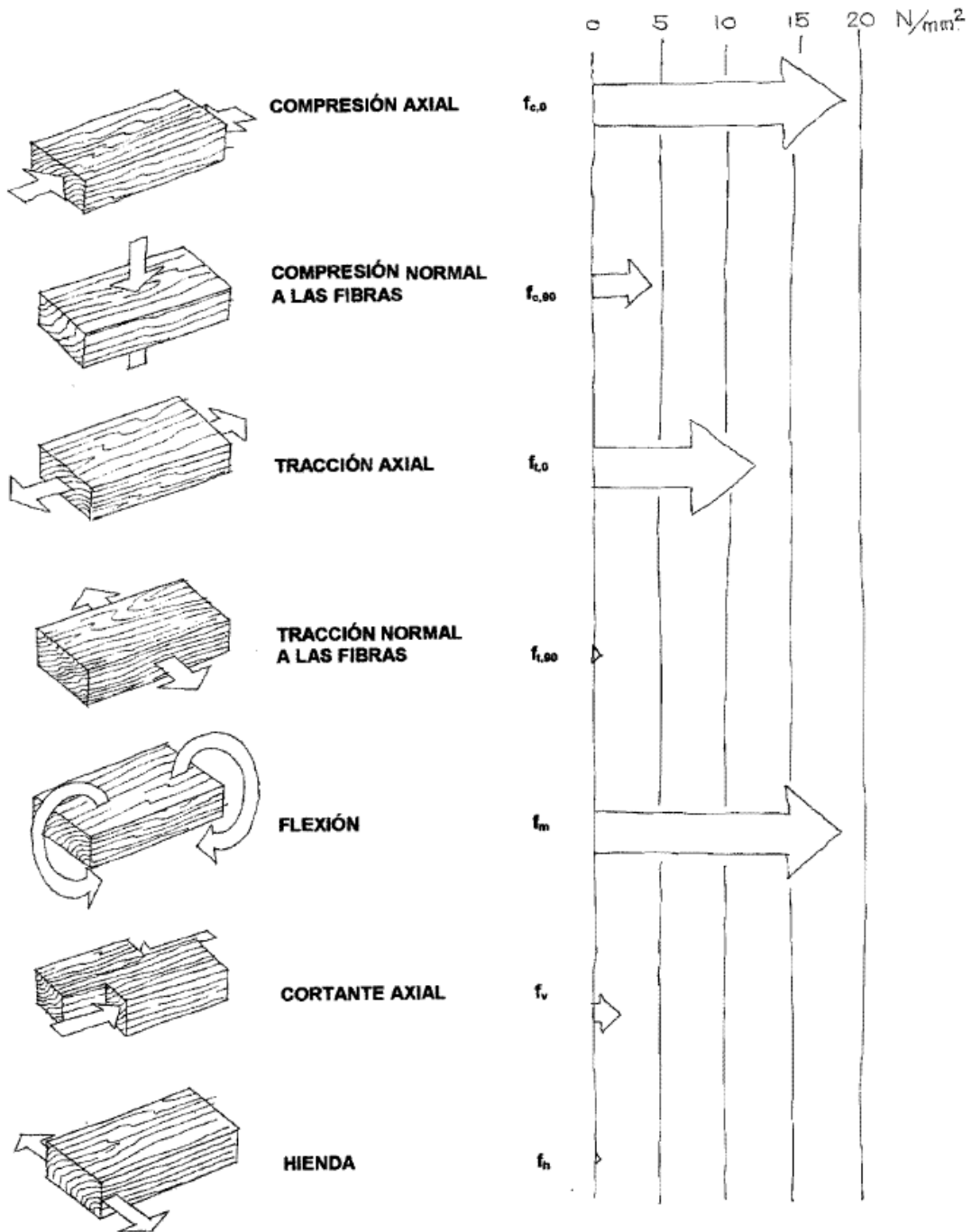


Figura 3.3. Resistencias de la madera en función de la dirección del esfuerzo
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

La madera es muy resistente a la tracción axial, llegando a superar la resistencia a compresión si está libre de defectos, ya que las fibras experimentan una contracción transversal que aumentan su adherencia, mientras que en compresión tienden a separarse por un efecto que podríamos calificar de pandeo de las fibras.

A tracción perpendicular a las fibras su resistencia es del orden de unas 40 a 50 veces inferior de lo que es capaz de resistir a compresión axial.

A flexión, la madera tiene un excelente comportamiento, con resistencias incluso superiores a las de compresión axial, hecho que puede entenderse fácilmente si lo relacionamos con lo dicho sobre la gran resistencia de las fibras traccionadas.

A cortante en dirección paralela a las fibras, la resistencia de la madera puede considerarse que es del orden de $1/8$ de la compresión axial.

La peor forma de trabajo para la madera es la hienda, de la cual conoceremos más adelante, sus inconvenientes y las posibles soluciones constructivas en el apartado 3.1.7.4 dedicado a los pies derechos.

Higroscopicidad

La madera siempre contiene agua. Esta puede formar parte intrínseca de la misma (agua de constitución), cuya pérdida implica la destrucción de la madera como material; puede ser absorbida, quedando contenida en sus paredes celulares o fibras (agua de impregnación) y cuya cantidad guardará una relación directa con la humedad relativa y la temperatura ambiente, o bien puede tratarse del agua contenida en las cavidades celulares (agua libre) una vez que ya se han saturado sus fibras, que no tiene repercusión en las propiedades mecánicas o físicas.

La *humedad de impregnación* tiene mucha importancia en la resistencia de la madera. Por ejemplo, la resistencia a la compresión puede descender a la mitad cuando se aumenta su humedad desde la normal (12%) hasta la del punto de saturación de sus fibras (30%).

La madera tiende a absorber o a ceder agua según sean las condiciones ambientales del lugar donde se encuentre (humedad relativa del aire y temperatura del mismo). A cada estado ambiental le corresponde un determinado grado de humedad de la madera, llamado *humedad de equilibrio higroscópico*.

Este aspecto es especialmente relevante para el diseño y cálculo de apeos, donde han de tenerse en cuenta tanto las condiciones de la madera que se aplica como las condiciones del ambiente en que va a permanecer, ya que de estas va a depender la tensión admisible por el apeo en cada momento.

3.1.3 Factores condicionantes de la madera: Clases resistentes, de duración de la carga y de servicio.

Las normas españolas establecen, para las maderas de coníferas y chopo, una clasificación que permite encuadrar cada madera aserrada en una **Clase resistente** dentro de unas series: C14, C16, C18, C24, C27, C30, C35 y C40.

Los números de la serie indican el valor de la resistencia característica a flexión, expresada en N/mm². Cada una de estas clases establece, no solo la resistencia a flexión, sino las resistencias características a los distintos esfuerzos y su relación con la dirección de las fibras.

VALORES DE LAS PROPIEDADES ASOCIADAS A LA CLASE RESISTENTE C18	
PROPIEDADES	VALORES (N/mm ²)
Flexión ($f_{m,k}$)	18
Tracción paralela a la fibra ($f_{t,o,k}$)	11
Tracción perpendicular a la fibra ($f_{t,90,k}$)	0,4
Compresión paralela ($f_{c,o,k}$)	19
Compresión perpendicular a la fibra ($f_{c,90,k}$)	2,2
Cortante ($f_{v,k}$)	3,4

Tabla 8. Valores de las propiedades asociadas a la clase resistente C18.
Fuente: Arquitectura y Madera.

En España la madera más utilizada en apeos es, tradicionalmente, madera de pino de baja calidad (clase resistente C18). Entendemos en este hecho que se busca un fin meramente económico basado en dos aspectos. El primero se refiere a la total ausencia de condicionantes estéticos, lo que permite aceptar el aumento de los mal llamados "defectos", tales como: gemas, nudos...; y el segundo a la poca rentabilidad, o aumento de la relación resistencia/coste, que clases superiores nos podrían aportar.

Es por esto que a efectos de cálculo, de ahora en adelante, nos referiremos a esta clase resistente (C18), ya que elaborar tablas rápidas y ejemplos de cálculo de para todas las clases resistentes sería prácticamente imposible.

Dado que los valores de ensayo de las resistencias se obtienen en breves minutos y la madera se resiente con la duración de la carga, la normativa penaliza la prolongación del tiempo de duración de las cargas minusvalorando las resistencias características en función de ese tiempo, para lo que establece la necesidad de asignar las acciones que solicitan la estructura de madera a una de las **Clases de duración de la carga** siguientes:

Clase de duración	Duración aproximada acumulada de la acción en valor característico	Ejemplo
Permanente	> 10 años	Peso propio de la estructura
Larga	< 10 años > 6 meses	Apeos o estructuras provisionales no itinerantes
Media	< 6 meses > 1 semana	Sobrecarga de uso (sin almacenamiento)
Corta	< 1 semana	Carga de nieve Carga de viento
Instantánea	algunos segundos	Acción Sísmica

Tabla 9. Clases de duración de la carga.

Fuente: Apeos y refuerzos alternativos.

Por otro lado, y dada la importancia que tiene el grado de humedad para los valores de las resistencias de la madera, los elementos estructurales deberán asignarse a una de las clases de servicio siguientes, en función de las condiciones ambientales en que hayan de estar inmersos.



Clase de servicio	Humedad en la madera	Humedad relativa del aire
Cs 1	Correspondiente a una Temperatura de 20 ± 2 °C	> 65 % pocas semanas al año
Cs 2	Correspondiente a una Temperatura de 20 ± 2 °C	> 85 % pocas semanas al año
Cs 3	Condiciones ambientales que originen contenidos de humedad superiores a los correspondientes a la clase de servicio 2	

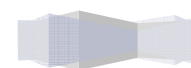
*Tabla 10. Clases de servicio.
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos.*

Así pues, en función de la clase de duración de la carga y la clase de servicio que afecten a una estructura de madera, se le asignará un factor de modificación con arreglo a la siguiente tabla, que disminuye o aumenta la resistencia teórica del material:

Material	Clase de Servicio	Clase de duración de la carga				
		Permanente	Larga	Media	Corta	instantánea
Madera aserrada o Madera laminada encolada	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

*Tabla 11. Coeficientes de modificación de la resistencia de la madera.
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos.*

De acuerdo a dicha tabla, la resistencia del material frente a cargas permanentes, en una clase de servicio 1 o 2, es un 30% inferior, que frente a cargas de corta duración. Si una combinación de acciones incluye cargas de diferente duración, se debe adoptar el valor correspondiente a la acción más desfavorable.



3.1.4 Resistencia de cálculo en la madera de apeos

Una vez estudiados los aspectos anteriores, estamos en condiciones de realizar el cálculo de la resistencia real de la madera que vayamos a utilizar en nuestro apeo, aplicándole las restricciones mencionadas. A estas además se aplicará un coeficiente de seguridad, dividiendo la resistencia obtenida por 1,3, que es la que considera la norma para la madera. Con todo esto las resistencias obtenidas para la clase resistente C18 serán las que muestra la siguiente tabla:

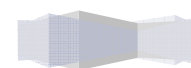
RESISTENCIA DE CALCULO	CLASE DE SERVICIO	RESISTENCIAS DE CÁLCULO APLICABLES A LA CLASE RESISTENTE C18 (N/mm ²)*				
		Para una clase de duración de la carga:				
		permanente	larga	media	corta	instantánea
Flexión $f_{m,d}$	1 y 2	8,31	9,69	11,08	12,46	15,23
	3	6,92	7,62	9,00	9,69	12,46
Tracción paralela $f_{t,o,d}$	1 y 2	5,08	5,92	6,77	7,62	9,31
	3	4,23	4,65	5,50	5,92	7,62
Tracción perpendicular $f_{t,90,d}$	1 y 2	0,14	0,16	0,18	0,21	0,25
	3	0,12	0,13	0,15	0,16	0,21
Compresión paralela $f_{c,o,d}$	1 y 2	8,31	9,69	11,08	12,46	15,23
	3	6,92	7,62	9,00	9,69	12,46
Compresión perpendicular $f_{c,90,d}$	1 y 2	2,22	2,58	2,95	3,32	4,46
	3	1,85	2,03	2,40	2,58	3,32
Cortante $f_{v,d}$	1 y 2	0,92	1,08	1,23	1,38	1,69
	3	0,77	0,85	1,00	1,08	1,38

Tabla 12. Resistencias de cálculo aplicables a la clase resistente C18.

Fuente: Apeos y refuerzos alternativos.

*Para pasar de N/mm² a Kg/cm² multiplicar por 10.

Nota: La resistencia aquí calculada es la resistencia del material en sí. En el Anexo de Cálculo se tratará la resistencia de los elementos constitutivos de un apeo.



3.1.5 Dimensiones de la madera. Escuadrías tipo para apeos.

En apeos, la madera tradicionalmente empleada tiene una sección de 70 x 200 mm (denominada genéricamente tablón), usada en la composición de la inmensa mayoría de las piezas estructurales. Esta pieza va acompañada de otra cuya sección es de 50 x 150 mm (llamada "tabloncillo" en el argot de apeos), que se utiliza para piezas complementarias como riostras y, eventualmente, en la confección de piezas estructurales de tamaño especialmente reducido.

Con estas escuadrías se obtienen secciones combinadas de varios tablonces o tabloncillos, resultando de especial interés las que tienen un momento de inercia similar en ambas direcciones, lo que se consigue con la adición de tres elementos.

Una práctica común por algunos servicios de emergencias supone utilizar secciones cuadradas combinando dos elementos de 75 x 150 mm. Esta, aunque se sale de las dimensiones cotidianas, permite simplificar el trabajo de montaje y aligerar el peso, cuestiones de suma importancia en labores de emergencia de corta duración.

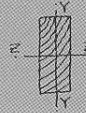
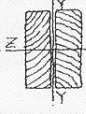


VALORES PRINCIPALES PARA SECCIONES FORMADAS POR TABLONES DE 70 x 200 mm							
	A cm ²	I _z cm ⁴	i _z cm	W _z cm ³	I _y cm ⁴	i _y cm	W _y cm ³
	140	4667	5,77	467	572	2,02	163
	280	9333	5,77	933	4573	4,04	653
	420	14000	5,77	1400	15435	6,06	1470
	560	18.667	5,77	1.867	36.587	8,08	2.613

Tabla 13. Valores principales para secciones formadas por tablonces de 70x200mm.
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos.



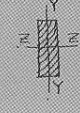
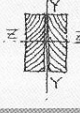


VALORES PRINCIPALES PARA SECCIONES FORMADAS POR TABLONCILLOS DE 50 x150 mm							
	A cm ²	I _z cm ⁴	i _z cm	W _z cm ³	I _y cm ⁴	i _y cm	W _y Cm ³
	75	1406	4,33	188	156	1,44	63
	150	2813	4,33	375	1250	2,89	250
	225	4219	4,33	563	4219	4,33	563
	300	5.625	4,33	750	10.000	5,77	1.000

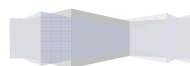
Tabla 14. Valores principales para secciones formadas por tabloncillos de 50x150mm.
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos.

3.1.6 Uniones de la madera mediante elementos metálicos

En los apeos de madera, el acero se puede usar de dos formas, como elemento de unión de las piezas de madera, o bien como elemento sustitutivo de estas cuando la importancia de los esfuerzos o sus características así lo aconsejen. En cuanto al acero como elemento de unión, podremos encontrarlo en forma de:

- Bridas
- Clavos
- Tirafondos
- Tornillos

Para simplificar trataremos tan sólo los dos primeros ya que generalmente son los más utilizados



3.1.6.1 Bridas

La brida es el elemento principal de unión usado tradicionalmente en apeos. Están formadas por dos piezas de pletina de acero con sendos taladros que aprisionan entre ellas los tablones de madera, uniéndolos por el rozamiento entre sus caras a consecuencia del apriete ejercido por los tornillos (fig.3.4). Su función se restringe, salvo raras excepciones, a la unión de varios tablones para constituir un solo elemento, no para la unión de elementos estructurales diferentes.

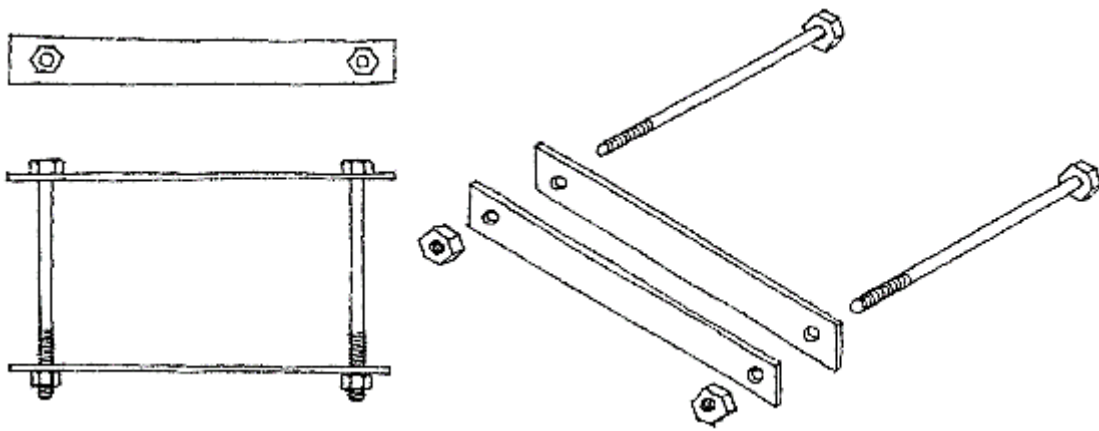
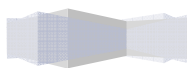


Figura 3.4. Despiece de brida metálica
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

La colocación de las bridas debe realizarse situando los tornillos de manera que se permita el máximo apriete con la mínima deformación de las pletinas, por lo que la posición de estas (en el caso de que sean más largas que los tablones) quedará inclinada respecto a la normal a la directriz de la pieza, debiendo contrapearse las inclinaciones de bridas contiguas.

En zonas de paso es conveniente realizar taladros en los tablones para que las bridas no sobresalgan de los planos laterales de los pies derechos (fig. 3.5), a fin de evitar accidentes. Otro modo de ocultar las bridas sería realizando ranuras en el canto de los tablones, aunque esta práctica no es recomendable pues reduce considerablemente la resistencia de la pieza.



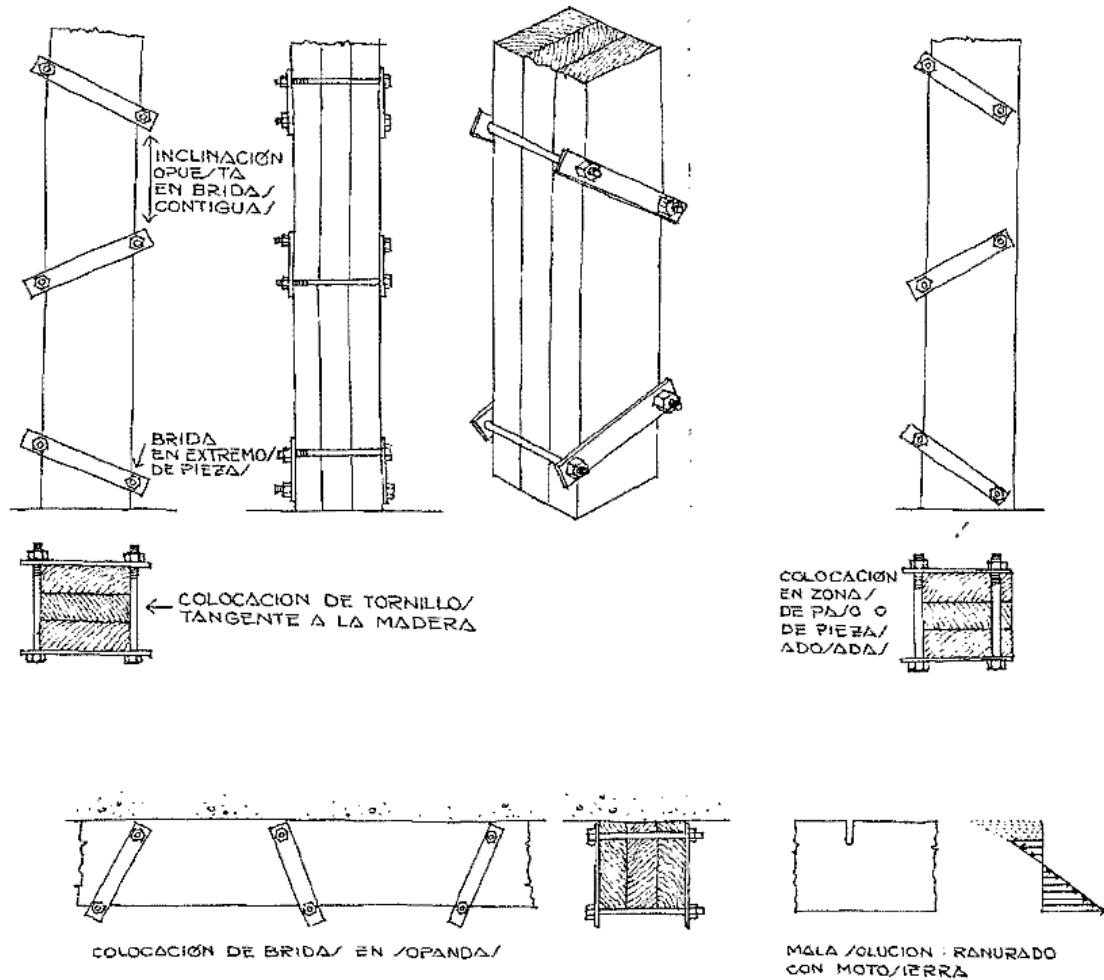


Figura 3.5. Colocación de las bridas
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

El uso de las bridas como elemento de atado presenta dos problemas esenciales cuando se emplean en elementos que han de trabajar a compresión, como es el caso de los pies derechos:

1. Como veremos en el Anexo de Cálculo, los reducidos valores de carga obtenidos al considerar el esfuerzo rasante estipulado en la normativa, cuando se confía su contrarresto a la fuerza antideslizante generada por la presión entre los tablones causada por el apriete de las bridas.
2. La inseguridad que representa un apriete aleatorio de las bridas y, más aún, su posterior destensado por mermas de la madera (en el caso de apeos permanentes). La madera experimenta mermas transversales considerables

con sus cambios de humedad, lo que implica destensados en las bridas que alteran radicalmente el esfuerzo inicial que son capaces de soportar.

Como veremos en el anexo de cálculo, la distancia entre bridas es determinante para la resistencia de los tablones cuando han de trabajar a compresión con pandeo (caso de pies derechos, tornapuntas, jabalcones y codales), no debiendo superar esta nunca la distancia de 1 m entre bridas ni de 10 cm a cada extremo de la pieza.

Para los casos en que sea necesario utilizar las bridas con pernos embutidos con pre-taladro en la madera, podremos usar alguna de las disposiciones que aparecen en la siguiente figura.

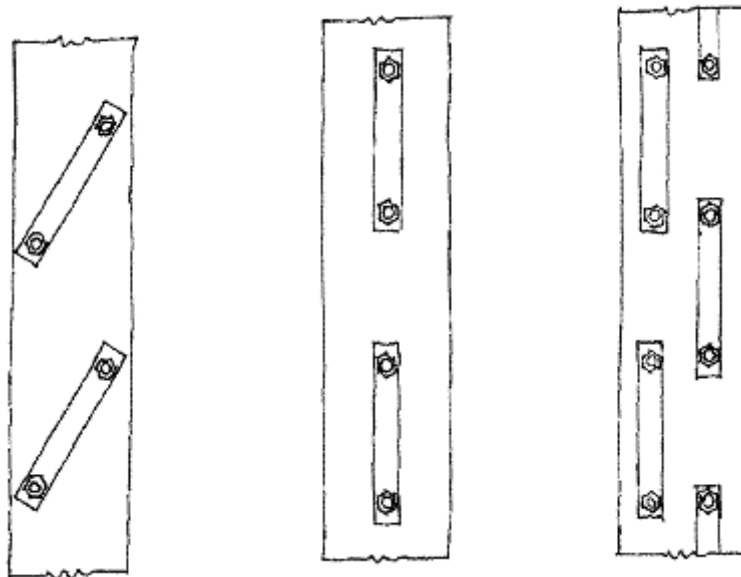


Figura 3.6. Colocación de bridas con pernos pasantes
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

3.1.6.2 Clavos

La unión por clavos permite rapidez (rasgo importante en apeos) y una eficacia superior a la que suele presuponerse, si bien a condición de ejecutarla con calidad (diámetro calculado, distancias mínimas controladas entre clavos y de estos a los bordes de las piezas, penetraciones mínimas aseguradas...), exigencia que, desgraciadamente, va a contracorriente del uso cotidiano de este tipo de unión en apeos.

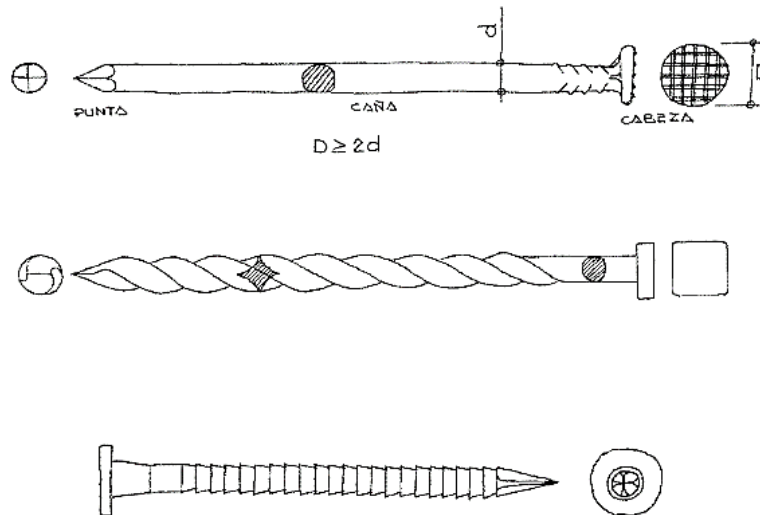


Figura 3.7. Clavos de Punta de caña lisa, de roscado helicoidal y de resaltos anulares en el fuste
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

En principal inconveniente del clavo es que su introducción exige abrirse paso a costa de ir separando las fibras de la madera, por lo que la formación de fisuras por hienda es un fenómeno frecuente, agravándose este en la medida que aumenta el diámetro del clavo utilizado. Para paliar este problema se pueden ejecutar taladros previos en la madera, aunque este trabajo sería demasiado laborioso para la premura de los trabajos propios de este tipo de apeos.

Así pues, el clavado de tabloncillos y tablones en apeos exige la utilización de unos diámetros aceptables cuando han de cumplir una función resistente, siendo los más utilizados los que oscilan entre 3 y 6 milímetros.

Como clavos tipo en apeos, consideraremos los siguientes:

- **Clavo de 6 mm de diámetro y 120 mm de longitud.** Para el clavado entre tabloncillos de 70 x 200 por sus caras de 200.
- **Clavo de 6 mm de diámetro y 100 mm de longitud.** Para el clavado de tabloncillos de 50 x 150 a tablón de 70 x 200 por sus caras anchas o de dos tabloncillos.
- **Clavo de 4 mm de diámetro y 100 mm de longitud.** Para el clavado de tabloncillo de 50 x 150 a tablón de 70 x 200 por el grueso o canto de este último.



En cuanto a la separación admisible entre clavos, esta va a venir condicionada por:

- La posición de la fibra de la madera respecto a la línea de clavos cuyas distancias estemos considerando.
- La realización de pre-taladro o no.
- La posición del esfuerzo respecto a la dirección de las fibras.

La aplicación de las normas a las dimensiones que hemos establecido para el tablón de apeos, con la utilización del clavo de diámetro 6 mm, nos permite obtener un cuadro de separaciones mínimas para los casos más frecuentes a esfuerzos normales y paralelos a las fibras, el cual mostramos en las siguientes figuras.

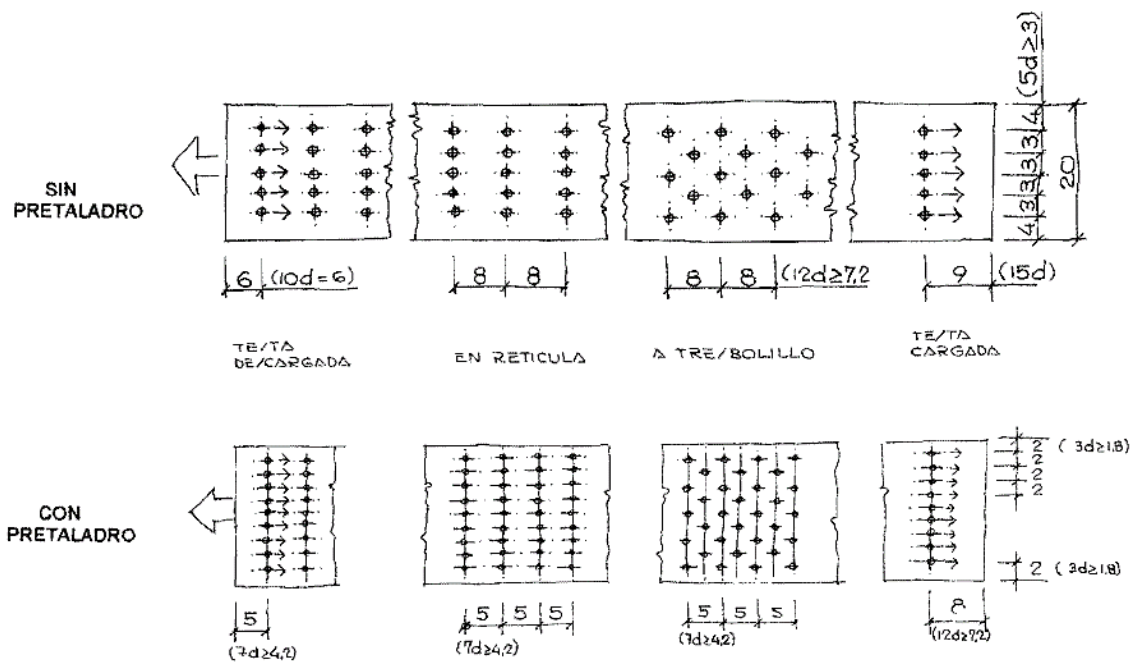


Figura 3.8. Distancias mínimas de clavos a testas y bordes, y separaciones entre clavos en tableros de apeo, unidos por sus caras anchas para esfuerzos **en dirección paralela** a la fibra.
 Fuente: Apeos y refuerzos alternativos.

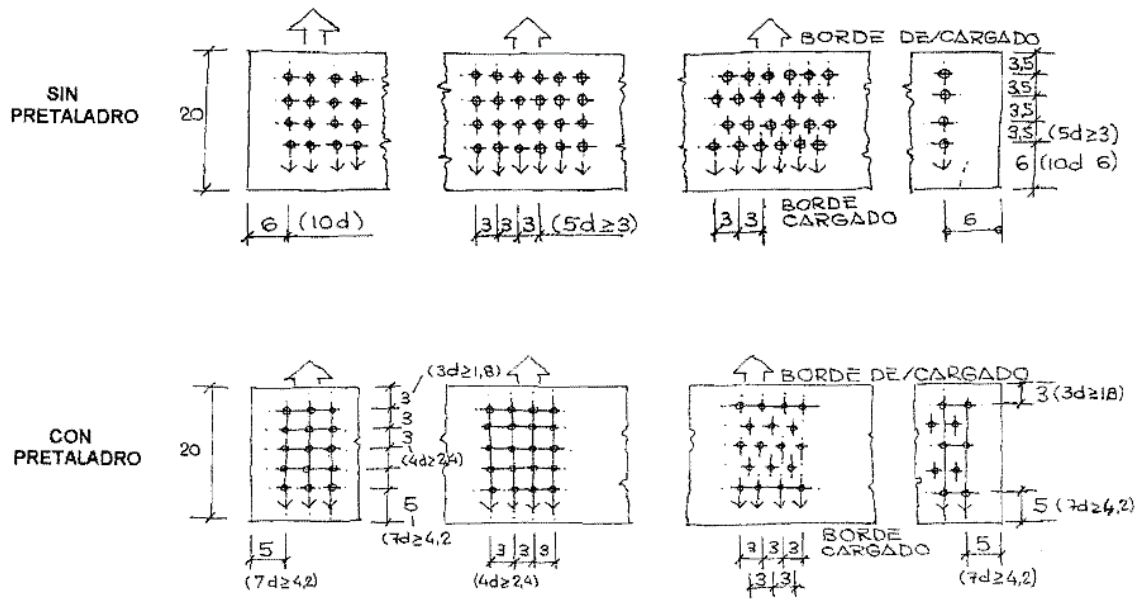


Figura 3.9. Distancias mínimas de clavos o testas y bordes, y separaciones entre clavos en tablonetes de apeo, unidos por sus caras anchas para esfuerzos en dirección perpendicular a la fibra.

Fuente: Apeos y refuerzos alternativos.

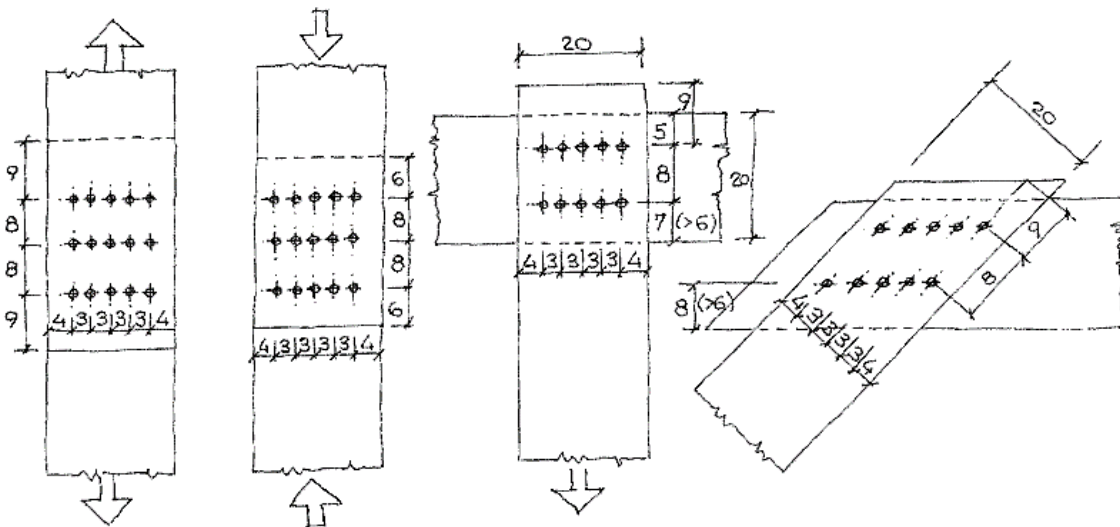


Figura 3.10. Distancia para clavos de diámetro 6 en uniones de tablonetes 70x200 c18 sin pretaladro.

Fuente: Apeos y refuerzos alternativos.

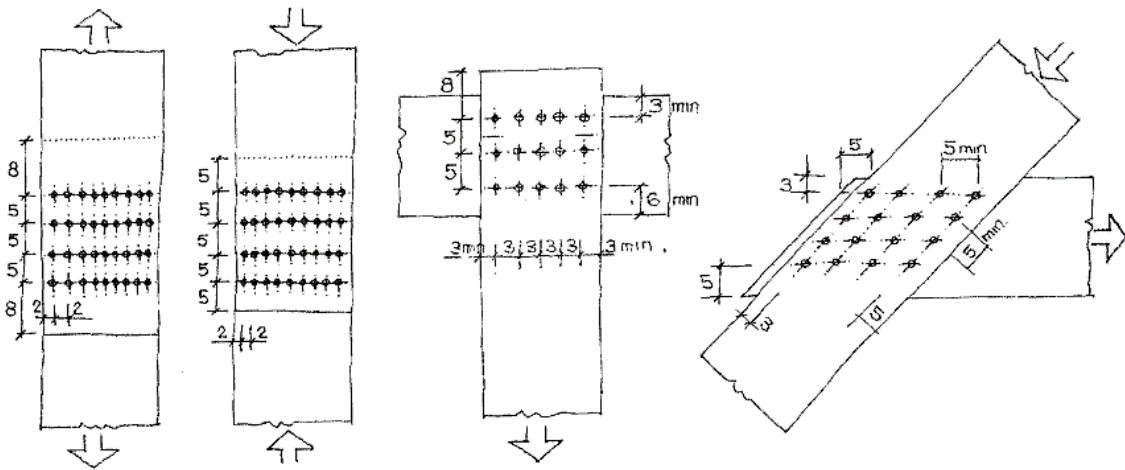


Figura 3.11. Distancia para clavos de diámetro 6 en tablones 70x200 con pretaladro.
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos.

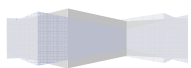
Cabe decir que al menos deben existir dos clavos por unión, y su penetración debe ser perpendicular a la dirección de las fibras. No debe admitirse clavar en dirección de las fibras (a testa). Es recomendable una ligera inclinación respecto a la normal a la superficie de clavado, variando la dirección entre los clavos contiguos a fin de dificultar la extracción longitudinal de estos. En cuanto a la penetración en punta, la normativa establece un valor mínimo de 8 veces el diámetro en clavos lisos y de 6 diámetros en clavos de adherencia mejorada. Esto significa que un clavo de diámetro 6 exige una penetración de 48 mm y el de diámetro 4 precisa 32 mm.

3.1.7 Elementos Constitutivos de los Apeos de Madera

Veamos ahora, profundizando un poco en la materia, las características de los elementos constitutivos más importantes de los apeos de madera. Para ello, definiremos las características esenciales de cada uno de ellos, así como las formas o tipologías constructivas más usuales, tratando de establecer finalmente en el Anexo destinado al cálculo, la capacidad de carga que pueden admitir algunos de ellos.

3.1.7.1 Pie derecho

Se trata del elemento principal de los apeos de madera, constituido por dos o más tablones unidos por elementos metálicos, que sirve como transmisor vertical de



cargas. Este elemento está normalmente asociado a otros que trataremos más adelante: la sopanda y el durmiente. Su ejecución también puede realizarse por medio de tabloncillos embridados para casos en que sea conveniente una mayor ligereza.

Por extensión, también puede hablarse de pies derechos de un solo tablón, si bien, su escasa capacidad de carga debido al pandeo, limita su uso a aplicaciones de pequeña altura, recibiendo entonces el nombre de enano.

La posición vertical del pie derecho debe quedar garantizada por los arriostramientos y su ajuste por medio de cuñas inferiores que permitan su templado periódico debido a las mermas que experimenta la madera en caso de permanecer este apeo en el tiempo. Los cortes deben ser completamente perpendiculares a la directriz a fin de evitar la formación de componentes horizontales que tiendan a sacarlo de su posición, así como que estos cortes formen un mismo plano en todos los tablones, evitando que las diferencias de longitud impliquen diferentes tensiones en cada tablón. En todo caso, las diferencias se compensarán con un correcto acuñado.

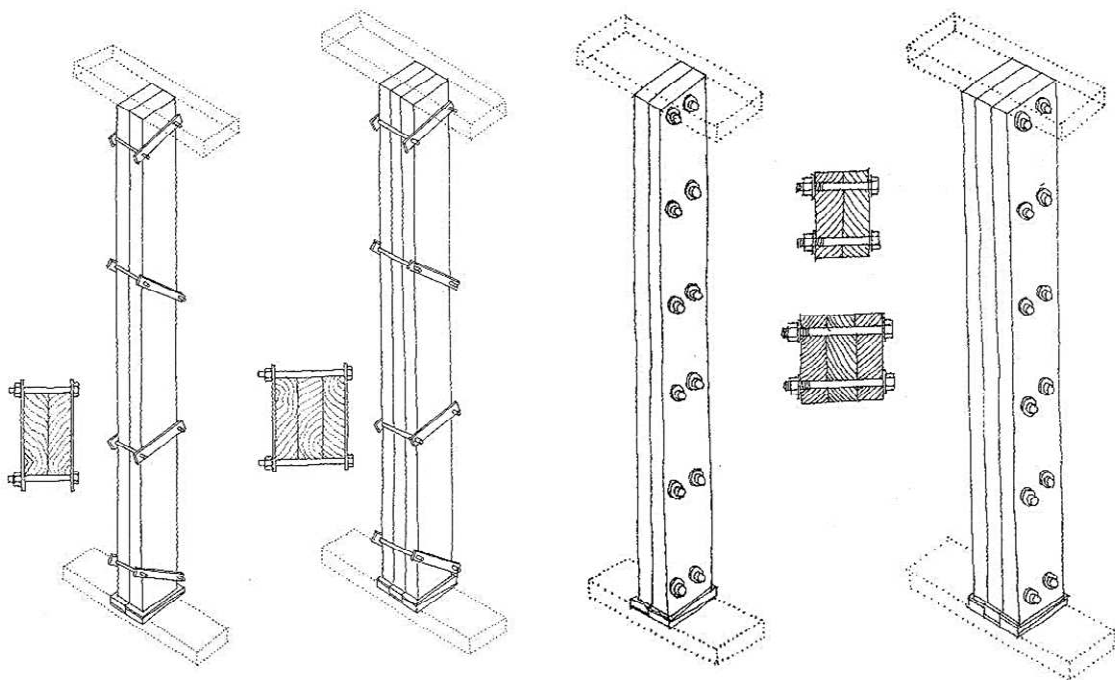
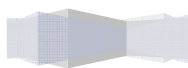


Figura 3.12. Pie derecho.
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos.



Un problema práctico que se puede plantear con los pies derechos es el de realizarlos con longitudes superiores a las de los tablones disponibles. Su ejecución se resuelve haciendo que en una misma sección no coincida más que el empalme de un tablón. Sin embargo, esto supone la disminución del radio de giro de la sección en ese punto, lo que lo penalizaría a efectos de pandeo, así como la dificultad de asegurar la transmisión de un tablón a otro en el empalme debido a la inevitable imperfección del corte. Para resolver estos problemas se puede optar por la solución de reforzar la zona de empalme con un trozo de tablón embreadado a ambos lados de la junta.

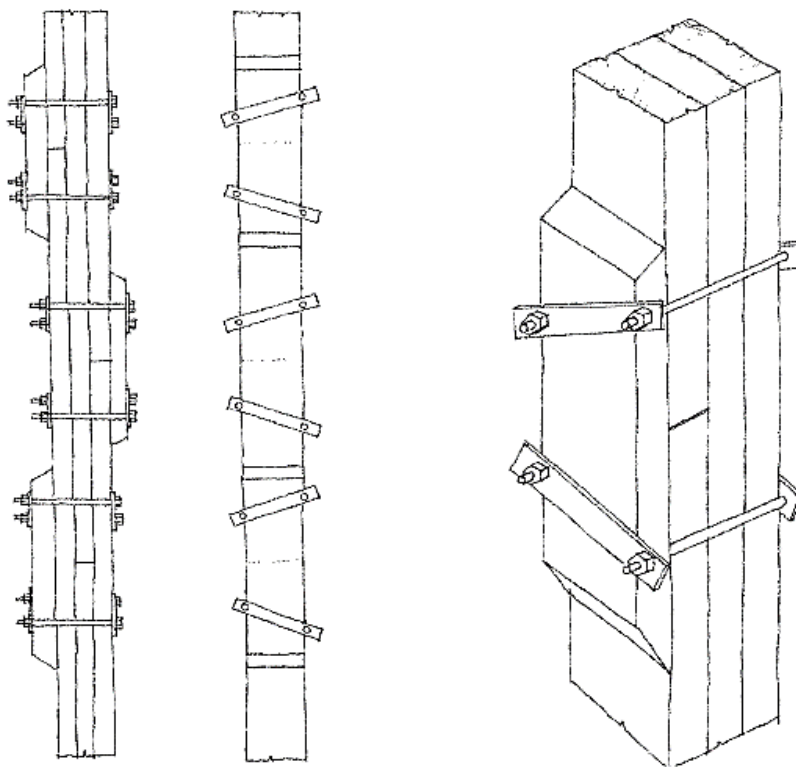


Figura 3.12. Solución de empalme en pie derecho embreadado.
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos.

Finalmente debe advertirse un error muy frecuente en el cálculo de pies derechos, que consiste en dimensionarlo para la carga que recibe, despreocupándose del cálculo del durmiente o de la capacidad resistente del elemento al que transmite el durmiente, que pueden ser los eslabones débiles de la cadena de piezas que componen el apeo. Así, pueden verse apeos, transmisores de varias toneladas por pie derecho o por puntal que finalmente descansan sobre un pequeño trozo de tablón, con dirección de fibras perpendicular a la carga, algo totalmente inadmisibles (fig. 3.13).



Figura 3.13. Fotografía de Apuntalamiento (Lorca 2011)
Fuente. Autor

3.1.7.2 *Durmiente*

El durmiente es la pieza horizontal encargada de recibir las cargas verticales (generalmente provenientes de los pies derechos) transmitiéndolas de forma más repartida a elementos de la construcción o al terreno. Usualmente cumple la función secundaria de instrumentos de atado entre las bases de los pies derechos en una dirección.

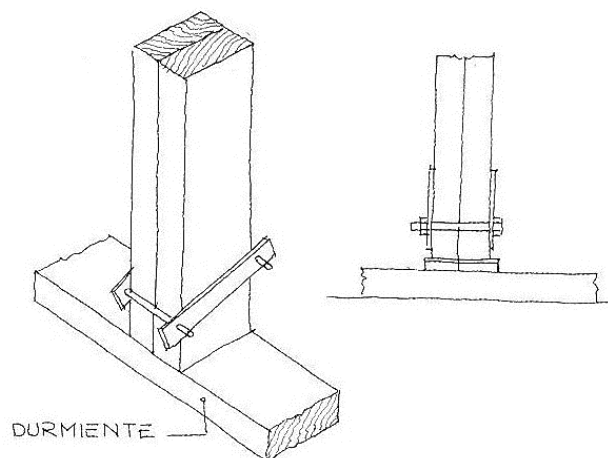


Figura 3.14. Disposición del Durmiente
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Su misión principal como pieza intermedia implica que debe garantizar dos cuestiones:

- 1º. Que sea capaz de resistir el esfuerzo de compresión que recibe.
- 2º. Que pueda repartir esa carga al elemento sobre el que apoya, suministrándole unas tensiones inferiores a las que son admisibles para este.

El durmiente tipo más socorrido es el tablón de 200 x 70 mm colocado a tabla, "durmiendo" sobre el forjado, la solera, el terreno, etc.; y recibiendo los pies derechos en todo su ancho.

Los inconvenientes con los que nos encontramos son:

- 1º. la limitación de carga que impone a los pies derechos, ya que al trabajar con sus fibras perpendiculares al esfuerzo que reciben, su capacidad de carga es bastante más reducida que la de los estos (ver gráfica A1.2 y A1.3 del Anexo de cálculo).
- 2º. La pequeña capacidad de reparto sobre el terreno en el que apoya, ya que debido a la falta de rigidez de la madera la zona de transmisión de presiones se restringe a una pequeña superficie ampliada respecto al área de recepción de tensiones del pie derecho, la cual supondremos se transmite con un ángulo de 45º.

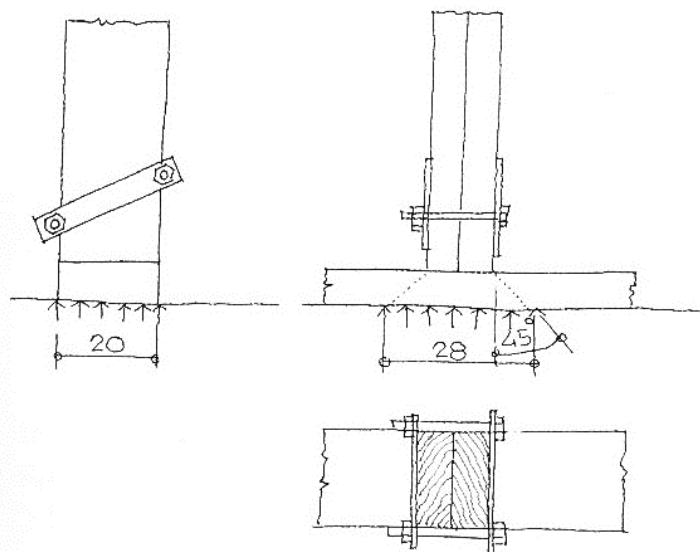


Figura 3.15. Transmisión de cargas del Durmiente
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Como veremos una vez abordemos el cálculo de estos elementos, la capacidad de carga de un durmiente va a venir determinada por los siguientes factores:

- a. La longitud de la zona de apoyo en la dirección de las fibras.
- b. La distancia del borde de la pieza transmisora al extremo del durmiente.
- c. La distancia de la carga considerada respecto a la próxima carga.

Cuando la presión bajo el durmiente sea excesiva, podemos acudir a distintas soluciones que amplíen la superficie de descarga, mediante durmientes de tres tablones en pirámide o de pirámides de tablones cruzados, en las que podemos mantener la hipótesis de reparto de presiones a unos 45° .

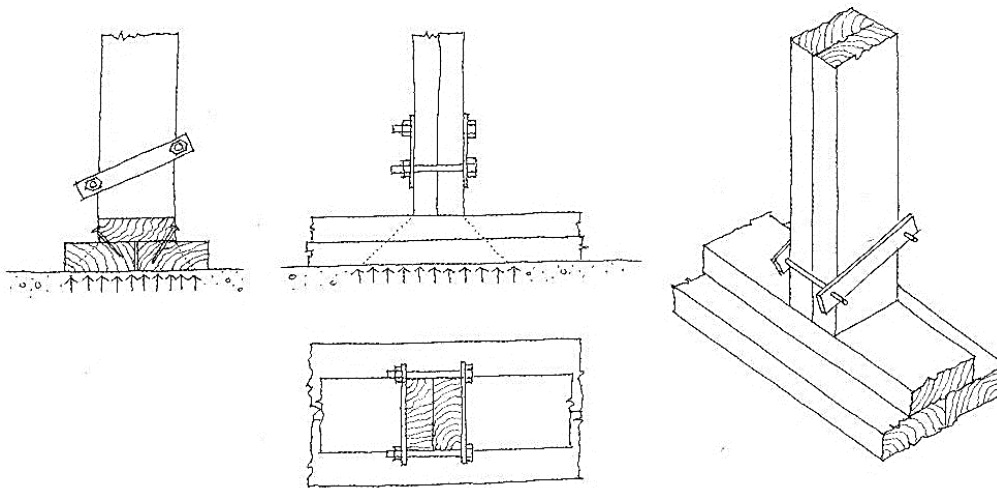
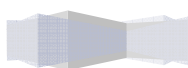


Figura 3.16. Aumento de la base del durmiente
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

También podemos introducir rigidizadores al durmiente, mediante uno, dos o tres tablones de canto. Soluciones que, además de aumentar la superficie de reparto, tienen la utilidad de garantizar una correcta transmisión de cargas desde los pies derechos hasta los elementos resistentes del forjado cuando estos no caen en la vertical de aquellos, lo que es de especial importancia en los casos de forjados con escasa o nula capa de compresión y entrevigados ligeros o dañados.



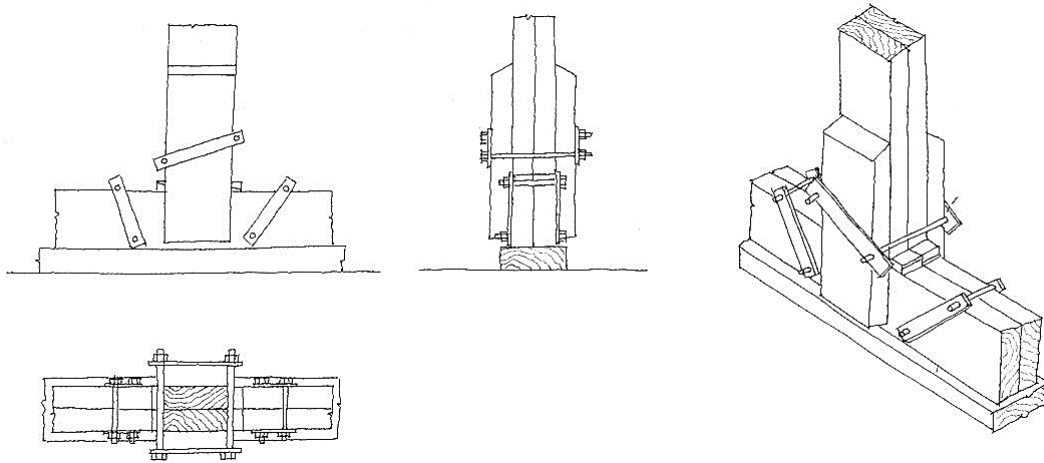
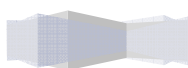


Figura 3.17. Adhesión de refuerzos al durmiente
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Recordemos que los durmientes indicados sirven para aumentar la capacidad de carga del apeo ante las limitaciones resistentes de la construcción o el terreno en que apoyan, pero no resuelven el problema de desaprovechamiento de la capacidad de carga impuesta por la forma de trabajo del durmiente de madera, con sus fibras perpendiculares al pie derecho. Para resolver este problema tendríamos que acudir al empleo de elementos metálicos cuya rigidez permite ampliar la superficie de transmisión de la base del pie derecho antes de descargar sobre la construcción o el suelo y que, al tiempo, son capaces de resistir las tensiones de compresión transmitidas por éste. Únicamente tendremos que cuidar la rigidización adecuada del alma en la zona de transmisión de la carga.

El uso de perfiles metálicos es especialmente útil cuando necesitamos apoyar el apeo sobre un terreno de escasa resistencia, como por ejemplo, un relleno (caso muy frecuente).



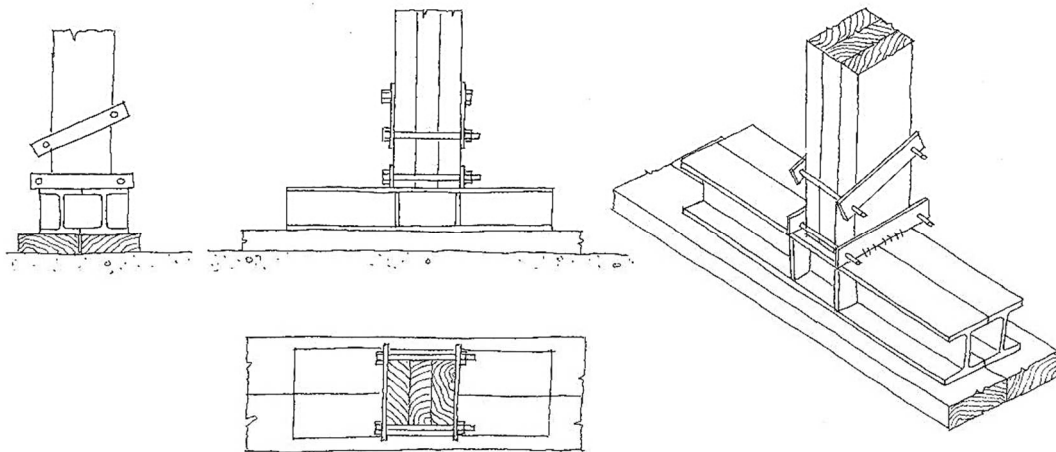


Figura 3.18. Durmientes a base de perfiles metálicos
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

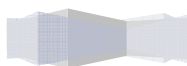
En estos casos de utilización de perfiles metálicos, es necesario evitar el deslizamiento lateral del pie derecho para lo que es útil realizar su fijación al durmiente mediante la colocación de una brida apoyada en los perfiles y sujeta a ellos por puntos de soldadura, como puede verse en la figura anterior.

3.1.7.3 Sopanda

La sopanda es la pieza de apeo encargada de recoger las cargas de elementos constructivos horizontales conduciéndolas a los pies derechos o dispositivos verticales del apeo. Complementariamente realiza una labor de atado entre las cabezas de los pies derechos que constituyen una línea de carga.

Su misión principal como pieza intermedia es la de resistir eficazmente los esfuerzos de flexión a que normalmente queda sometida al recoger las cargas, así como soportar las tensiones de compresión que recibe al entregar las cargas de la cabeza a los pies derechos.

La sopanda más característica es la formada por un tablón horizontal de 200 x 70 mm adosada al elemento que pretendemos apear y descansando sobre las cabezas de los pies derechos en todo su ancho. Al igual que el durmiente de un tablón, su ventaja es la buena flexibilidad con que se adapta a las deformaciones del elemento constructivo,



si no son fuertes. Su inconveniente es la limitada capacidad a flexión, que obliga a colocar los pies derechos a pequeñas distancias.

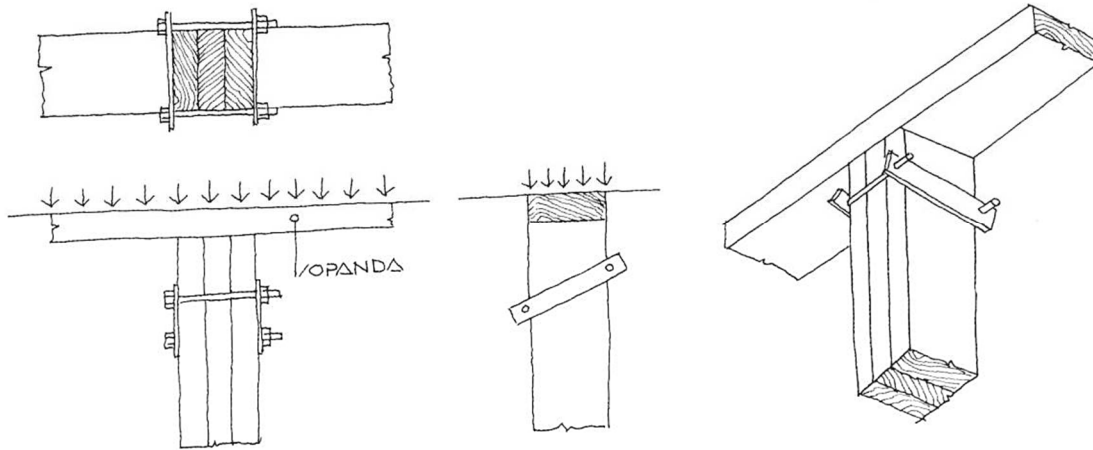


Figura 3.19. Sopandas
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Una primera forma de aumentar la capacidad resistente de la sopanda es la de complementar el tablón horizontal con otro vertical como rigidizador, si bien esa solución obliga a emplear pies derechos de tres tablonos por necesidades constructivas y exige una buena capacidad de ajuste en la cabeza del pie derecho para garantizar la adecuada transmisión de cargas a los tres tablonos que conforman el pie derecho.

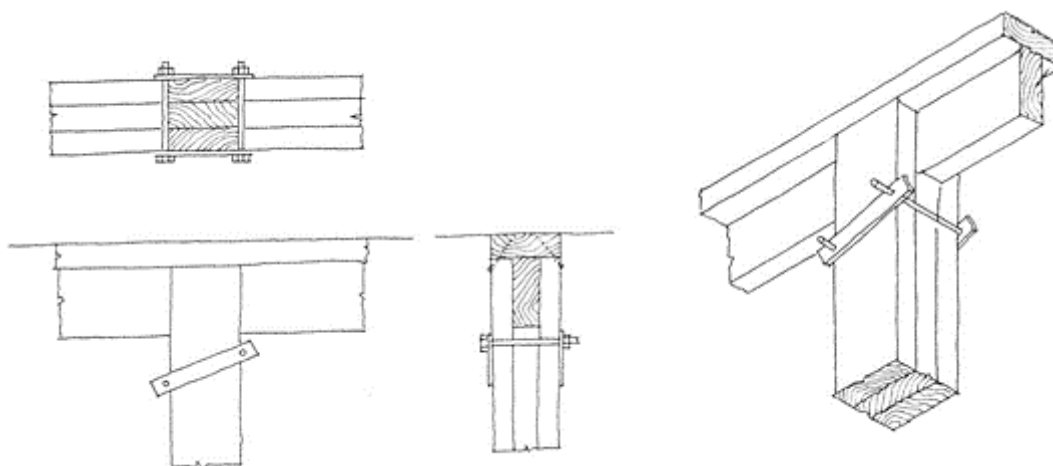


Figura 3.20. Aumento de la capacidad resistente de la sopanda
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos



Otra solución para el incremento de la capacidad de flexión lo constituye la utilización de puentes formados por dos o tres tablones embridados, como pieza de sopanda, confiando la adaptabilidad a la superficie del forjado o elemento a apelar al uso de cuñas suplementarias.

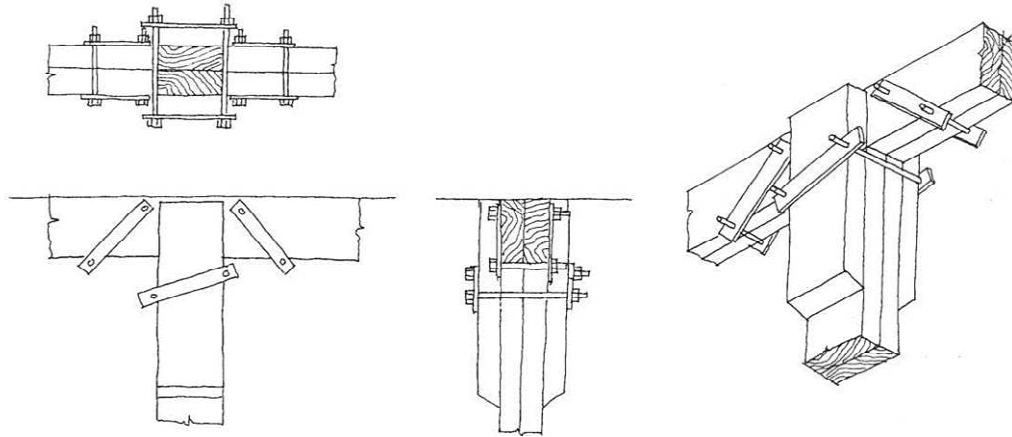


Figura 3.21. Aumento de la capacidad a flexión de la sopanda
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Esta solución se hace imprescindible muchas veces para resolver los problemas de transmisión a través de forjados, en los que la posición del pie derecho venga obligada a estar en la vertical de una bovedilla o, en general, cuando la debilidad del material del forjado en la línea del pie derecho no garantice la transmisión de carga a su través.

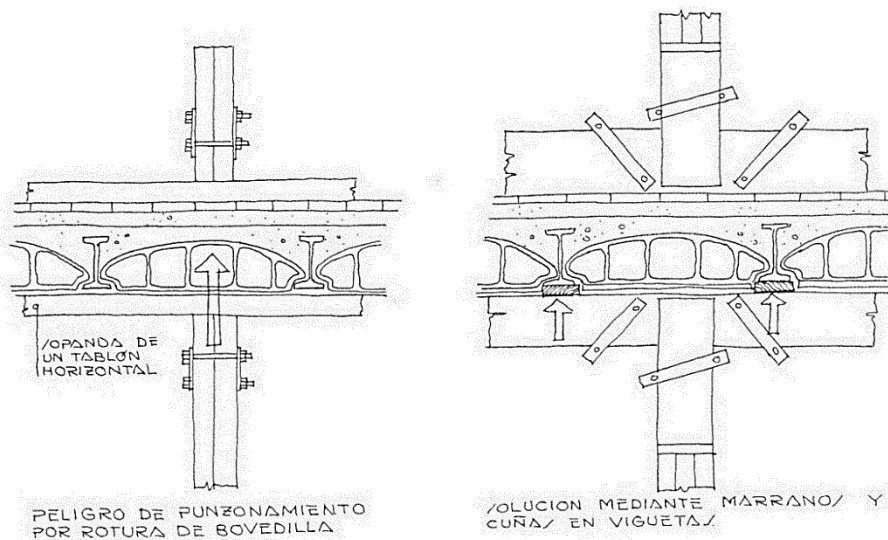


Figura 3.22. Problema de transmisión de carga a través de forjado
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

A menudo es frecuente la necesidad de utilizar sopandas de longitud superior a la de los tablonos disponibles, para lo que se hace preciso disponer correctamente su empalme en zona de apoyo sobre un pie derecho. Esta disposición se resuelve mediante el empleo de una zapata o capitel en el caso de sopanda de un tablón y por acoplamiento a media madera en los de tablonos embridados.

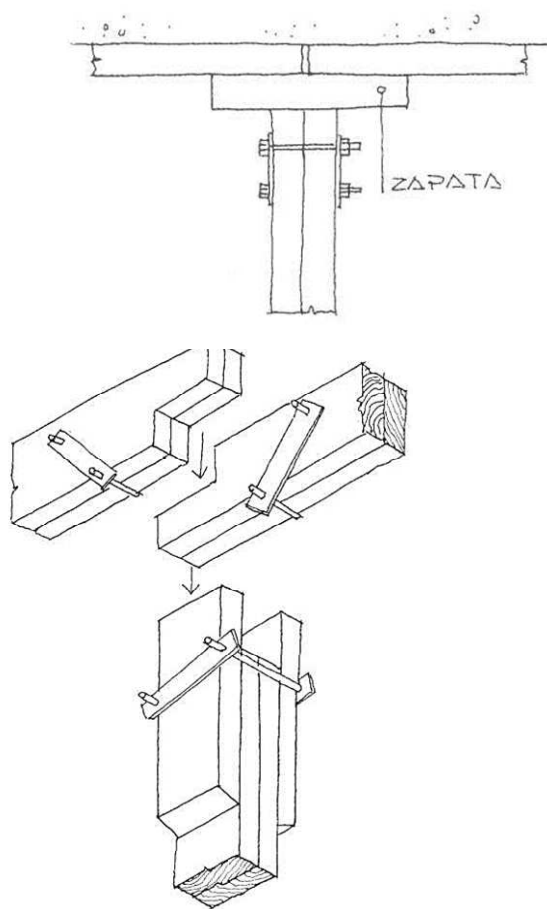


Figura 3.23. Unión de Sopandas
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Otro sistema, aunque ya no tan utilizado, es la utilización de sopandas metálicas de perfiles laminados IPN, IPE, HEB, etc., a los que será necesario contener lateralmente mediante tacos u orejas, así como garantizar el reparto de su carga al pie derecho interponiendo una plancha de acero o mejor, de plomo, entre ambos.



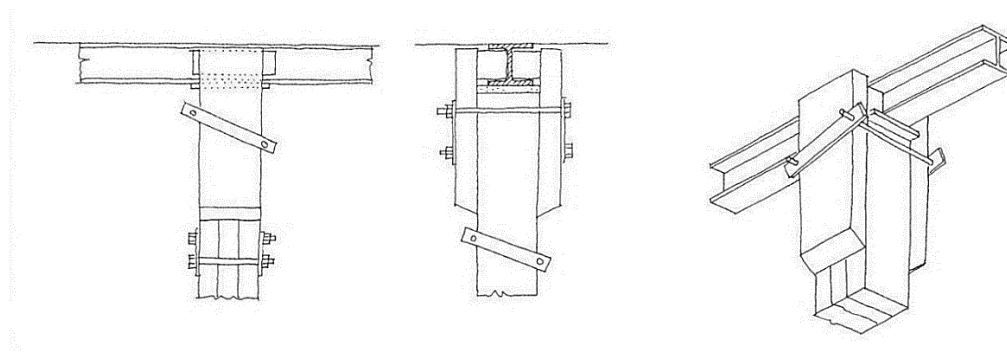


Figura 3.24. Sopandas de perfiles metálicos
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Por último comentar que la colocación de la sopanda exige garantizar la correcta transmisión de cargas entre el elemento apeado y esta. Es frecuente la existencia de considerables deformaciones en el elemento a apear debido a su mal estado, como por ejemplo forjados de piso o vigas de madera flectadas, que obligan a rellenar los espacios vacíos entre ellos y la sopanda. Estos rellenos normalmente se han de ejecutar con acuñados de madera que han de cubrir, al menos, las superficies de los elementos resistentes tales como las viguetas.

En el anexo de cálculo se incluyen, además de los métodos utilizados para el cálculo de las capacidades resistentes de estos elementos, tablas rápidas con los resultados en función de las clases de servicio y duración de la carga ya mencionadas.

3.1.7.4 Tornapuntas

Es la pieza de dirección inclinada cuya función es trasladar las cargas recibidas en su cabeza superior (sean verticales, horizontales o inclinadas) a la cabeza inferior.

Como elemento resistente la tornapunta trabaja a compresión como el pie derecho, igualándose su cálculo al de éste, por lo que le son aplicables tanto la normativa de cálculo a compresión por pandeo (ver anexo de cálculo) como los resultados obtenidos para la capacidad resistente de piezas compuestas por dos, tres o cuatro tablones o tabloncillos, en distintas longitudes y teniendo en cuenta la duración del apeo y clase de servicio.

Si consideramos un tornapunta tipo, con un ángulo de inclinación de 60° respecto al suelo, podemos estimar los esfuerzos a los que puede estar sometido en los dos casos

más frecuentes: tornapunta opuesto al cedimiento vertical de un muro y tornapunta opuesto al vuelco.

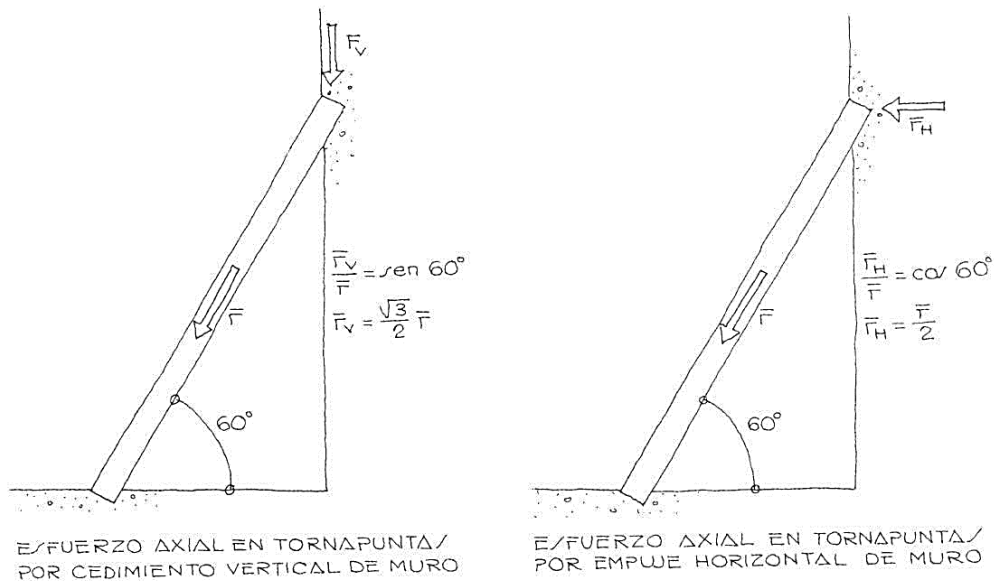


Figura 3.25. Distribución de esfuerzos en tornapuntas
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Así, un tornapunta de tres tablonos y tres metros de longitud atado con seis bridas distanciadas 56 cm, trabajando a la intemperie (clase de servicio 3) y previsto con duración de carga media, sería capaz de soportar un esfuerzo axial (ver tablas rápidas del anexo de cálculo), de 119 kN. Por tanto:

- Capacidad de carga vertical en cabeza: $F_{V60} = F_c \cdot \text{Sen } 60 = 119 \cdot 0,866 = 103,05^* \text{ kN}$
- Capacidad de carga horizontal en cabeza: $F_{H60} = F_c \cdot \text{Cos } 60 = 119 \cdot 0,5 = 59,5^* \text{ kN}$

**Debemos recordar que estos cálculos exigen disposiciones constructivas en las tornapuntas que permitan materializar la hipótesis de cálculo a pandeo, es decir, su condición de pieza sometida a carga axial, biarticulada en sus extremos (ver apartado 1 del anexo de cálculo).*

El principal problema de las tornapuntas en cuanto elemento estructural, lo constituyen sus “puntas”, es decir, la forma concreta constructiva que se adopte en sus extremos para recibir la carga y transmitirla.



Una disposición idónea, desde el punto de vista del elemento en sí, es la de sus extremos cortados perpendicularmente al eje de la tornapunta, con lo que garantizamos su correcta forma de trabajo. Para ello se colocarán trozos de tablón (*muletillas*) recibidos en un hueco practicado en el muro (*mechinal*), que actúen como elemento transmisor entre este y el tornapuntas). Estas piezas se han de colocar perfectamente perpendiculares al eje del tornapuntas, a fin de evitar componentes transversales que tenderían a sacarla de su posición (figura 3.26).

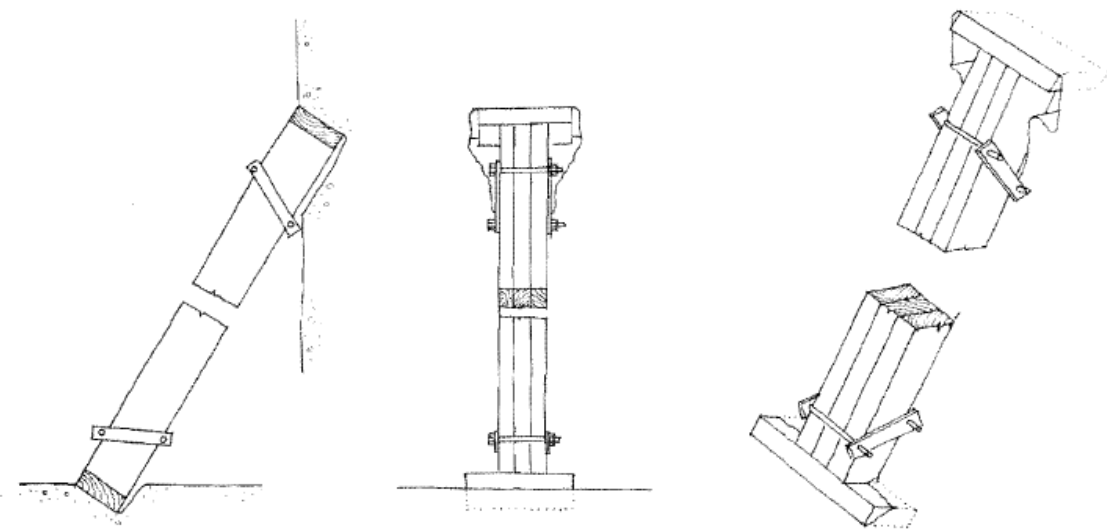


Figura 3.26. Colocación de muletillas para la correcta transmisión de cargas al tornapuntas.
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos.

Sin embargo, el acoplar los elementos constructivos en contacto con la cabeza y base del tornapuntas a las inclinaciones correspondientes, entrañan considerables dificultades que hacen la solución poco viable en muchos casos.

La usual disposición de los elementos constructivos en los edificios, confirmados en planos verticales y horizontales, suele hacer aconsejable buscar soluciones de acoplamiento de los extremos de tornapuntas a esa ortogonalidad, pero siempre teniendo presente la exigencia de huir de las formas de trabajo más desfavorables para la madera y, en especial, la hienda. La siguiente figura muestra una disposición adecuada en cabeza y base de tornapunta que permite transmitir los esfuerzos de ésta mediante componentes ortogonales a las direcciones principales de la edificación.



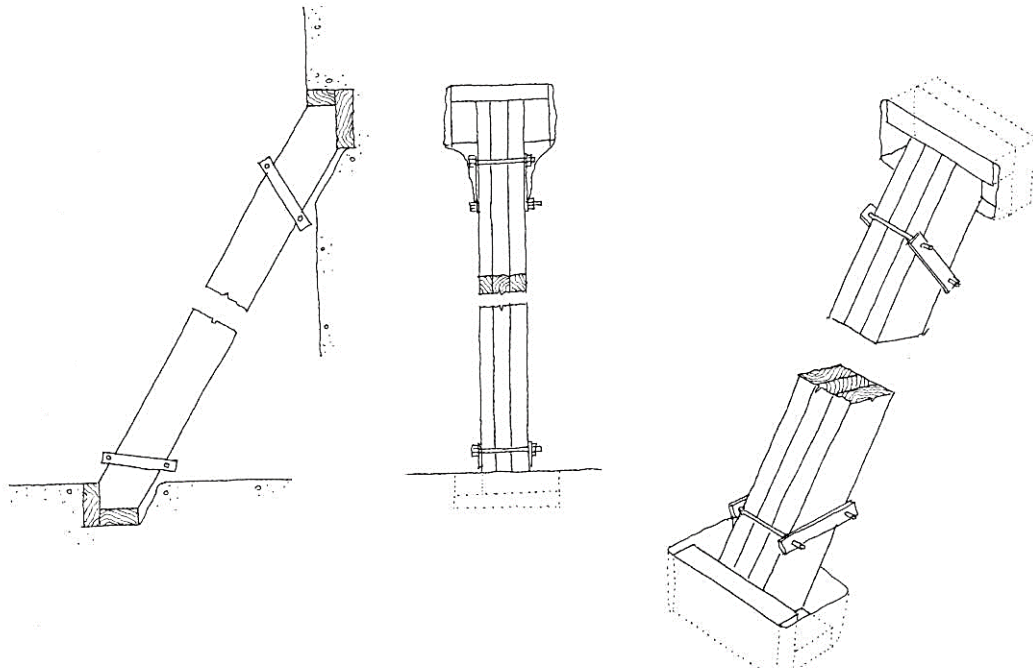


Figura 3.27. Solución para la correcta transmisión de cargas en cabeza y pie de tornapuntas.
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos.

Por desgracia es muy frecuente el uso de disposiciones que son fáciles de resolver constructivamente, pero que implican tan malas condiciones de trabajo para la tornapunta que esta pierde toda capacidad real de carga (figura 3.28), convirtiéndose en un mero decorado simulador de apeo. Por la importancia del tema, vamos a verlo con más detalle a continuación.



Figura 3.28. Apeo de fachada (Lorca 2011)
Fuente. Autor.

Por ejemplo, si tratamos de apear un muro de fachada mediante tornapuntas embarbillados a la viga de apoyo del primer forjado, en la forma indicada en la figura 3.29, la carga vertical F_v transmitida por el muro actuará sobre el corte horizontal de la

tornapunta, generándose un empuje sobre su corte vertical (que habrá que contrarrestar adecuadamente con los elementos constructivos o con medidas de seguridad complementarias) para que la resultante F_i actúe en la dirección axial de la tornapunta.

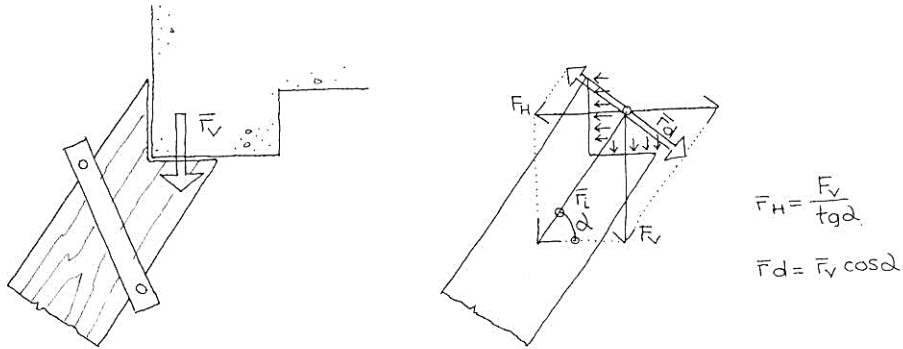


Figura 3.29. Transmisión de cargas en elemento embarbillado
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos.

Existirán dos componentes actuando en dirección perpendicular al eje de la tornapunta y opuestas entre sí que generan un esfuerzo de hienda de valor:

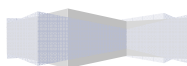
$$F_d = F_v \cdot \cos \alpha$$

La tensión de cálculo a hienda sería, según la norma para su forma de ensayo:

$$\sigma = \frac{F_v \cdot \cos \alpha}{n \cdot b}$$

Donde n es el número de tablones de la tornapunta y b el grueso del tablón. Si consideramos la tornapunta comentada anteriormente, con capacidad de carga axial $F_i = 119$ kN, tendríamos:

$$\sigma = \frac{F_i \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{n \cdot b} = \frac{119 \cdot 10^3 \cdot 0,866 \cdot 0,5}{3 \cdot 70} = 245,37 \text{ N/mm}$$



No obstante, obsérvese que la resistencia característica a tracción perpendicular a la fibra en la clase C18 es de $0,4 \text{ N/mm}^2$ (ver tabla 7, apartado 3.1.3), por lo que es fácil suponer, al compararlo con el resultado obtenido, lo irrisorio que resultaría esperar que el tornapuntas pudiese hacer frente a esta forma de trabajo.

Una solución admisible sería en todo caso la de la figura 3.30, la cual transforma los componentes perpendiculares al eje del tornapuntas en esfuerzos de compresión normales a las fibras.

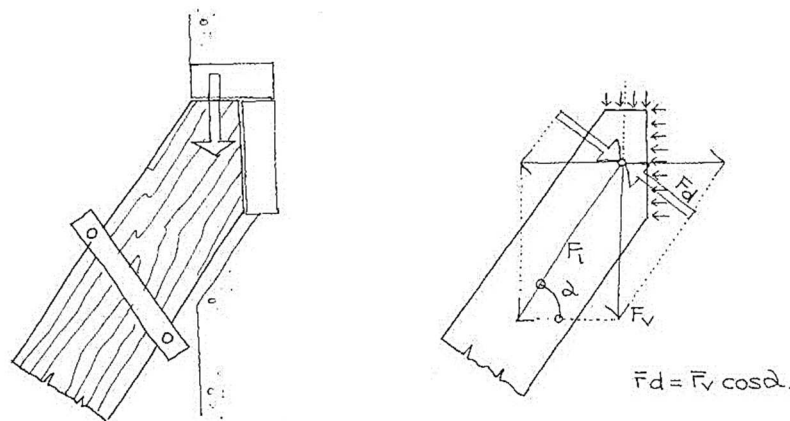


Figura 3.30. Solución para correcta transmisión de cargas en tornapuntas
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos.

Cuando sea imposible adoptar la disposición de la figura anterior (hecho frecuente en los casos en que es peligroso ejecutar un cajeado en el muro con la suficiente profundidad para alojar las muletillas) podemos acudir a una solución como la de la figura 3.31, en la que el efecto del embarbillado de la tornapunta favorecedor de la hienda se contrarresta mediante la colocación de una brida lo más próxima posible al extremo, en forma tal que sus tornillos queden perpendiculares al plano de formación de la hienda. Para ello será preciso realizar taladros en las pletinas de las bridas que permitan garantizar la colocación mostrada en la figura.



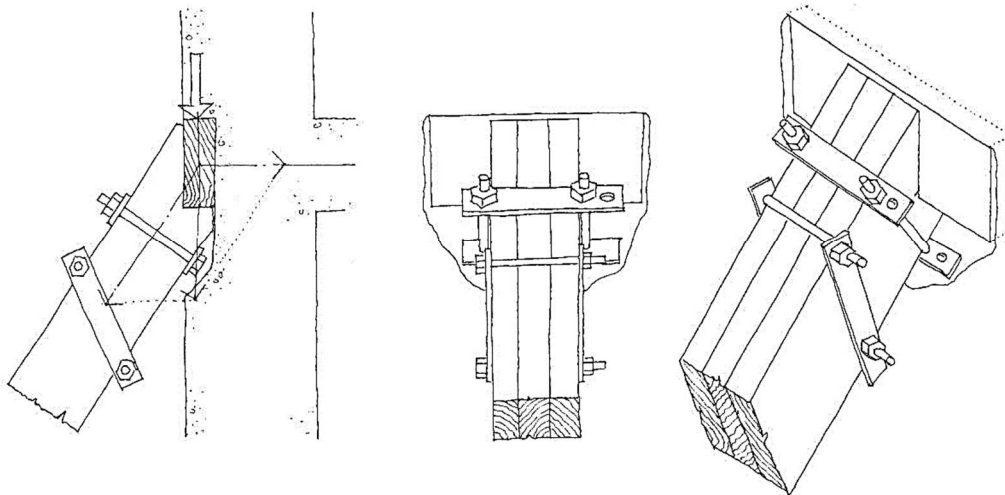


Figura 3.31. Solución ante problema de hienda
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos.

Al igual que en el caso de los pies derechos, la capacidad de carga de un tornapuntas suele estar limitada por la de las piezas que en sus extremos reciben la carga y la transmiten. En las soluciones representadas en las figuras anteriores, los trozos de tablón que se acoplan al muro trabajan a compresión perpendicular a sus fibras, por lo que podemos considerar que su capacidad de carga es la misma que la analizada para los durmientes en el apartado 2 del anexo de cálculo. Consecuentemente, si sus longitudes son tales que permiten distribuir el reparto de cargas como en el caso analizado para los durmientes, podremos emplear el cuadro de cálculo rápido (tabla A1.10) establecido para éstos. Por todo ello, la capacidad de carga de las tornapuntas no podrá sobrepasar la capacidad de las piezas a que acomete en sus extremos.

Así pues, para el caso que venimos utilizando de tornapunta de tres metros, la colocación de tablonés de reparto normales a su eje apenas limitaría su capacidad de carga ligeramente ya que estos admiten hasta 101 kN en esa posición de trabajo frente a los 103 kN que admitiría el tornapuntas en su componente vertical.

Si la disposición en su entrega al muro es la de las figuras 3.30 o 3.31, habrá que calcular la limitación de la capacidad de carga del tornapuntas a partir de las componentes normales a las piezas en que apoya y las superficies reales de contacto de la tornapunta con ellas, con arreglo a lo visto sobre el cálculo a compresión de durmientes.



Si se precisa evitar las disminuciones de la capacidad de carga del tornapuntas que puedan venir determinadas por la escasa resistencia de estas piezas, o por su escasa rigidez, para asegurar que las presiones que a su vez transmite a la construcción se repartan adecuadamente, habrá que acudir a elementos metálicos similares a los de las figuras 3.32 y 3.33.

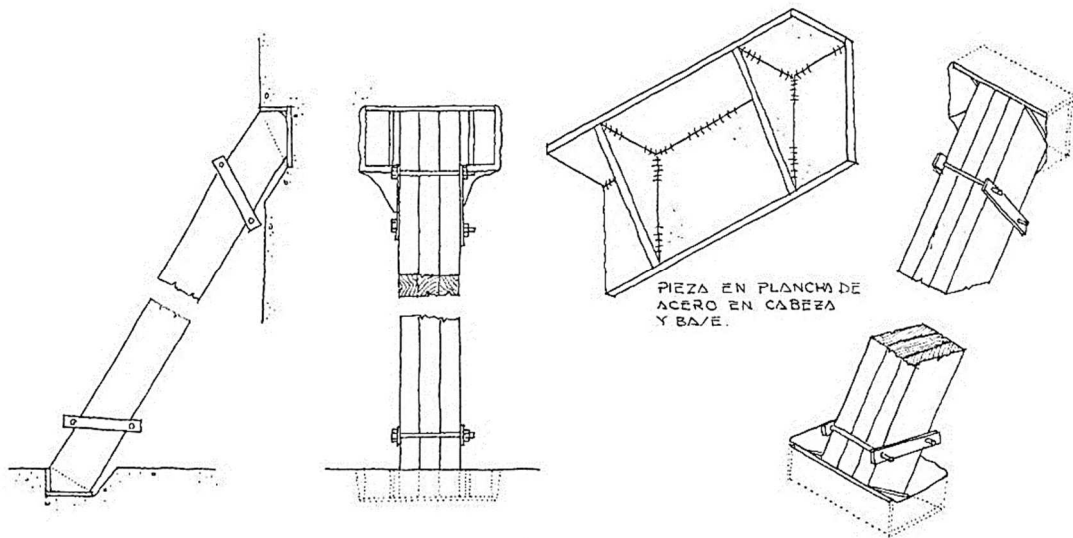


Figura 3.32. Solución con elemento de acero en cabeza y base del tornapuntas
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos.

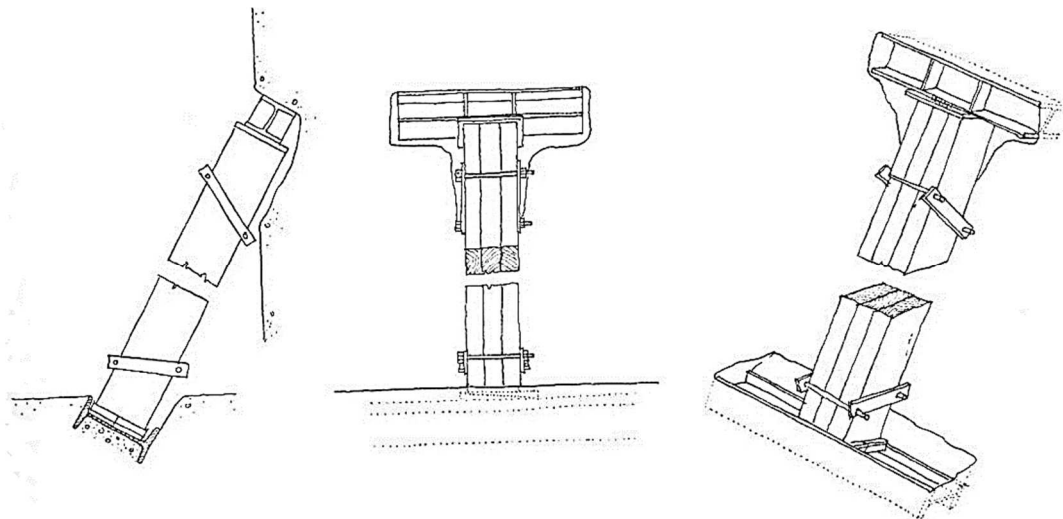


Figura 3.33. Solución con elemento de acero en cabeza y base del tornapuntas
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

A veces, la configuración de los elementos constructivos a apelar exige acudir a piezas metálicas a fin de evitar la hienda. Así, para eludir la situación descrita en la *figura*

3.29, y cuando no podamos establecer el tornapunteado simétrico (al no ser, por ejemplo, accesible uno de los lados del elemento a apear) (fig. 3.34), puede recurrirse a piezas similares a la de la figura 3.35 o a refuerzos metálicos de la cabeza de la tornapunta que contrarresten los efectos de hienda.

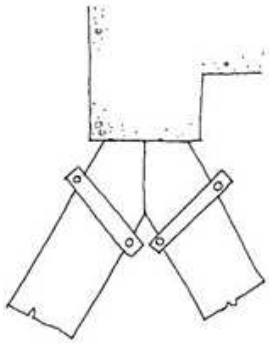


Figura 3.34. Tornapunteado Simétrico
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

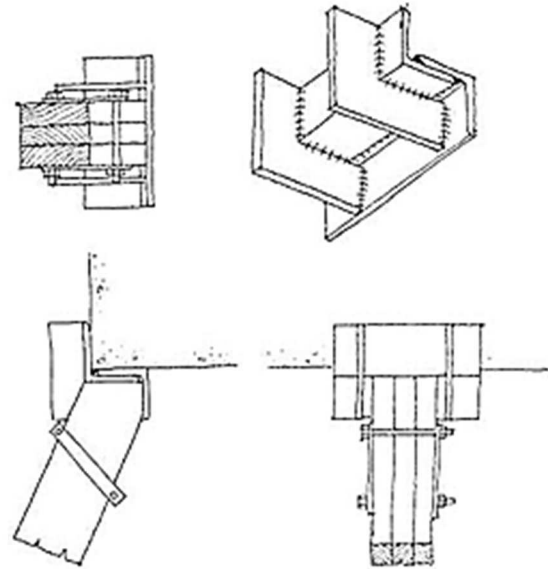


Figura 3.35. Solución a hienda con elementos metálicos en cabeza de tornapuntas
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Por último, cabe subrayar la importancia que tiene, al emplear tornapuntas, analizar cómo se canalizan las fuerzas horizontales que generamos con su utilización, a fin de evitar descuidos que pueden crear problemas de seguridad aún más graves que los que tratamos de solucionar con el apeo. Así, en los tornapuntas de muros de fachada, necesitamos que la componente horizontal sea contrarrestada por el forjado o por elementos estructurales del edificio capaces de absorberla, pues en caso contrario estaríamos haciendo trabajar al muro a flexión, para lo que no está preparado. Para ello, debe cuidarse que el punto de encuentro del eje del tornapuntas con la resultante de las cargas del muro coincida, aproximadamente, en el eje de las viguetas del forjado o de la estructura transversal a la que pretendemos canalizar la componente transversal, evitando provocar momentos desestabilizadores en el muro, jácena, etc.



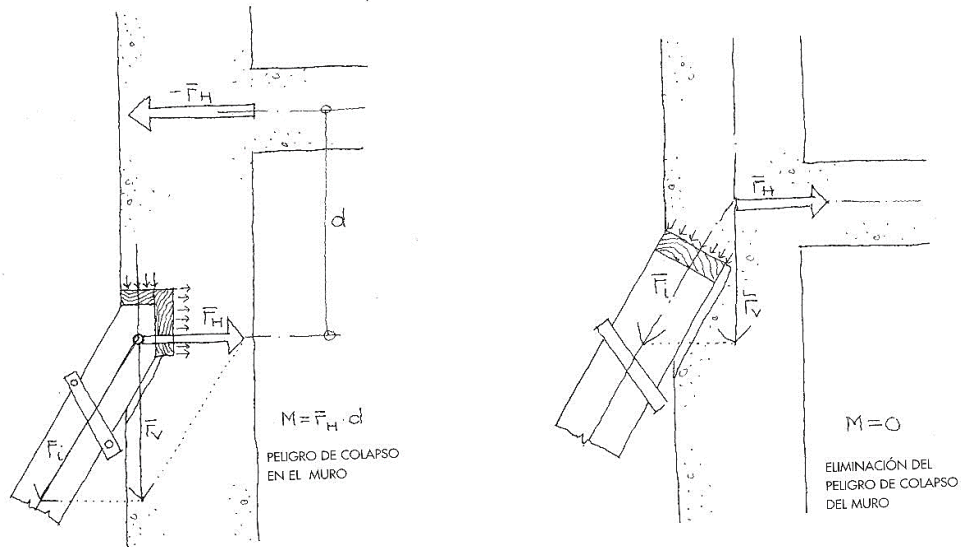


Figura 3.36. Correcto encuentro de tornapuntas a nivel de forjado
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Igual atención hay que poner con el contrarresto de la componente horizontal en la base de los tornapuntas. En la práctica este es un aspecto donde suelen concentrarse numerosos fallos. En el interior de las edificaciones, el contrarresto suele efectuarse mediante codales que transmiten la componente horizontal a elementos constructivos, tales como bases de pilares, muros o simples tabiquerías (fig. 3.37). Es fundamental tener en cuenta que se trata de esfuerzos que, dada su dirección horizontal y su cuantía, son difícilmente absorbibles por esos elementos de la construcción, por lo que estamos obligados a realizar las comprobaciones pertinentes.

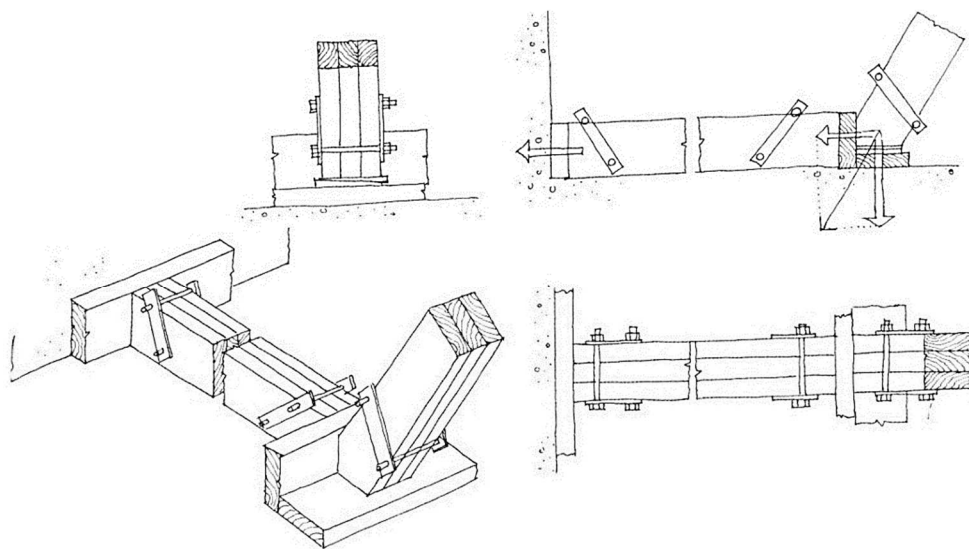


Figura 3.37. Transmisión de esfuerzos horizontales a elementos constructivos
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos



Un recurso para los casos de imposibilidad de acodamiento en disposiciones de tornapuntas simétricos consiste en acudir a la utilización de piezas tirante que contrarresten la componente horizontal de un tornapuntas con la de su opuesto. Su ejecución puede hacerse con tirante metálico (como veremos más adelante) o con madera, bien mediante ejiones clavados o atornillados, o bien mediante ejecución de embarbillados o marranos.

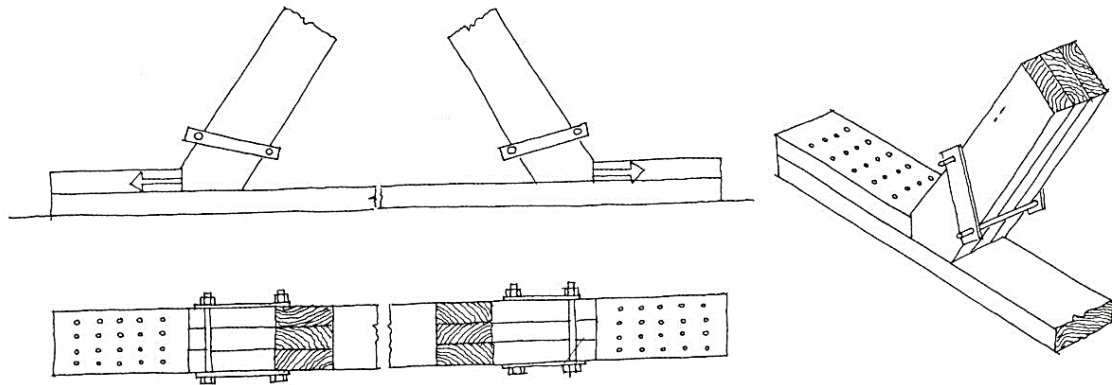


Figura 3.38. Solución a la transmisión de esfuerzos horizontales mediante ejiones clavados
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

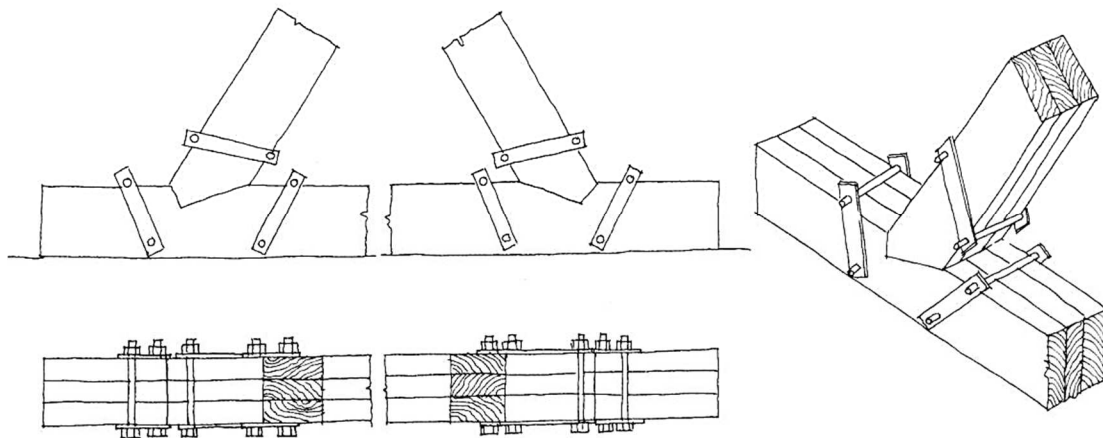


Figura 3.39. Solución a la transmisión de esfuerzos horizontales mediante embarbillado
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

En este último caso, hay que tener en cuenta que el embarbillado en la base de la tornapunta transmite a la pieza tirante la componente horizontal, originándole tensiones de compresión y de cortante en la zona del cogote. Para aprovechar la

capacidad resistente, la longitud del cogote y la profundidad del embarbillado deberán guardar la proporción indicada en la figura 3.40.

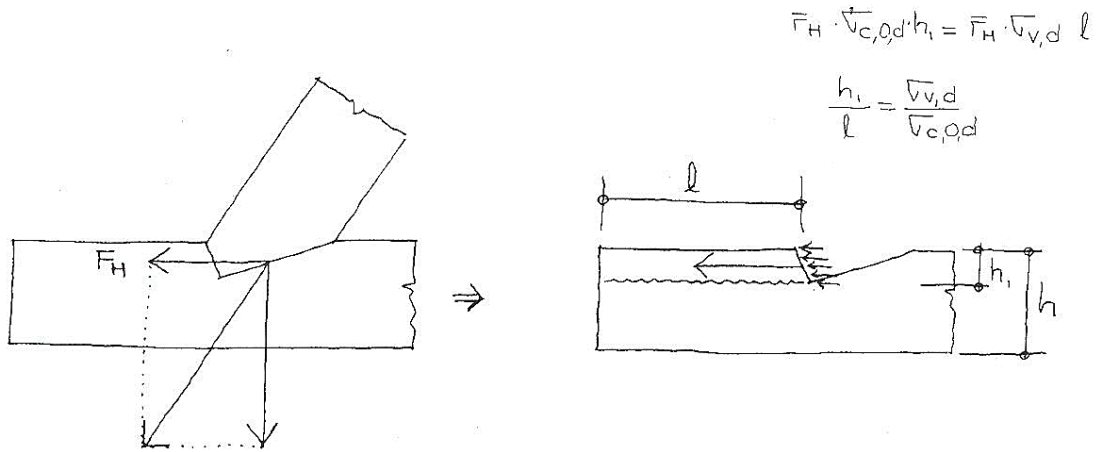


Figura 3.40. Esfuerzo cortante en embarbillado
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Otras soluciones consisten en entregar la base de los tornapuntas a resaltos que puedan existir en la cimentación del edificio, o recurriendo a construir cimentaciones de hormigón armado a propósito para este fin.

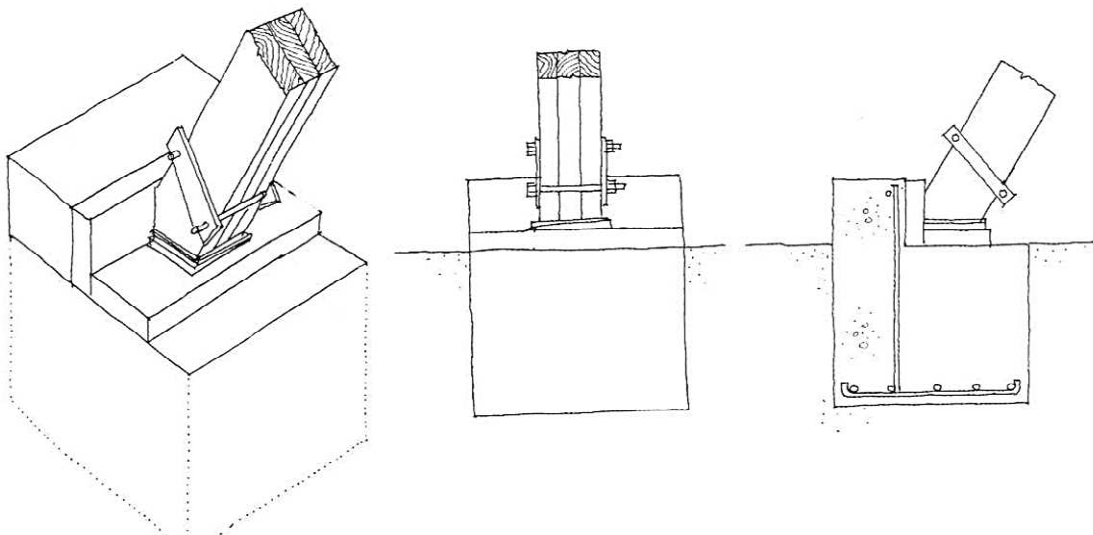


Figura 3.41. Transmisión de esfuerzos al terreno
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos



También podemos cajar el terreno disponiendo tablonces de reparto a él tanto en su plano vertical como en el horizontal, en forma similar a la indicada en la siguiente figura.

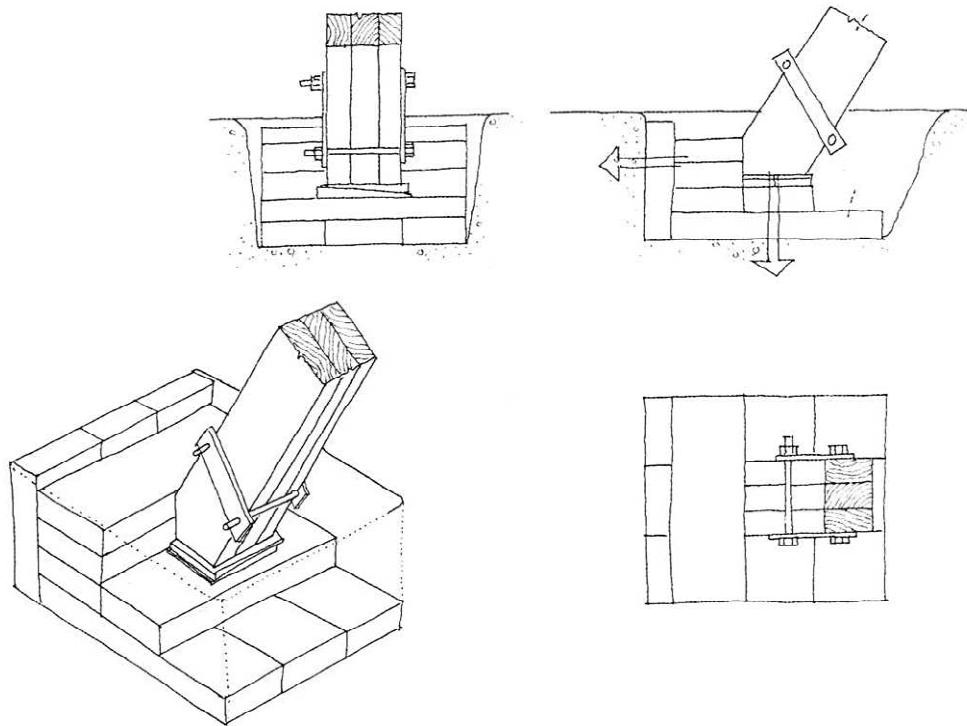


Figura 3.42. Transmisión de esfuerzos al terreno
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Cuando el tornapuntas descansa sobre soleras, aceras, calzadas, etc., tendremos que analizar cada caso concreto, atendiendo a las cargas a transmitir y a la capacidad resistente de los elementos constructivos en que podemos apoyarnos, buscando variantes sobre los casos ya presentados.



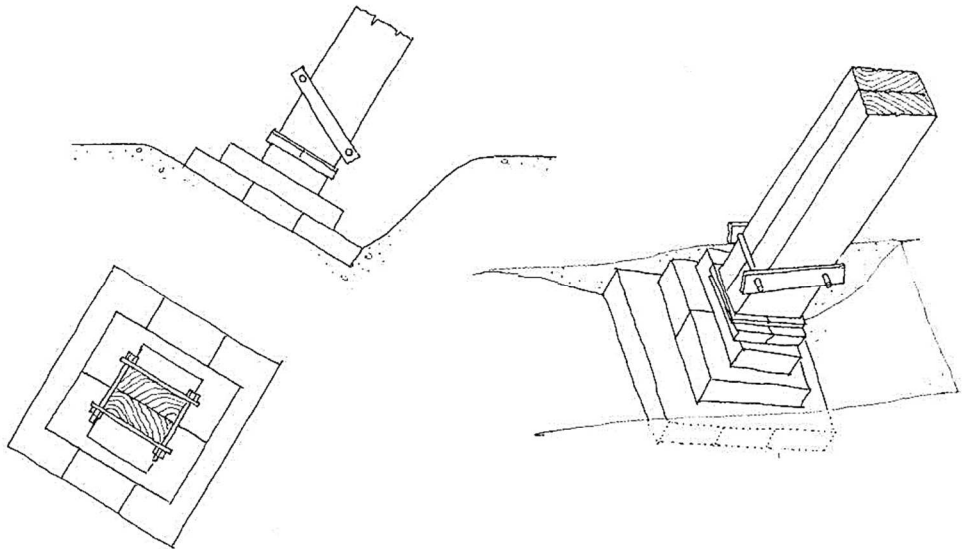


Figura 3.43. Transmisión de esfuerzos al terreno
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

En el caso en que los tornapuntas apoyen directamente sobre el terreno y se trate de cargas moderadas, podemos acudir a establecer base de reparto normales al eje del tornapuntas, siempre que garanticemos la ortogonalidad entre esta y el corte del terreno. El reparto de presiones podemos realizarlo bien mediante pirámides de tablonés (fig. 3.43) o con rigidizadores metálicos (fig. 3.44)

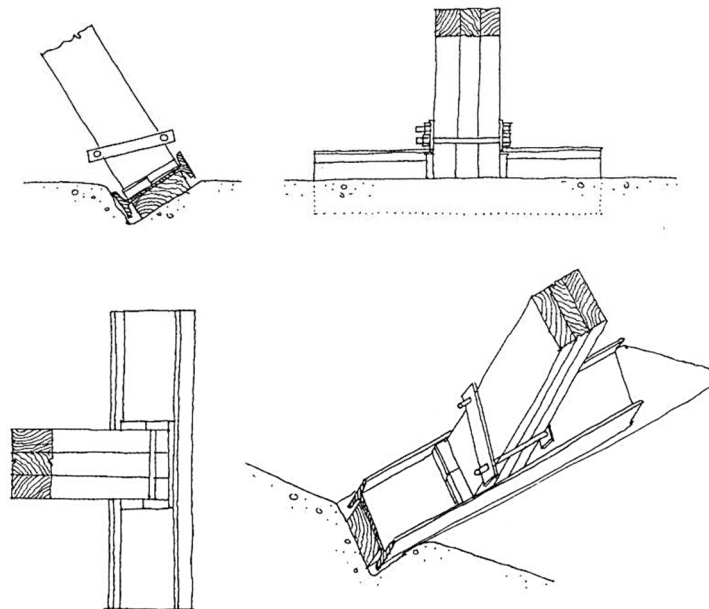


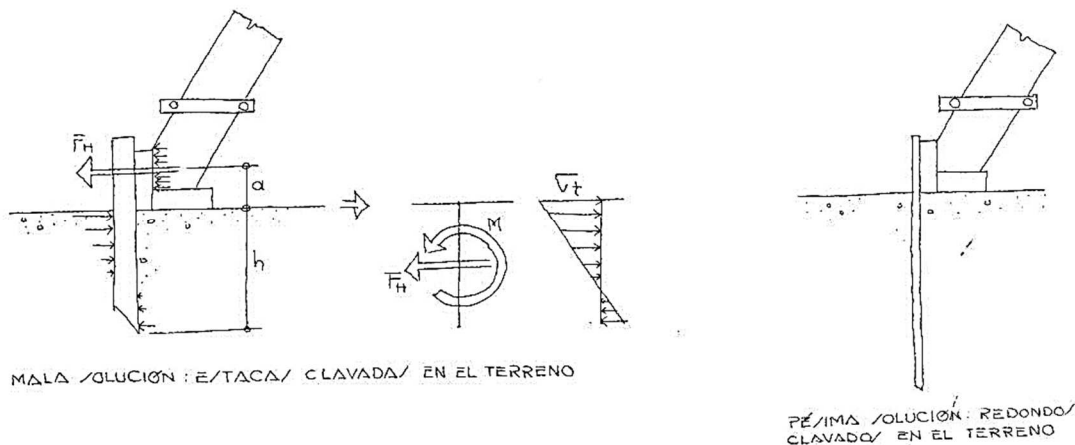
Figura 3.44. Transmisión de esfuerzos al terreno
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos



Por último debemos destacar los problemas que plantea uno de los elementos tradicionales usado en apeos para contrarrestar las componentes horizontales en bases de tornapuntas: la estaca clavada en el terreno y, por extensión, la barra de acero como sustituta. Es frecuente en las publicaciones sobre apeos ver reproducidas diversas imágenes de disposiciones complejas de tornapuntas que, finalmente, confían a una modesta estaca de madera, de no más de 30 cm de penetración en el suelo, la misión de transmitir a éste dicha componente, evitando el deslizamiento del tornapuntas.

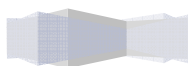
Si consideramos una estaca formada por un tablón de 200 x 70 clavado en el terreno una longitud de 40 cm (dimensiones generosas comparadas con las que se ven en la realidad) con la disposición reflejada en la *figura 3.45*, el esfuerzo horizontal transmitido por el tornapuntas que hemos venido contemplando para los ejemplos, de capacidad de carga axial de 119 kN e inclinación de 60° respecto a la horizontal, sería de:

$$F_H = F_T \cdot \cos 60 = 119 \cdot 0,5 = 59,5 \text{ kN}$$



*Figura 3.45. Malas soluciones de transmisión de esfuerzos al terreno
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos*

Si el contacto del tornapuntas con el tablón vertical tiene una superficie (S) de $3 \cdot 70 \cdot 130 = 27.300 \text{ mm}^2$, la capacidad de dicho tablón, a trabajar en dirección perpendicular a sus fibras sería:



$$F_{c,90} = S \cdot f_{c,90,d} = 27300 \cdot 2,4 = 65,52 \text{ kN}$$

Que no limita la capacidad de carga del tornapuntas antes determinada, por lo que el empuje actuante sobre la estaca, la somete a un momento flector, en su sección a ras de suelo, de valor:

$$M = F_{c,90} \cdot a = 30,5 \cdot 13,5 = 412 \text{ kNcm}$$

Que provocará en la estaca una tensión de:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W_y} = \frac{412}{163} \cdot 10 = 25,3 \text{ N/mm}^2$$

W_y = ver tabla 12 (apartado 3.1.5)

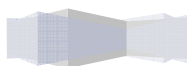
Muy superior a los 9 N/mm² de resistencia de cálculo que sería lo aceptable según la tabla 11 del apartado 3.1.4. Ello nos obligaría a usar una estaca de escuadría especial, muy superior a las empleadas en apeos, con las consiguientes dificultades para su inca.

Pero aún es peor el problema de la capacidad del terreno para absorber el esfuerzo transmitido por la estaca. La tensión en su superficie sería:

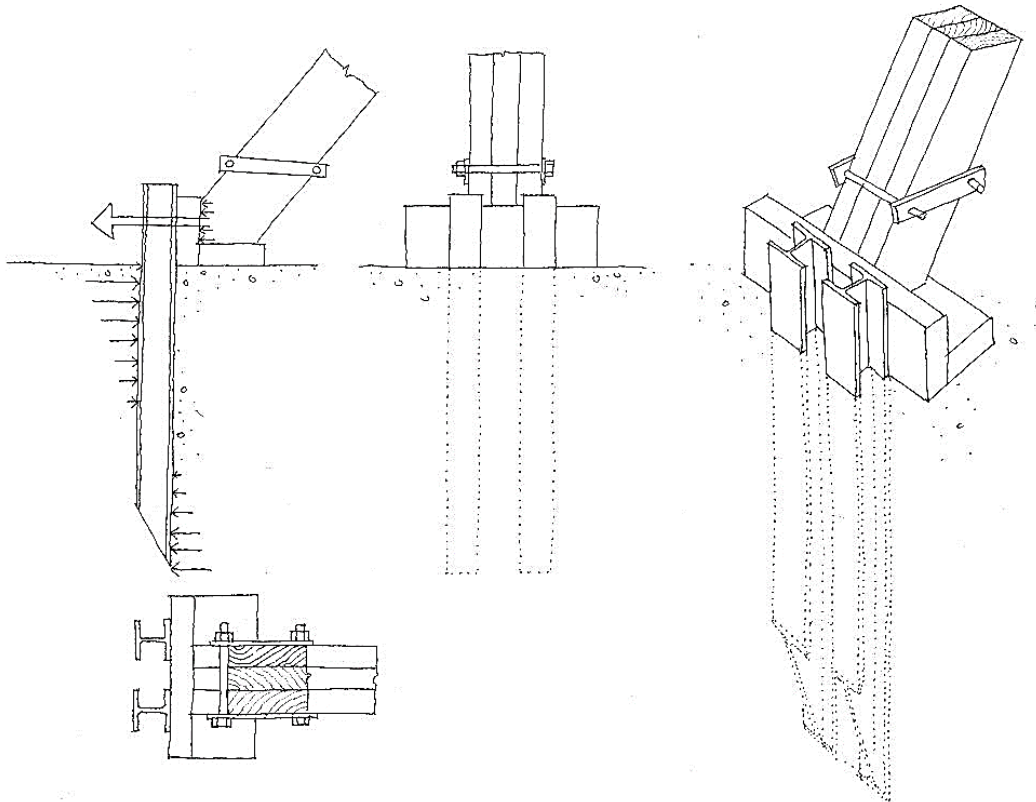
$$\sigma_t = \frac{F_{c,90}}{h \cdot b} + \frac{F_{c,90} \left(\frac{h}{2} + a \right)}{b \frac{h^2}{6}} = \frac{30,5 \cdot 10^3}{400 \cdot 200} + \frac{30,5 \cdot 10^3 \left(\frac{400}{200} + 135 \right)}{200 \frac{400^2}{6}} = 2,26 \text{ N/mm}^2$$

muy superior a la capacidad resistente de cualquier terreno.

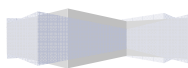
Si lo calculado refleja la inviabilidad de las estacas, está de más refutar el uso de redondos clavados en el terreno, dado que su menor inercia y superficie de apoyo vertical arrojarían resultados disparatadamente mayores que los calculados por



mucho que profundizásemos en su penetración en el terreno, al margen de que su deformabilidad no permitiría mantener las hipótesis de cálculo que hemos manejado. En algunos casos de situaciones de emergencia, como los que a veces se producen por el vaciado de terrenos entre medianerías, donde sea conveniente evitar las demoras que producirían la realización de zanjas para la preparación de las bases de tornapuntas, puede ser aconsejable acudir al clavado de perfiles metálicos (fig. 3.46) con la ayuda de alguna máquina disponible de las obras de vaciado (pala excavadora...). Con la disposición de la figura, empleando perfiles HEB100 clavados hasta una profundidad de un metro, las tensiones superficiales en el terreno estarían cercanas a los $0,7 \text{ kN/cm}^2$.



*Figura 3.46. Solución de transmisión de esfuerzos al terreno mediante clavado de perfiles metálicos
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos*

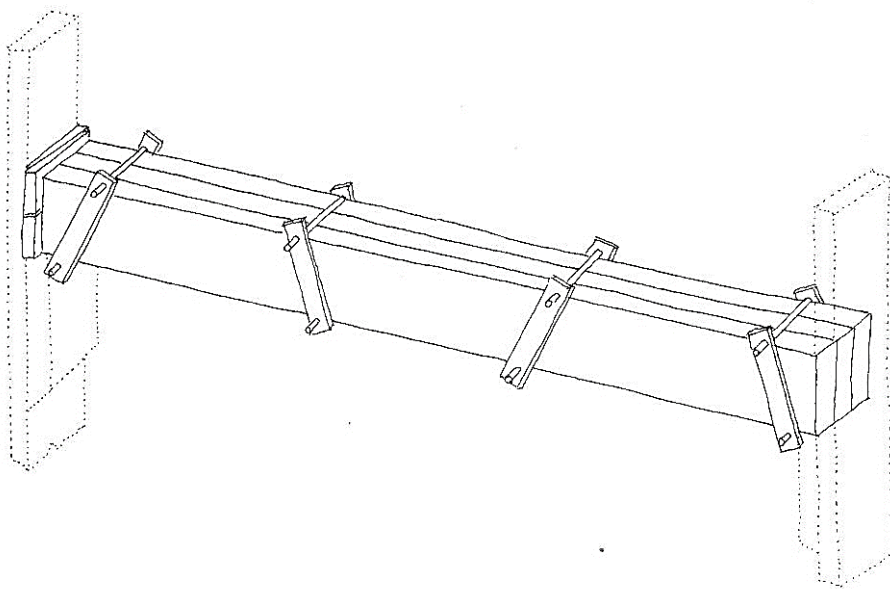


3.1.7.5 Codal

El codal es la pieza de apeo que, colocada horizontalmente, impide la aproximación de dos elementos constructivos entre sí, trabajando por tanto a compresión.

Tanto por su construcción como por su forma de trabajo es la pieza equivalente a un pie derecho, pero con posición horizontal. Trabaja a compresión como el pie derecho, igualándose su cálculo al de éste, por lo que son aplicables tanto la normativa de cálculo a compresión con pandeo, (ver anexo de cálculo), como los resultados obtenidos para la capacidad resistente de piezas compuestas por dos, tres o cuatro tablones o tabloncillos, en distintas longitudes y teniendo en cuenta la duración del apeo y clase de servicio (tablas A1.3, A1,4 y A1,5).

Por su posición de trabajo, habrá que tener en cuenta la importancia de las piezas de ejión sobre las que gravitan, no sólo convenientes para su puesta en obra, sino imprescindibles para que la merma de la madera no haga posible la caída del codal, por lo que habrá que dimensionarlo adecuadamente a tal fin.



*Figura 3.47. Codal de tablones embridados
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos*



3.1.7.6 Jabalcón

Es la pieza de dirección inclinada cuya función principal es la de conducir una carga recibida en uno de sus extremos al otro extremo, al igual que en el caso de las tornapuntas, si bien aquí, la recepción y la entrega se realiza a puntos intermedios de piezas del propio apeo, como pueden ser sopandas o pies derechos.

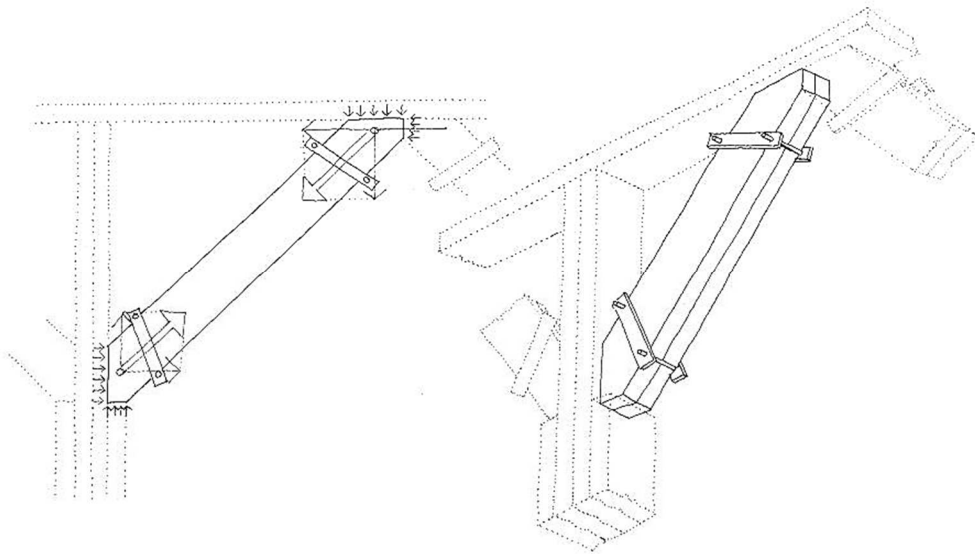


Figura 3.48. Jabalcón
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Como elemento estructural, trabaja a compresión, por consiguiente, al igual que el tornapuntas, le son aplicables tanto la normativa de cálculo a compresión con pandeo como los resultados obtenidos para la capacidad resistente de pies derechos de dos y tres tablonos en distintas longitudes y con casos de aplicación teniendo en cuenta la clase de duración de carga y la clase de servicio (ver anexo de cálculo).

Para el mejor aprovechamiento de la capacidad de carga del jabalcón es preciso evitar disposiciones que limiten su capacidad de carga. Especialmente conveniente es evitar aquellas que no tienen en cuenta la diferencia de tensiones admisibles en función de la disposición de las fibras o que facilitan la hienda en lugar de evitarla.



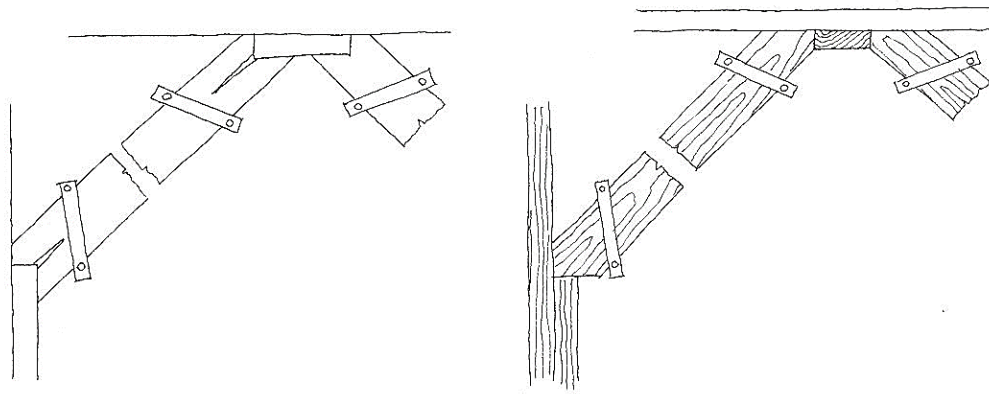


Figura 3.49. Jabcón. Encuentros Incorrectos
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

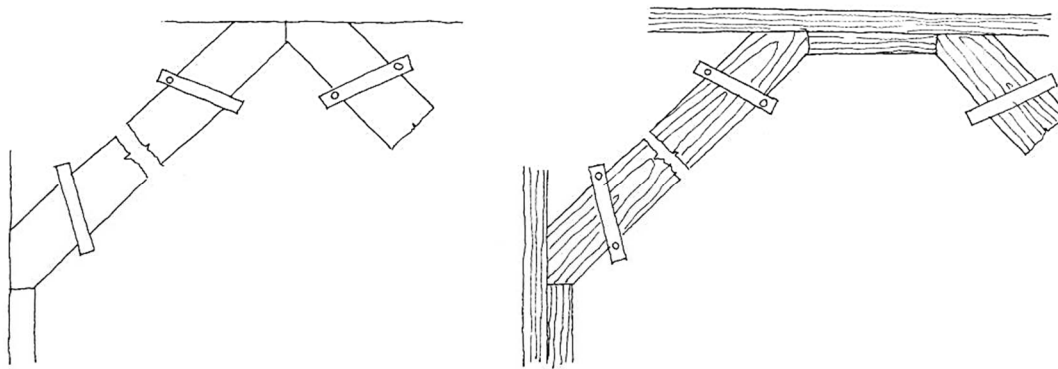
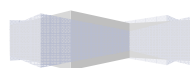


Figura 3.50. Jabcón. Encuentros correctos
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Es preciso cuidar el correcto contrarresto de los esfuerzos horizontales provocados en las juntas de los jabcónes. Es corriente el error de disponer hileras de pies derechos jabcónados en los que el esfuerzo horizontal provocado por un jabcón queda contrarrestado por la fuerza opuesta de su simétrico, obviando el problema de la falta de contrarresto en jabcónes extremos lo que provocaría la flexión de los pies derechos en tales extremos. El problema ha de resolverse con la introducción de codales o de sistemas de atirantado.



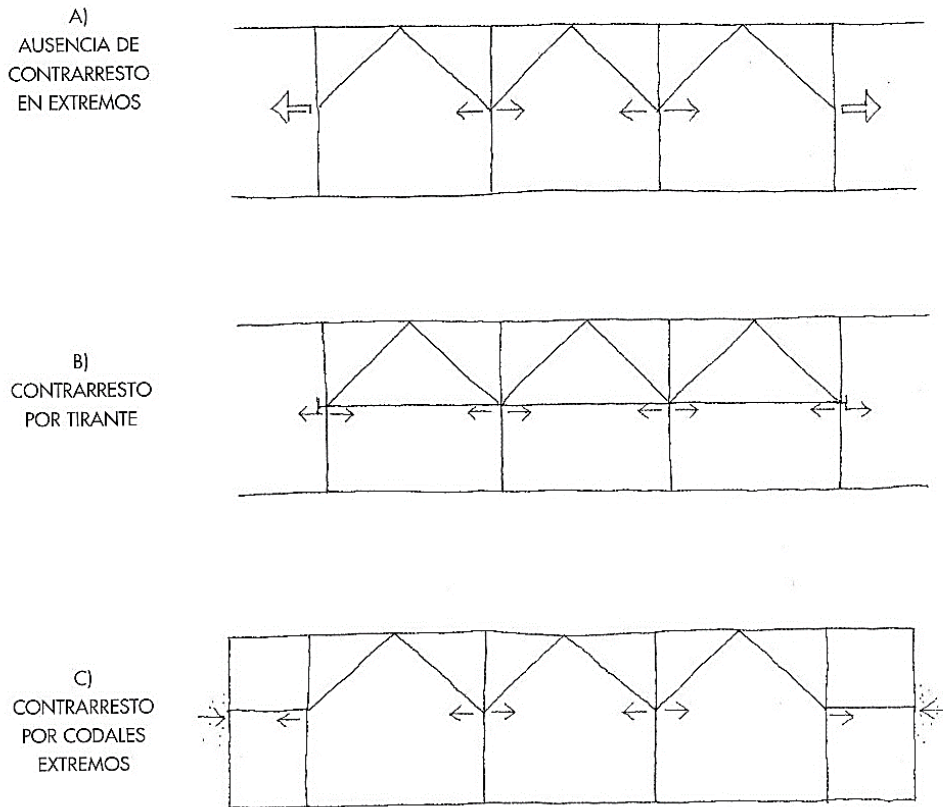
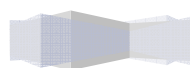


Figura 3.51. Sistemas de contrarresto en extremos de sistemas jabalconados
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

3.1.7.7 Riostra

Es la pieza de apeo encargada de mantener en posición sus elementos fundamentales resistentes, evitando los desplazamientos perpendiculares a los ejes.

La disposición normal de las riostras en apeos es la formación de aspas de tabloncillos de 15 x 5 cm entre elementos consecutivos, tales como pies derechos o tornapuntas, estableciéndose así una triangulación teóricamente indeformable que permite sostener la hipótesis de que las piezas arriostradas pueden calcularse como piezas a compresión con pandeo, cuyos extremos tienen impedidos los desplazamientos laterales haciendo admisible su asimilación a articulaciones (fig. 3.53)



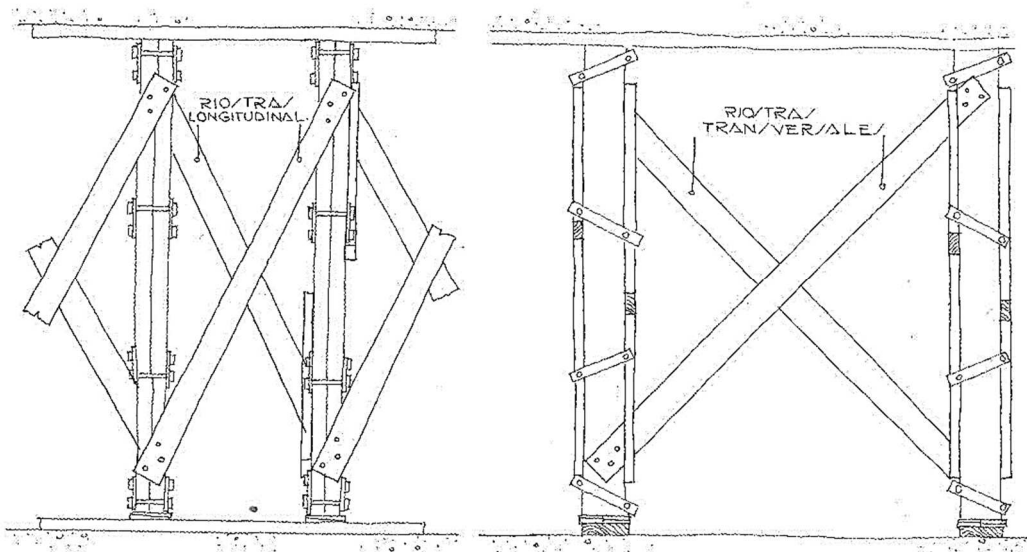


Figura 3.52. Riostras
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Las dificultades de paso generadas por los arriostramientos suelen resolverse limitando la colocación de las aspas en la zona superior del apeo, lo que, si bien en rigor no ata las bases, deja suficientemente posicionados los pies derechos.

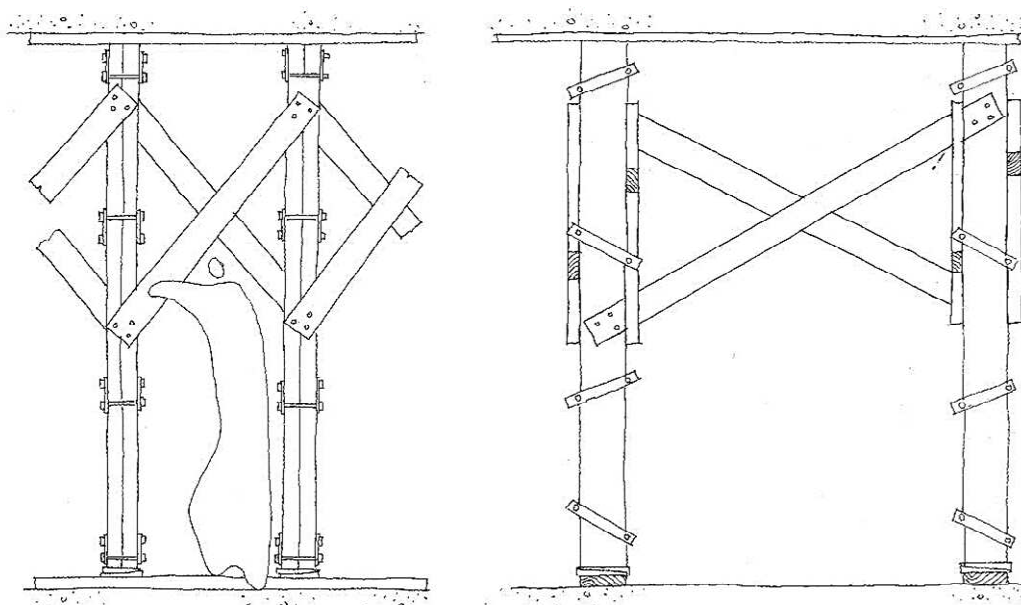
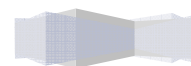


Figura 3.53. Riostras en zonas de paso
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos



Uno de los errores más frecuentes en apeos es realizar el arriostamiento únicamente en la dirección de la línea de apeo, dejando sin arriostar la dirección perpendicular, con lo que dejan de cumplirse, en caso hipotético de un apeo que se prolongase en el tiempo, las condiciones de cálculo que fijan la necesidad de impedir todo desplazamiento en cabezas, además de provocar un peligro real de caída de la línea de apeo, ya que al mermar la madera se produce el destensado, quedando lateralmente en equilibrio inestable, con resultado de abatimiento de toda la línea, hecho este verificado en múltiples casos reales.

En este sentido, el replanteo previo de pies derechos debe tener en cuenta la necesidad de enfrentar los correspondientes a líneas de apeo paralelas a fin de poder ejecutar el arriostamiento entre ellas. Si bien puede ser excesivo el arriostamiento en cada pie derecho consecutivo de dos líneas, al menos deberá realizarse cada dos pies derechos, garantizando la clavazón del no arriostado en sopanda y durmiente a fin de que éstos cumplan una función similar.

La ausencia de arriostado transversal es sumamente frecuente en los casos de existencia de una única línea de apeo. En este caso conviene recurrir a algún sistema que asegure la inmovilidad de cabezas y bases de pies derechos, como puede ser el uso de tabloncillos horizontales transversales que actúen a modo de codal sobre elementos constructivos del edificio.

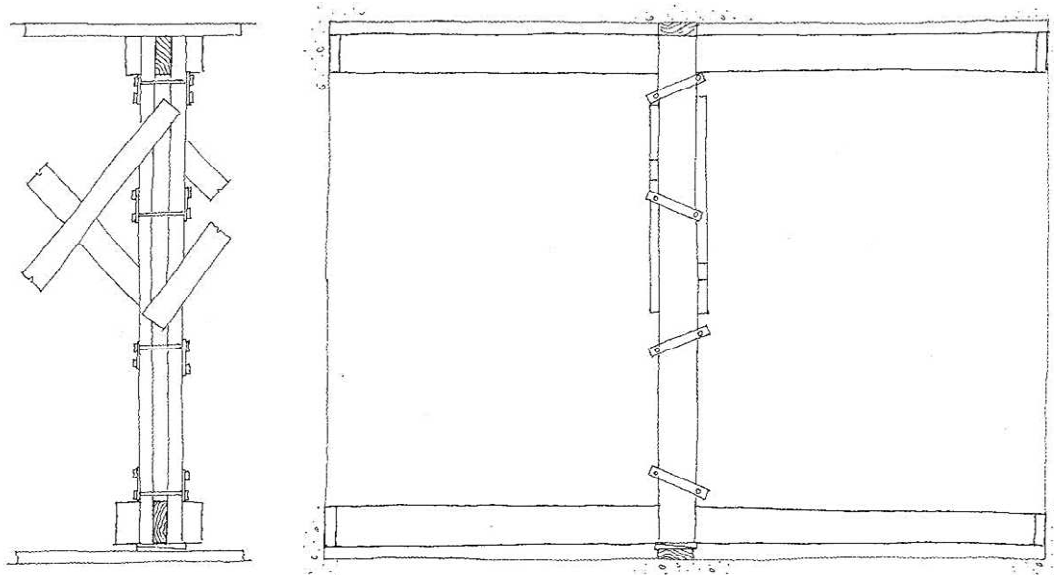


Figura 3.54. Acodalados en sustitución de riostras
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

En cualquier caso, previendo la posible prolongación del apeo en el tiempo, no está de más el impedir la posibilidad del abatimiento del apeo por merma de la madera. Un sistema recurrente consiste en coartar el movimiento en cabeza del pie derecho mediante trozos de tabloncillo fijados a las viguetas del propio forjado o bien con trozos de angular. En cualquier caso los elementos de contención lateral unidos al forjado no deben fijarse al apeo para evitar que este quede colgado al producirse la merma. De esta forma, si el apeo no recibe las necesarias atenciones de conservación y se destensa, al menos quedará en posición "a la espera", lo que, **sin ser garantía de eficacia**, siempre mantiene un dispositivo de seguridad del que careceríamos en caso de abatimiento de la línea de apeo (fig. 3.56).

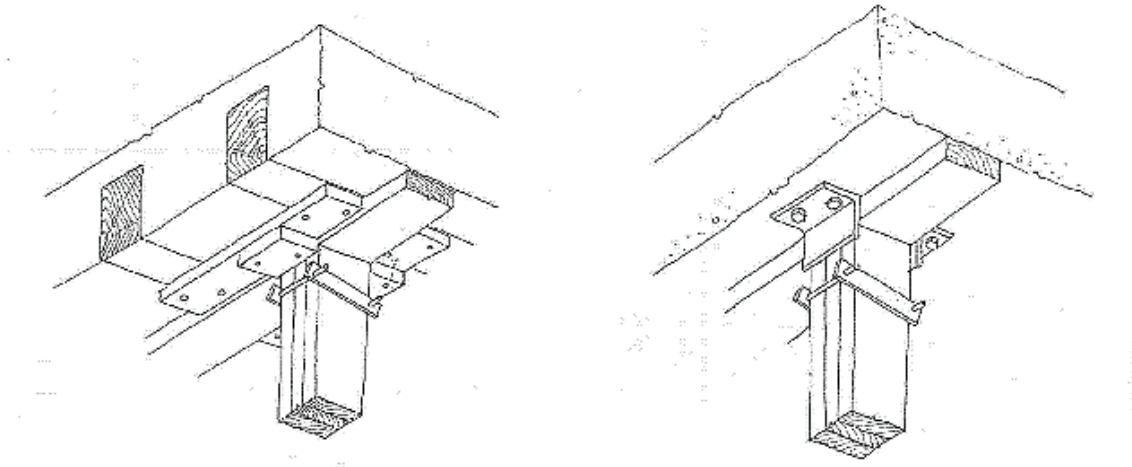
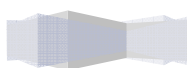


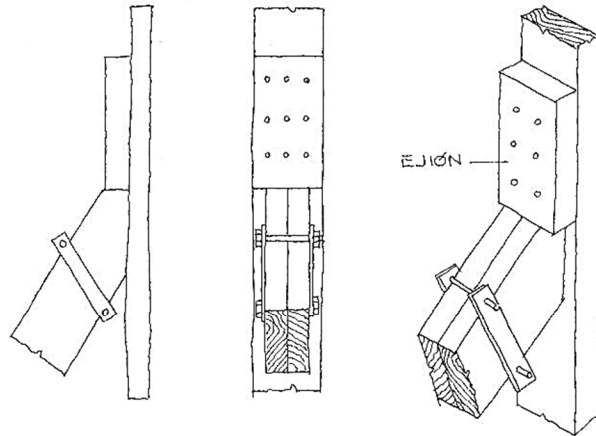
Figura 3.55. Fijaciones en cabezas de pies derechos
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

3.1.7.8 Eji3n

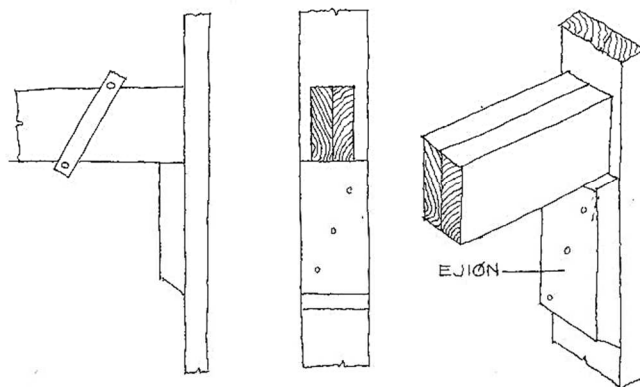
Es la pieza que cosida a un elemento de apeo sirve como tope, apoyo o contenci3n de un segundo elemento que acomete al primero. El c3lculo de los ejiones es el de los elementos de uni3n que unen estos con el elemento resistente.



EJIÓN EN TOPE DE TORNAPUNTA



EJIÓN EN TOPE DE CODAL



EJIÓN EN TOPE DE CODAL Y TORNAPUNTA

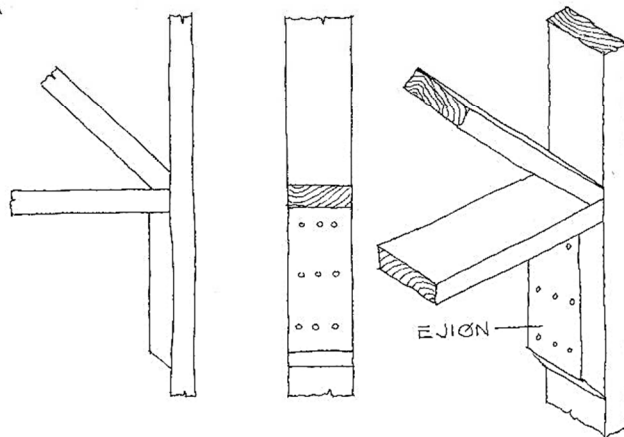
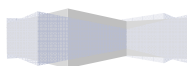


Figura 3.56. Ejiones
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

3.1.7.9 Oreja

Es la pieza complementaria constituida normalmente por un trozo de tablón, cuya misión es la de coartar el movimiento lateral y el giro de piezas tales como puentes, agujas, etc.



Para garantizar su eficacia, la brida de fijación deberá colocarse lo más cerca posible al elemento a coartar, dejando al menos, 30 cm de longitud de oreja a partir de la brida en la zona de unión al elemento al que va fijada.

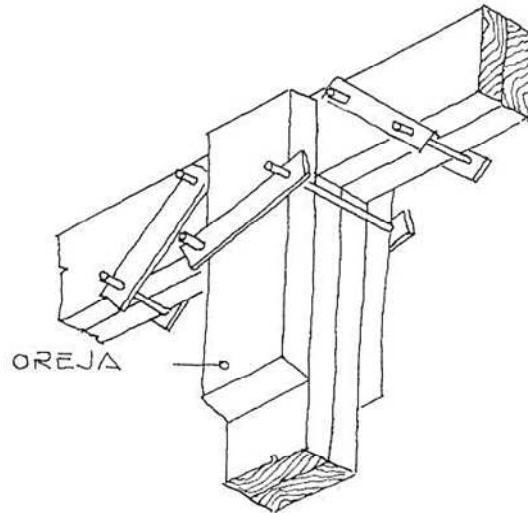


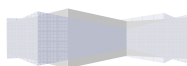
Figura 3.57. Oreja
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

3.1.7.10 Tirante

Es la pieza estructural de apeos de madera a la que suele confiarse la absorción de los esfuerzos de tracción de cierta entidad, siendo frecuente en los casos de apeos jabalconados, dobles tornapuntas contrapuestos o de empujes horizontales de cubiertas.

Tirante metálico

El tirante más sencillo puede componerse con las pletinas taladradas de las bridas tipo y trozos de varilla roscada soldados a varillas de acero, o bien sustituyendo las pletinas de las bridas por elementos más rígidos como trozos de UPN taladrados, capaces de absorber esfuerzos de tracción de mayor importancia. También puede recurrirse a reforzar las pletinas con trozos de tablón.



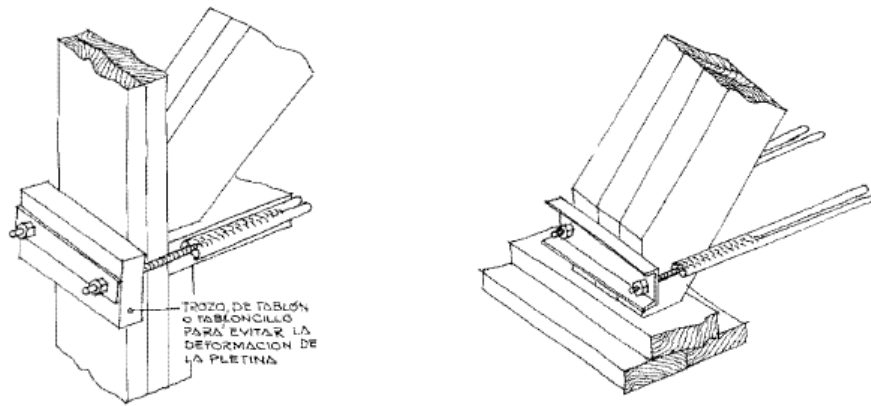


Figura 3.58. Tirante metálico
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Tirante de madera

En el apartado dedicado a tornapuntas ya vimos algunas disposiciones de tirantes de madera empleando uniones mecánicas, para contrarrestar los esfuerzos horizontales en sus bases cuando se utilizan pares de tornapuntas contrapuestas (figuras 3.38 y 3.39). Otra disposición recurrente es la de esfuerzos horizontales originados en jabalcones contrapuestos. El problema general se reduce a buscar disposiciones de piezas de madera compuestas que permitan que el esfuerzo de tracción se transmita en el centro de su sección, como puede ser la que refleja la siguiente figura.

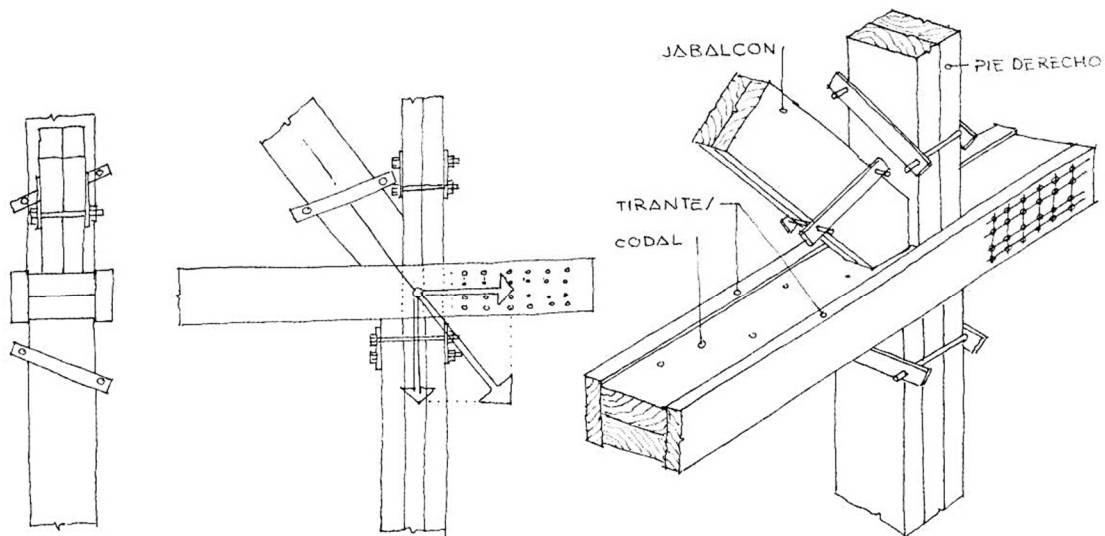
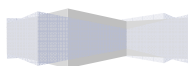


Figura 3.59. Tirante de madera
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos



3.1.7.11 Vela

Vela es la pieza que, colocada verticalmente, recibe cargas horizontales, transmitiéndolas a los puntos en que es acometida por otros elementos estructurales de apeo (tornapuntas, codales, jabalcones, etc.). Su forma de trabajo es a flexión, frecuentemente combinada con esfuerzos de tracción o compresión.

Normalmente está constituida por uno, dos o tres tablones verticales, acoplados a los elementos estructurales que la acometen mediante ejiones o embarbillados. Las cargas puede recibirlas bien directamente del elemento constructivo a apeo (muro de fábrica u hormigón, etc.), o bien por intermedio de entablados que realizan una primera contención del elemento apeado (casos de contención de tierras, muros disgregados de adobe o tapial, etc.).

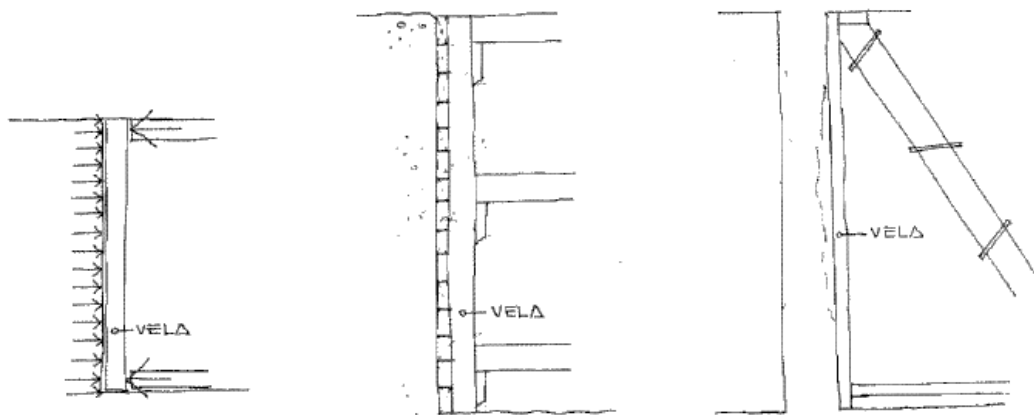


Figura 3.60. Velas. Tipos.
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Una vez más cabe remarcar la importancia del estricto conocimiento de las formas de trabajo de los elementos que componen un apeo. Es necesario observar y tener presente que una incorrecta ejecución puede no hacer funcionar el sistema de la manera más óptima. Véase como ejemplo el caso que muestra la figura 3.61, donde la sección media inferior de las velas no estaría trabajando correctamente en caso de que se solicitase algún tipo de carga.





Figura 3.61. Velas en Lorca
Fuente: Autor

3.1.7.12 Cuñas

El uso de cuñas tiene por objeto ajustar los elementos de apeo, tales como pies derechos, tornapuntas o codales, entre las partes constructivas sobre las que ha de actuar dicho elemento. En el montaje del apeo se procede al "acuñado" mediante la colocación contrapuesta de las cuñas, golpeándolas sucesivamente con cuidado hasta que el elemento quede ajustado con la ligera presión que es suficiente para quedar en posición sin que sea posible moverlo con las manos, momento en el que se dice que está "templado". A continuación se introduce un clavo por cuña par su inmovilización.

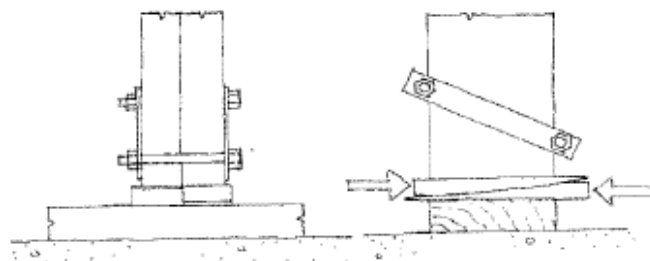


Figura 3.62. Acuñado
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos



Como ya hemos comentado, en los casos de apeos prolongados en el tiempo, la merma de la madera, si bien en la dirección longitudinal de las piezas es de pequeña entidad, conlleva un “destemplado” de los mismos por acortamiento de sus elementos, que debe ser corregido mediante revisiones periódicas, procediendo al desmontaje de clavos en cuñas, al nuevo “templado” y a su posterior fijación.

En ocasiones es una práctica usual el no empleo de cuñas, dando una ligera demasía al tablón para que quede presionado. Este modo de ejecución repercute en la introducción de fuertes golpes para la colocación de las piezas, que pueden ser peligrosos para el elemento a apearse.

Otro factor a tener en cuenta es el uso de cuñas inaceptables por su material o bien por su forma o dimensiones. Una cuña de madera que sea de inferior resistencia a la del durmiente supone reducir la capacidad de carga de éste. Unas dimensiones escasas, insuficientes para abarcar en todo momento (incluso en sucesivos templados) la sección del elemento resistente, lo que implica minorar su capacidad de carga, al igual que sucede si una forma es deficiente (por ejemplo, cuñas de distinta inclinación) o una colocación inadecuada, dejando intersticios o huecos que merman la sección eficaz de transmisión de esfuerzos.

El resultado de ello es que las cuñas observadas en múltiples apeos reales constituyen el elemento más débil de la cadena de elementos que lo conforman, disminuyendo la capacidad resistente global y, lo que es peor, sin ser conscientes de ello al no ser una cuestión normalmente controlada. Consecuentemente, al usar las cuñas debemos exigir:

- Calidad de la madera superior a la de los restantes elementos del apeo.
- Forma y dimensiones adecuadas para garantizar una superficie de transmisión igual o superior a la sección del elemento que acuan.



3.2 Apuntalamientos Metálicos

3.2.1 Puntales telescópicos tradicionales de acero

El puntal telescópico es uno de los recursos tradicionales más utilizados en la ejecución de apeos. El más convencional está constituido por dos tubos de acero de distinto diámetro, cada uno de los cuales lleva en un extremo una placa cuadrada taladrada de reparto, cuyo lado oscila alrededor de los 15 cm. El tubo de menor diámetro se desliza por el interior del mayor, disponiendo de unos taladros equidistantes para alojamiento de un pasador, cuya función es la de servir de tope con el tubo de mayor diámetro, en forma tal que la altura total del puntal queda definida, en principio, por la posición del taladro elegido para introducir el prisionero (perno, espiga o pasador). El tubo de mayor diámetro dispone de una rosca en su extremo, en la que se acopla un manguito roscado con asas (o palancas abatibles, según modelo) cuya misión es la de permitir el ajuste fino de la altura del puntal y su entrada en carga, ya que al girarlo presiona sobre el pasador, elevando el tubo de menor diámetro.

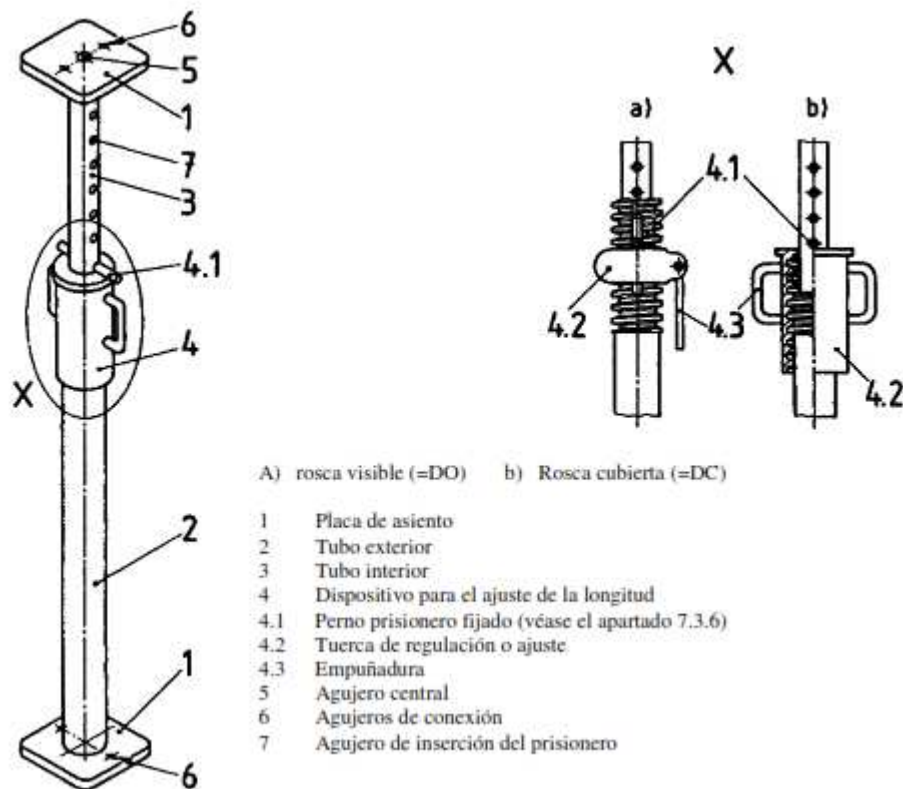


Figura 3.62. Puntal telescópico de Acero
Fuente. Norma Une 1065:1999

La capacidad resistente de los puntales telescópicos es muy variada, dependiendo, por un lado, del diámetro y espesor de los tubos con que se ha construido, y por otro, de la altura de montaje. Se comercializan normalmente dos tipos de puntales que se conocen por el diámetro del tubo mayor, que normalmente son de 48 mm o de 60 mm, fabricándose a su vez cada uno de ellos para distintos tramos de longitudes, de forma que es factible poder montar puntales telescópicos en alturas comprendidas entre unos 1,7 m y 6 m. Los más comunes pueden ser reconocidos por su color, siendo estos:

- Amarillos: disponen de rosca cubierta, regulador de altura y pasador. Existiendo de dos alturas, unos que van de 3,50 a 5 m y otros de 2,20 a 3,80 m.
- Verdes: disponen de rosca y pasador, y son extensibles desde 1,65 a 3,05 m.

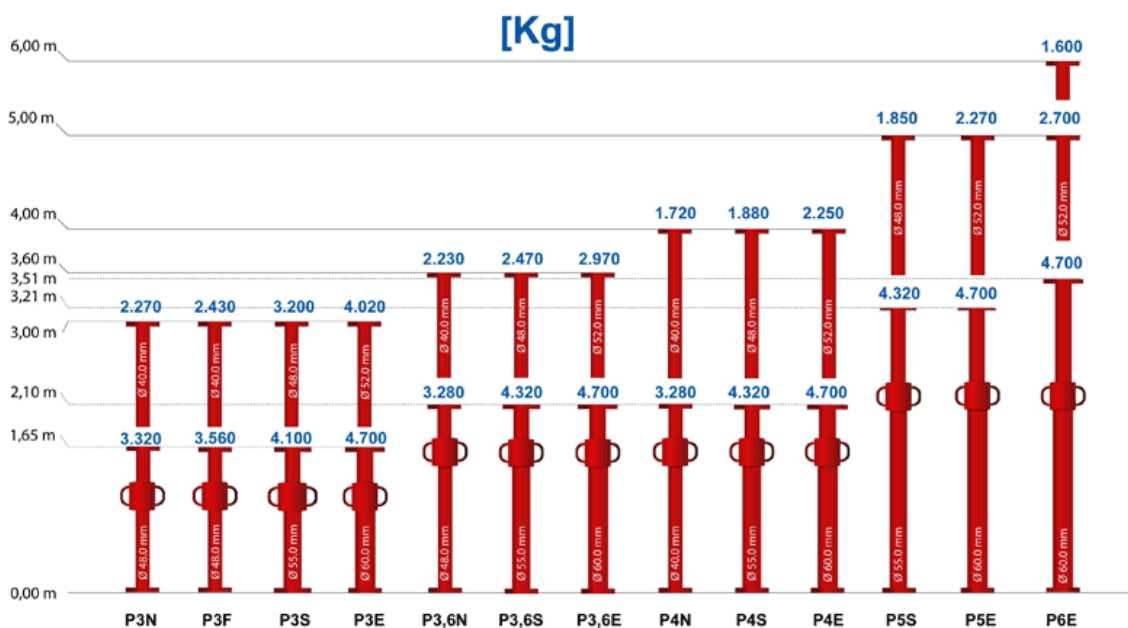
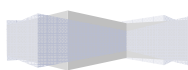


Figura 3.63. Cargas de rotura para puntales telescópicos
Fuente. Www.rahso.com

Los datos son de cargas de rotura para puntales nuevos, aplomados y con carga vertical centrada. Para cargas de uso, se aconseja trabajar con coeficiente de seguridad mínimo 2, ó 2,5.

De igual modo la capacidad de carga concreta depende de cada fabricante, pues varía en función de las características constructivas y materiales con que se ha confeccionado. Dada la amplia oferta existente en el mercado y su evolución, carece



de sentido ofrecer aquí datos específicos, no obstante, puede estimarse que un puntal telescópico de tres metros de altura suele admitir una carga que oscila entre 10 y 25 kN, según modelo y fabricante. Con mayor aproximación y a título orientativo puede estimarse que un puntal de 48 mm extendido a una altura de dos metros, puede admitir una carga en torno a los 15 kN y los 20 kN, que se reducen a la mitad cuando se extiende hasta 4m. Con 60 mm de diámetro el valor estimado puede llegar a 25 kN o 35 kN para 2m. de altura, que llega a reducirse a 5 o 10 kN para los 5m. de altura.

Es conveniente resaltar que los valores de capacidad de carga ofrecidos por los fabricantes de puntales telescópicos están normalmente establecidos para unas condiciones de trabajo muy difíciles de cumplir en apeos: telescópicos sin ningún desplome y con fijaciones que permiten suponer las hipótesis de piezas articuladas en sus extremos, además de una transmisión de cargas axiales perfectamente centradas.

Dada la esbeltez de estos elementos y su peculiar construcción, es preciso precaverse contra las importantes disminuciones de resistencia que suponen pequeñas desviaciones en esas condiciones ideales a la hora de fijar su capacidad de carga efectiva en nuestros cálculos, así como de la necesidad de establecer el sistema constructivo que permita garantizar un acercamiento adecuado a las hipótesis de cálculo prefijadas.

Cuidar un correcto aplomado y garantizar una centrada transmisión de cargas es fundamental cuando queremos acercarnos a la capacidad teórica de carga de un puntal.

Según datos proporcionados por un fabricante, sus telescópicos reducen la capacidad de un 25 a un 50% (variación dependiente de la longitud desplegada por el puntal) cuando el descentramiento de la carga es de 25mm., lo que da cuenta de la



Figura 3.64. Puntales trabajando de forma incorrecta

Fuente. Autor (Terremoto de Lorca)



importancia del tema, especialmente si se tiene en cuenta que es frecuente contemplar apeos con telescópicos que presentan acusados desplomes y que reciben y transmiten la carga en los bordes de sus placas.

Un apuntalamiento adecuadamente ejecutado con puntales telescópicos requiere pues, de un estudio adecuado del mismo y de una ejecución esmerada, lo que va en detrimento de la imagen que de él se suele tener como apeo sencillo y rápido de realizar. Una adecuada aplicación de telescópicos nos exige arriostrarlos con triangulaciones confeccionadas con tubos embridados a ellos, complicadas de efectuar, especialmente cuando se carece de bridas variadas que sean capaces de abrazar al mismo tiempo dos tipos de diámetros. En caso de no darse estas condiciones de ejecución o de no estar seguro de ellas, se hace necesaria la aplicación de coeficientes de seguridad que pueden llegar a reducir hasta un 40% la capacidad de carga teórica de nuestro puntal.

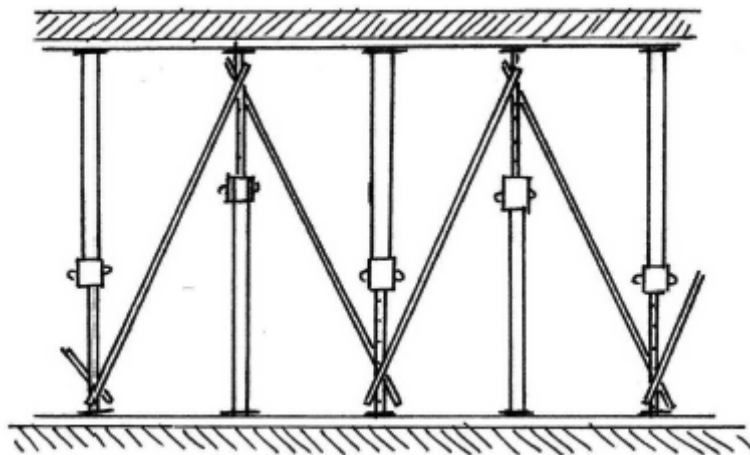


Figura 3.65. Arriostrado de puntales
Fuente: Curso sobre inspección técnica de edificios (Málaga. Febrero 2008)

3.2.2 Puntales telescópicos de aluminio

Como alternativa a los puntales de acero convencionales existen otro tipo de puntales ejecutados en aleación de aluminio, normalmente usados en encofrado de losas y forjados. Aunque existen varias casas comerciales que fabrican este tipo de puntales (por ejemplo la casa Ulma) trataremos más en profundidad el sistema Multiprop de la casa Peri. Este puntal está constituido por dos tubos de sección muy sofisticada



inscrita en un cuadrado cuya máxima dimensión son 100 mm, disponiendo el de menor sección de una rosca en toda su longitud, en la que se acopla una gran tuerca que se apoya sobre el extremo del tubo de mayor sección y cuyo giro permite delimitar la longitud del puntal y su entrada en carga.

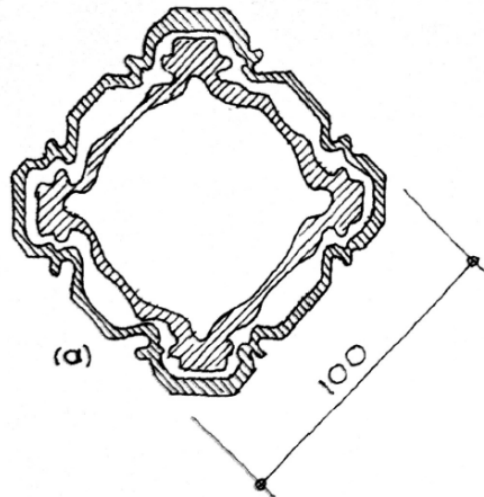
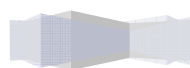


Figura 3.66. Sección puntal Peri Multiprop
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Se fabrican en cinco tramos de longitudes, para cada una de las cuales se establecen unas cargas admisibles para cualquier extensión del puntal, como las indicadas en el siguiente cuadro:

PUNTALES TELESCÓPICOS DE ALUMINIO PERI MULTIPROP					
MODELO	TIPO	CARGA ADMISIBLE (kN)	LONGITUD (m)		PESO (kg)
			Mínima	Máxima	
PERI MULTIPROP	MP 250	60	1,45	2,50	14,9
	MP 350	40	1,95	3,50	18,8
	MP 480	20	2,60	4,80	23,8
	MP 625	20	4,30	6,25	33,7

Tabla 15. Capacidades de carga de puntales telescópicos de aluminio
Fuente: Www.Peri.es



Estos puntales se presentan junto con un conjunto de piezas accesorias que permiten distintos usos. Para su empleo en apeos son especialmente utilizables los cabezales en forma de horquilla, que permiten acoger las vigas del propio sistema para utilizarlas como sopandas, o bien sustituirlas por tablonés.

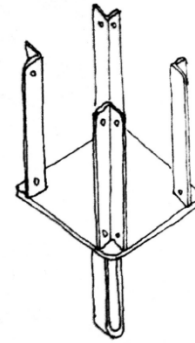


Figura 3.67. Cabezal en forma de horquilla
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Mayor importancia aún tienen las piezas en celosía, las cuales permiten arriostrar entre sí a los puntales, solucionando el problema del arriostramiento entre los puntales telescópicos tradicionales.

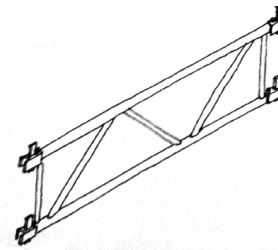


Figura 3.68. Pieza en celosía
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

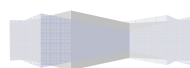
Con la pieza de conexión entre puntales pueden empalmarse éstos longitudinalmente, lo que permite formar torres de carga enlazando varios mediante las piezas de celosía. El inconveniente grave de estos puntales es su elevado coste, lo que hace prohibitivo su uso cuando pueda ser reemplazado por madera, salvo aquellos casos en que la necesidad de actuar con rapidez y la corta duración del apeo lo hagan recomendable.

Las principales características de este sistema son:



Figura 3.69. Características Multiprop
Fuente. Www.Peri.es

1. La rosca autolimpiante y el maneral libre son detalles específicos para mejorar notablemente los rendimientos. Este último puede ajustarse fácilmente con una barra corrugada.



2. El maneral gira perfectamente incluso cuando la rosca está muy sucia.



Figura 3.70. Características Multiprop
Fuente. Www.Peri.es



Figura 3.71. Características Multiprop
Fuente. Www.Peri.es

3. La cinta métrica incorporada permite el preajuste exacto del puntal sin necesidad de perder tiempo en medir el mismo.

Sus principales ventajas con respecto a los puntales de acero convencionales son:

- **Poco peso**
Los perfiles de aluminio son ligeros y están patentados, y aseguran un peso bajo, por ejemplo, el MP 350 sólo pesa 18,8 kg.
- **Gran capacidad de carga**
La capacidad de carga admisible según el cálculo de ensayo se ubica en hasta 90 kN (según EN 1065).
- **Cinta métrica incorporada**
La cinta métrica incorporada permite regular el puntal perfectamente sin necesidad de medir.
- **Rosca autolimpiable**
La rosca autolimpiable y la tuerca de ajuste rápido que se acciona con una barra DW constituyen detalles destacados para un ajuste rápido.



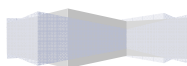
El sistema Multiprop además tiene la ventaja de que sus puntales pueden ensamblarse para confeccionar torres de carga con capacidades de carga de hasta 360kN usando entre otras, las piezas en celosía mencionadas anteriormente (fig. 3.72).



Figura 3.72. Ejecución de torres de carga con sistema Multiprop
Fuente. www.Peri.es

Sus ventajas principales trabajando como sistema son:

- **Alta capacidad de carga**
Su capacidad de carga alcanza los 360 kN
- **Grandes posibilidades de aplicación**
Capacidad de regulación equivalente al largo de la parte interior del puntal.
- **Gran flexibilidad**
Gran variedad de bastidores disponibles para adaptar las torres de carga a cualquier elemento estructural.
- **Montaje rápido y sencillo**
Con cerrojo de cuña incorporado en el bastidor. La cuña es simplemente accionada mediante un martillo fijándose tanto a la parte interior como exterior del puntal en segundos.



3.2.3 Torres de Carga

Cuando necesitemos mayores alturas que las que pueden proporcionarnos los elementos analizados hasta ahora, podemos acudir a los sistemas de torres de carga específicos, constituidos, en general, por elementos tubulares configurados de tal forma que pueden ensamblarse fácilmente entre sí para poder formar fustes de celosía, de sección cuadrada o triangular y con la altura que el caso requiera, disponiendo de piezas tipo para acoplarse, en su base y cabeza, a las necesidades de recepción y distribución de la carga.



Figura 3.72. Torre de carga
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

Este es un sistema de gran rapidez y facilidad de montaje, que permite conformar torres de una capacidad máxima de hasta 24 Toneladas. Las combinaciones de elementos permiten armar secciones de 1,00 m x 1,00 m, 1,00 m x 1,50 m o 1,50 m x 1,50 m.

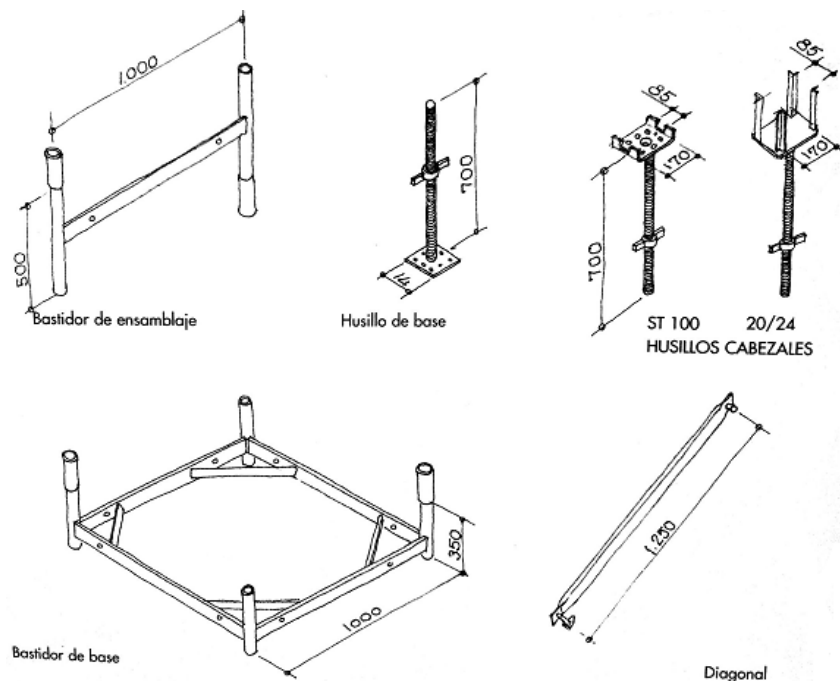


Figura 3.73. Torres de Carga. Elementos auxiliares
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos

El sistema de montaje es el siguiente, sobre los husillos de la base, montaremos el bastidor de base y, a continuación, en dos de sus lados opuestos, los correspondientes bastidores de ensamblaje, para seguir en el siguiente nivel con otros dos bastidores de ensamblaje en los lados normales a los anteriores. Continuaremos el montaje alternando hasta la altura deseada y culminándolo con un bastidor de base en posición invertida, en cuyos vértices insertaremos los husillos o cabezales. En los casos en los que sean precisas las diagonales, se irán montando a medida que se vaya elevando la torre.

La ejecución de la torre puede hacerse en vertical, apoyando progresivamente unas piezas de madera sobre los travesaños. También puede montarse en horizontal, si dispone de diagonales que permitan la posterior elevación con grúa.

La capacidad de carga de la torre dependerá del tipo de piezas o husillos empleados, del tipo de apoyo de la torre, de la altura alcanzada por esta y de que consideremos o no la acción del viento.

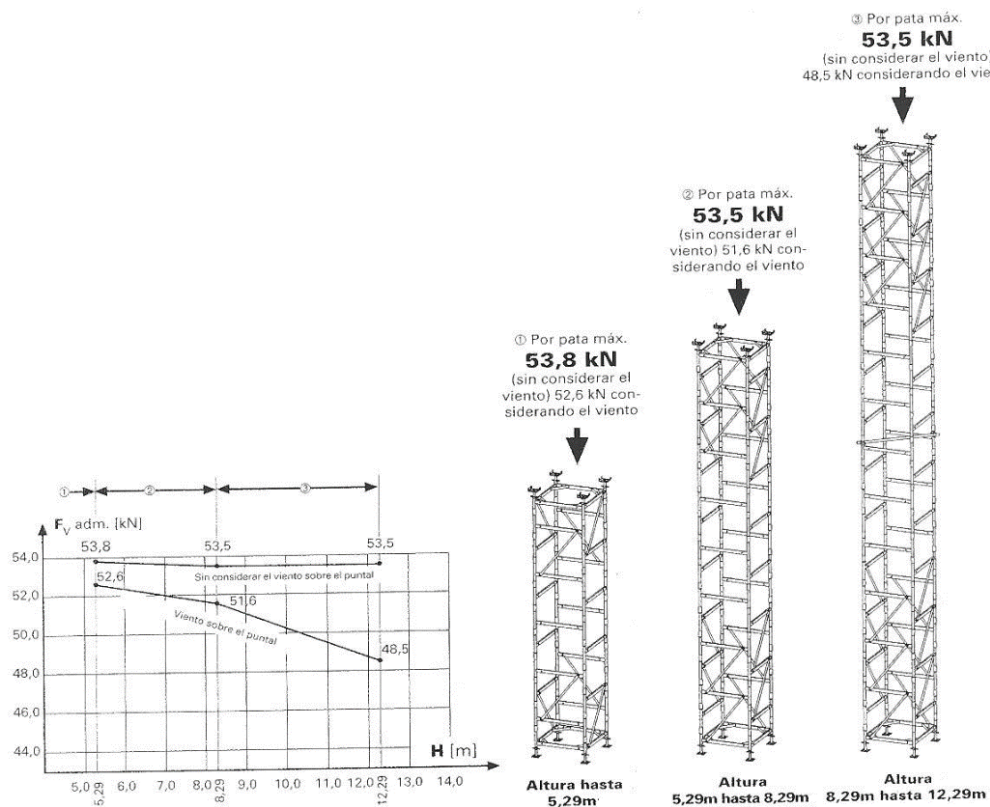
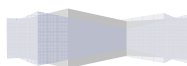


Figura 3.74. Torres de Carga. Capacidades de carga
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos



Este tipo de apeos tiene su homólogo de madera, que han venido utilizándose tradicionalmente antes de que todos estos sistemas metálicos proliferasen, cuando las necesidades de carga y de estabilidad lo aconsejaban. Se trata de apeos en forma de torre que se forman uniendo postes de madera de sección cuadrada, arriostrados convenientemente por tabloncillos de madera unidos mediante clavos. Este tipo de estructura también puede servir como protección en caso de colapso para las personas que se encuentren trabajando en el interior de una estructura dañada en ese preciso momento.

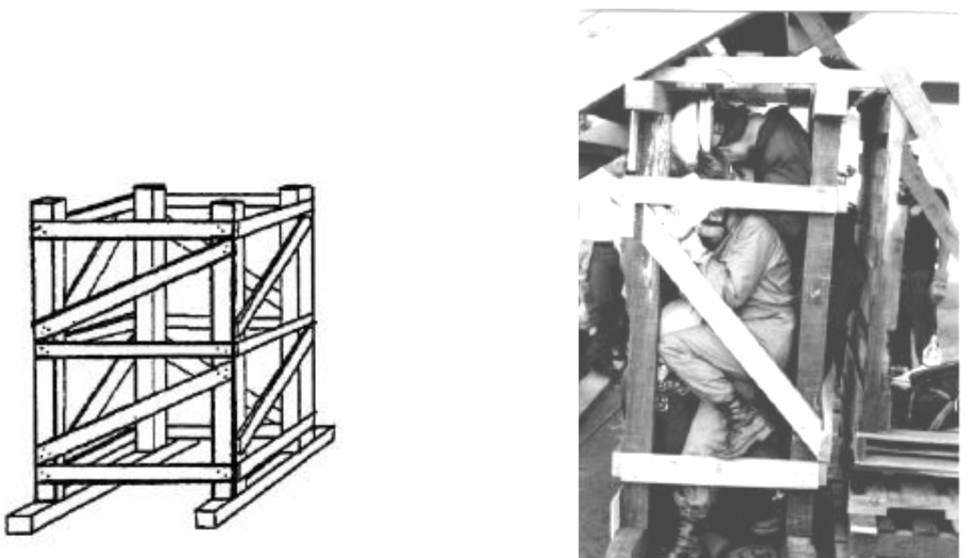


Figura 3.75. Torres de carga de madera.
Fuente. Internet

3.2.4 Apeos a base de perfiles metálicos

Dada la gran resistencia del acero, perfiles metálicos tipo IPN o HEB pueden servirnos de apeo recurrente en un momento dado en el que necesitemos grandes capacidades de carga y no dispongamos ni de otro tipo de recursos materiales ni de tiempo para ejecutar un apeo más elaborado. Como puede verse en las siguientes imágenes, la colocación de estos perfiles (con la ayuda necesaria de maquinaria para su movilización) es prácticamente instantánea. Tan solo deberemos tener muy presente el lugar donde se va a acometer al edificio y que este sea lo suficientemente

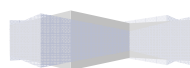
resistente, teniendo en cuenta el nuevo reparto de cargas que se va a dar una vez su puesta en servicio, así como la correcta transmisión de estas tanto en cabeza como en pie del elemento metálico al terreno.



Figura 3.76. Apeo a base de perfiles metálicos.
Fuente. Autor (terremoto de Lorca)



Figura 3.77. Apeo a base de perfiles metálicos.
Fuente. Autor (terremoto de Lorca)



3.3 Cilindros extensibles

Los cilindros extensibles ofrecen una amplia variedad de opciones para el apuntalamiento de estructuras al poder trabajar en cualquier posición, con bases y cabezas ajustables a diferentes alternativas. Son de fácil ensamblaje ya que no requieren herramientas, además de garantizar una alta capacidad de soporte. Tienen un ajuste muy variable y pueden alcanzar hasta los 4 m.



Figura 3.78. Puntales telescópicos Holmatro
Fuente. [Www.Holmatro.com](http://www.Holmatro.com)

Tabla de extensión-Capacidad	
(metros)	(Toneladas)
1,5	10
1,75	6,2
2,0	4,7
2,25	3,7
2,5	3,0
2,75	2,5
3,0	2,1
3,25	1,8
3,5	1,5
3,75	1,3
4,0	1,1
4,25	1,0

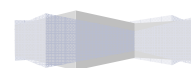
Tabla 16. Capacidades de carga Puntales Holmatro
Fuente. [Www.Holmatro.com](http://www.Holmatro.com)

La capacidad de carga de estos equipos puede llegar hasta los 9.100 Kg para una longitud de 1,25 m y de hasta 2.300 Kg si la longitud es de 2,50 m. Para los 4,00 m se reduce a 1.100 kg.

Están formados por un cuerpo cilíndrico de longitud variable, según modelos y marcas, que pueden ser accionados por sistema hidráulico, neumático o mecánico. En sus extremos existen dos conectores rápidos hembra para unirse a los soportes, extensiones y cabezales. Disponen de un sistema de aseguramiento de la carga, el cual puede ser manual (contratuerca en algunos modelos y perforaciones con pasador en otros) o automático (por autobloqueo). Los sistema hidráulico y neumático con autobloqueo permiten una "apuntalamiento remoto", por ejemplo, cuando un apuntalamiento se coloca en una zona insegura y se extiende desde una ubicación alejada segura (caso de las entibaciones), bien por presión neumática bien por presión hidráulica.

Componentes

- **Soportes:** se fabrican en diferentes formatos para adaptarse a las características de la superficie de apoyo. Algunos modelos están articulados lo que les permite acoplarse hasta ángulos de 45°. La conexión al cilindro se realiza mediante un conector rápido macho.
- **Extensiones:** Formadas por cilindros, generalmente de aluminio, de distintas longitudes que oscilan desde los 125 mm a los 1.500 mm, que sirven para ajustar la dimensión del puntal a la dimensión de trabajo necesaria. En sus extremos existen dos conectores rápidos, uno macho para acoplarse al cilindro de extensión y otro hembra para unirse a la otra extensión o al cabezal.
- **Cabezales:** Pueden ser giratorios, en "V", cónicos, en "L", en cruz, en punta e incluso en "U", lo que les permite adaptarse a cualquier tipo de apoyo. La conexión al cilindro o a la extensión se realiza mediante un conector rápido macho.





Cabezal soporte viga



Cabezal en cruz



Cabezal Giratorio

Figura 3.79. Puntal telescópico Holmatro. Cabezales
Fuente. www.Holmatro.com

También existen placas base para fijarlas al suelo bien mediante clavos, a través de perforaciones existentes en la misma, o con cintas de arriostamiento ancladas en anillos existentes para tal fin.

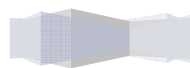
Por su versatilidad, su rapidez de montaje y su potencia, resultan unos equipos muy útiles en los primeros momentos del colapso de una estructura o a la hora de realizar un apuntalamiento de especial urgencia, pero excesivamente caros para la ejecución de apeos más elaborados, donde la utilización de la madera vuelve a ser, una vez más, lo más apropiado.

4 Soluciones constructivas en función del elemento a apear

Haremos aquí un repaso gráfico de las distintas soluciones constructivas que podremos aplicar en función del elemento dañado y del material que empleemos para nuestro apeo. La variedad de casos que nos podemos encontrar hace imposible que podamos abarcarlos a todos, por eso se intenta representar al menos, los más usuales. En este capítulo no se entrará en más detalles más que la explicación del tipo de apeo y de sus particularidades, ya que el resto de indicaciones se dan por explicadas en apartados anteriores.

4.1 Apeo de pilares y zapatas

Como es bien sabido los pilares son elementos de transmisión de cargas verticales, y por lo tanto debemos apearlos con elementos que logren liberarlos de las cargas de



las vigas y los forjados que les afecten, y a ser posible, prever un espacio entre los mismos para los trabajos de reparación.

En el caso de las zapatas o elementos de cimentación, deberemos desviar las cargas que transmite la edificación a este elemento, dejando únicamente las correspondientes al peso propio de la pieza de cimentación y el pilar o trozo de muro que gravite directamente sobre esta. En este tipo de apeos ha de tenerse en cuenta el posible cambio en la ley de distribución de momentos y el punto donde transmitimos las cargas al terreno, siendo necesario en muchas ocasiones continuar el apeo hasta plantas superiores y conducir los empujes a las zapatas o cimentaciones más próximas, vigilando especialmente los nuevos esfuerzos, sobre todo los cortantes.

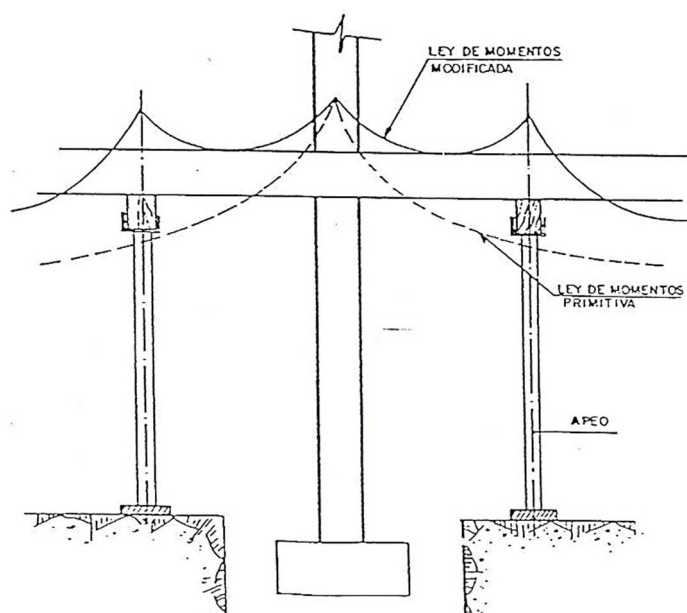


Figura 4.01. Generación de esfuerzos adicionales

Fuente: Diploma de especialización profesional Universitario en servicios de prevención, extinción de incendios y salvamento.

4.1.1 Descarga de un pilar o soporte intermedio

Para este tipo de apeo hemos optado por uno del tipo inclinado. Las cargas que se absorben, provenientes de pilares superiores muy cerca del nudo superior del soporte a descargar, se trasladan en dos direcciones, horizontal y verticalmente, transmitiendo el grueso de estas a elementos de apuntalamiento inferiores hasta llegar a la planta baja, donde se repartirán hacia la solera a través del durmiente.

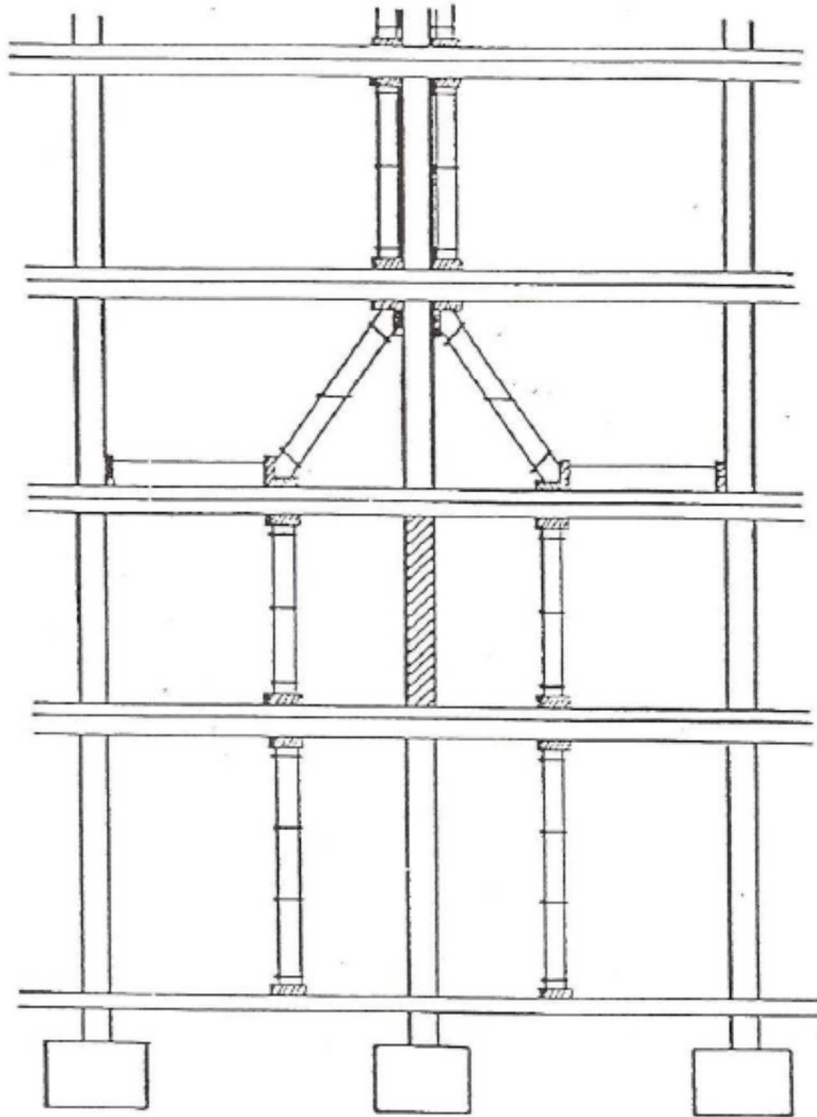
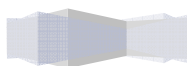


Figura 4.02. Descarga de pilar mediante apeo inclinado

Fuente: Diploma de especialización profesional Universitario en servicios de prevención, extinción de incendios y salvamento.

Por la parte superior del soporte a descargar, se deberá seguir el apuntalamiento en vertical, con el fin de minorar el esfuerzo cortante producido a ambos lados del nudo del pilar afectado por la acción de las cargas que aún gravitan sobre él.

A continuación entramos en detalle viendo los dos tipos de soluciones más comunes en función del material utilizado, que se pueden plantear para este apeo.



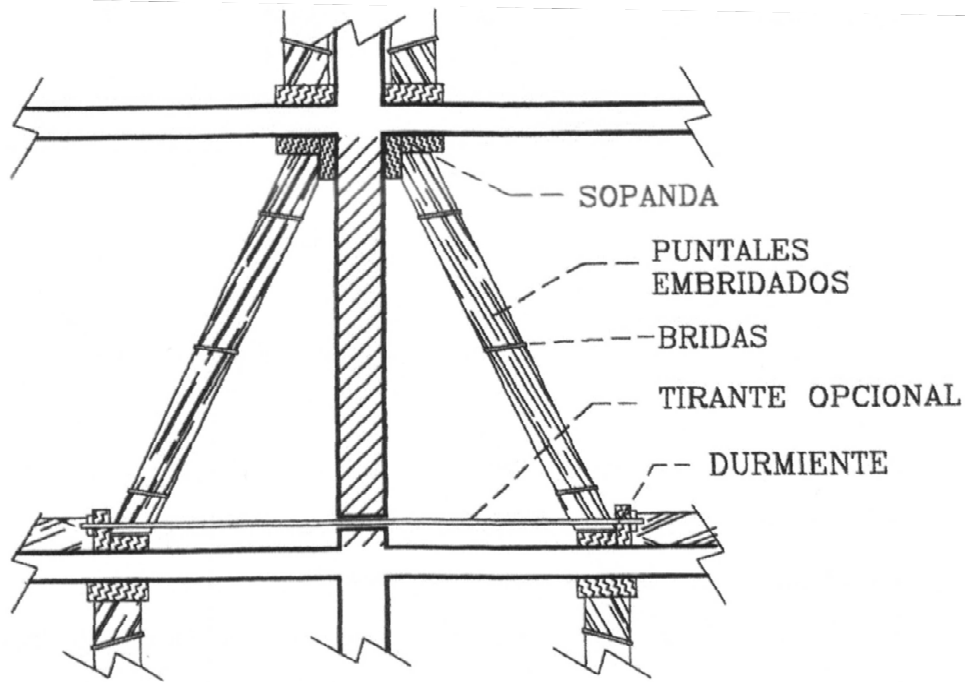


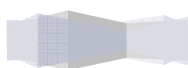
Figura 4.03 Apeo de pilar mediante tornapuntas de madera
 Fuente: Pfc "Guía Técnica de Apeos y Apuntalamientos"
 Autor: Antonio Liarte

En la figura anterior vemos en detalle el apeo mediante puntales inclinados de tablones de madera embridados. Este apeo se puede complementar mediante un tirante de acero sujeto en los durmientes de cada puntal que aminore la componente horizontal de la fuerza, por el contrario, la componente vertical aumentará. Este tirante pasará, en caso necesario, por el interior del pilar a través de un agujero realizado a tal efecto.

Se deberá tener la precaución de colocar todos los elementos en una posición correcta, buscando la máxima verticalidad u horizontalidad en cada caso, y una colocación de manera que la dirección de los esfuerzos coincida con sus ejes longitudinales.

Otra observación importante será la de comenzar el apuntalamiento de abajo hacia arriba, impidiendo de esta forma que los elementos de la estructura sufran sobrecargas para las que no han sido calculados.

Este mismo apeo también puede ser realizado con puntales telescópicos a modo de tornapuntas, teniendo en cuenta la utilización de cuñas tanto en la base como en la



cabeza de los mismos, asegurando con esto la correcta transmisión de las cargas a través del elemento.

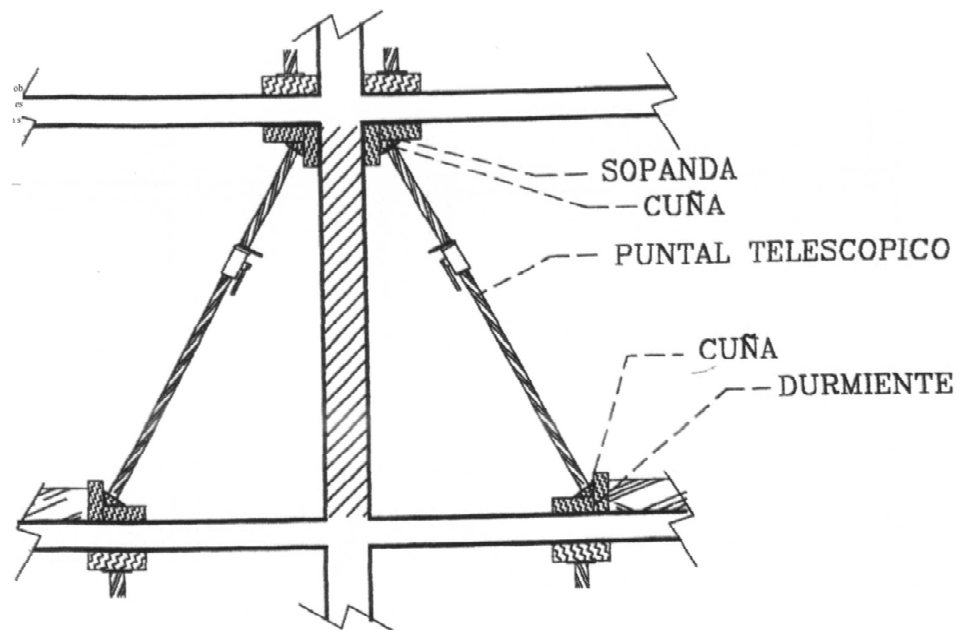


Figura 4.04. Apeo de pilar mediante puntales telescópicos

Fuente: Pfc "Guía Técnica de Apeos y Apuntalamientos"

Autor: Antonio Liarte

4.1.2 Descarga de una zapata de cimentación

Al igual que el anterior, la base de este tipo de apeo está en recoger las cargas que gravitan sobre el pilar de la zapata afectada y repartirlas entre los elementos de apeo a fin de que la zapata quede libre y pueda ser revisada. De esta manera el apeo va a ser idéntico al anterior, ejecutado a base de tornapuntas en planta baja y realizando la descarga preventiva de cortantes ya mencionada en las plantas superiores. Tanto en el apeo de pilares como en este tipo de apeos nos podemos encontrar con el problema de que al final toda la carga tiene que ser soportada por durmientes de madera, cuya resistencia a compresión perpendicular puede no ser suficiente, por lo que habrá que estudiar la ejecución de este elemento de manera detallada.



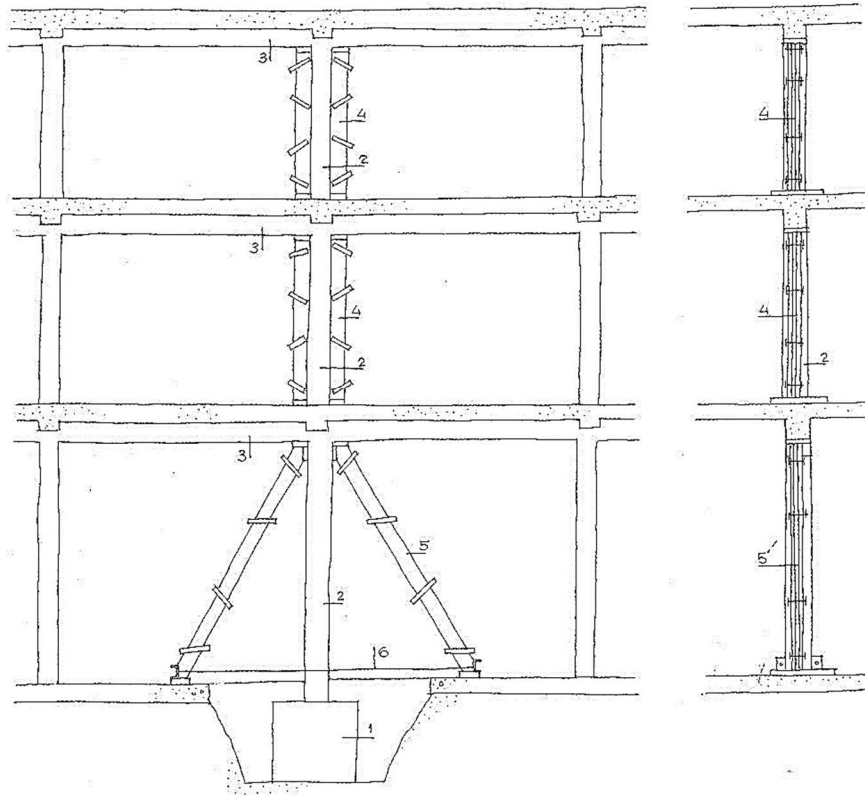


Figura 4.05. Descarga de zapata de cimentación
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Una solución paralela que evitase el problema de los durmientes podría ser la descarga más efectiva de los pesos de los forjados apeando las vigas concurrentes al pilar a recalzar. En esta solución tendremos que tener en cuenta los efectos que se producen en vigas y jácenas al apoyarlas en puntos intermedios, con los consiguientes cambios en las formas de trabajo, que pueden invertir los esfuerzos en algunas secciones.



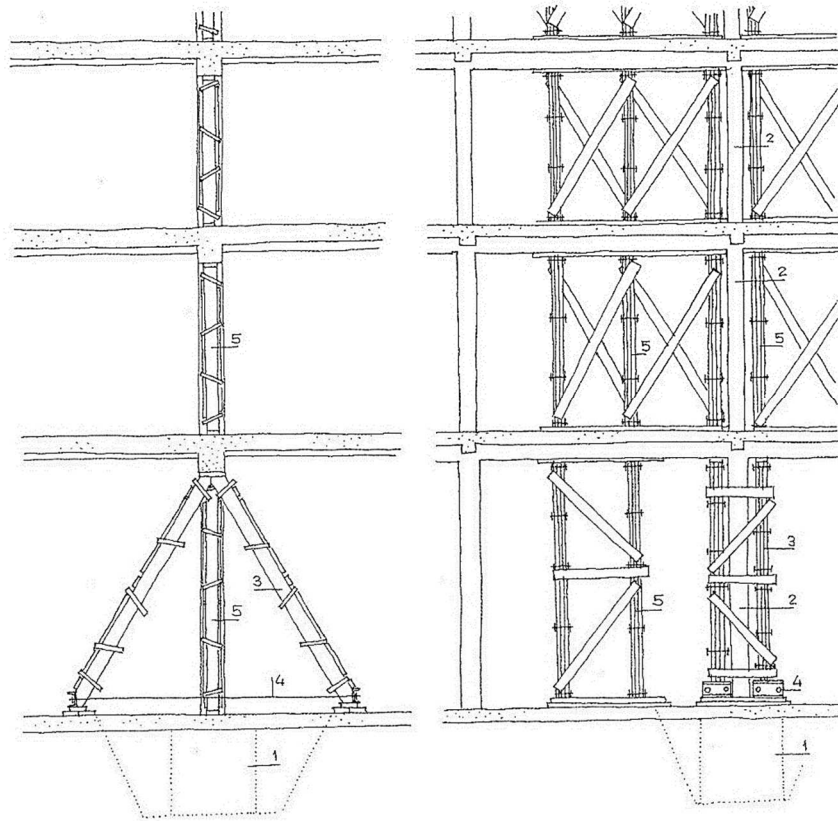


Figura 4.06. Descarga de zapata de cimentación
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

En ambas disposiciones tendremos que tener especial cuidado en la absorción de los esfuerzos horizontales generados en la base de apoyo de los tornapuntas y su derivación a elementos verticales no resistentes. Una solución aconsejable para esto son los ya mencionados tirantes en la base de los tornapuntas, convenientemente dimensionados y diseñados.

En caso de cimentación corrida entre pilares, la descarga de jácenas tendría que realizarse mediante el uso reiterado de tornapuntas en planta baja.



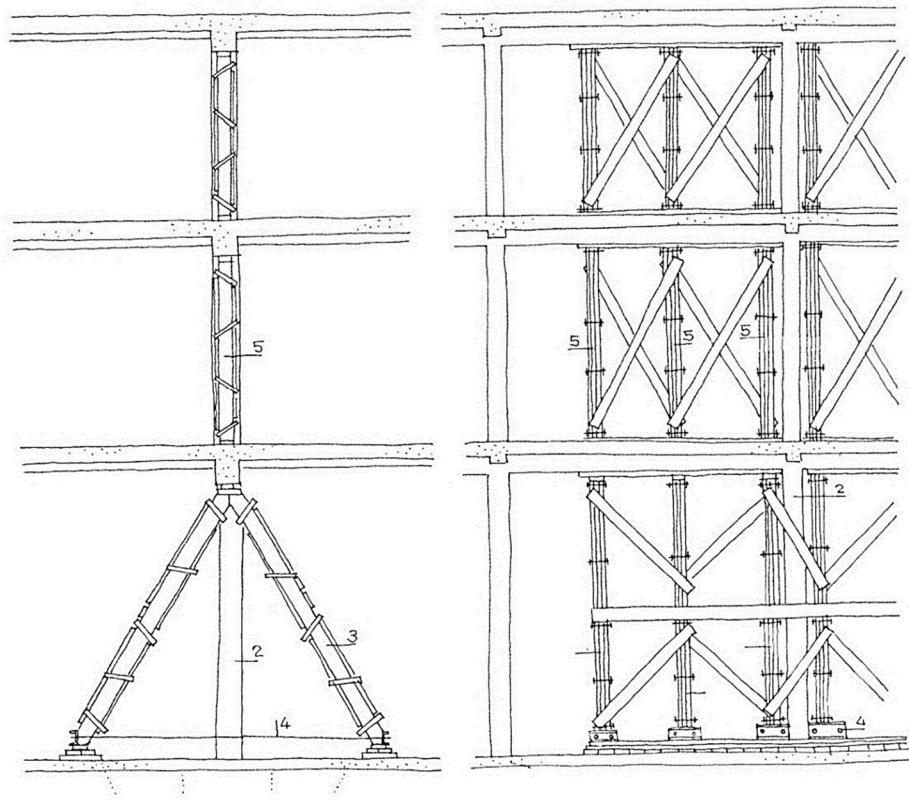
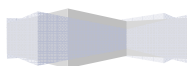


Figura 4.07. Descarga de zapata de cimentación
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Si la existencia de tabiquerías, instalaciones, etc., en la vertical del cimiento a intervenir, desaconseja establecer la línea de apeos en ella, podemos sustituir los sistemas vistos por otros, constituidos por puentes aguja (que veremos en el capítulo 5) con o sin jabalcones.



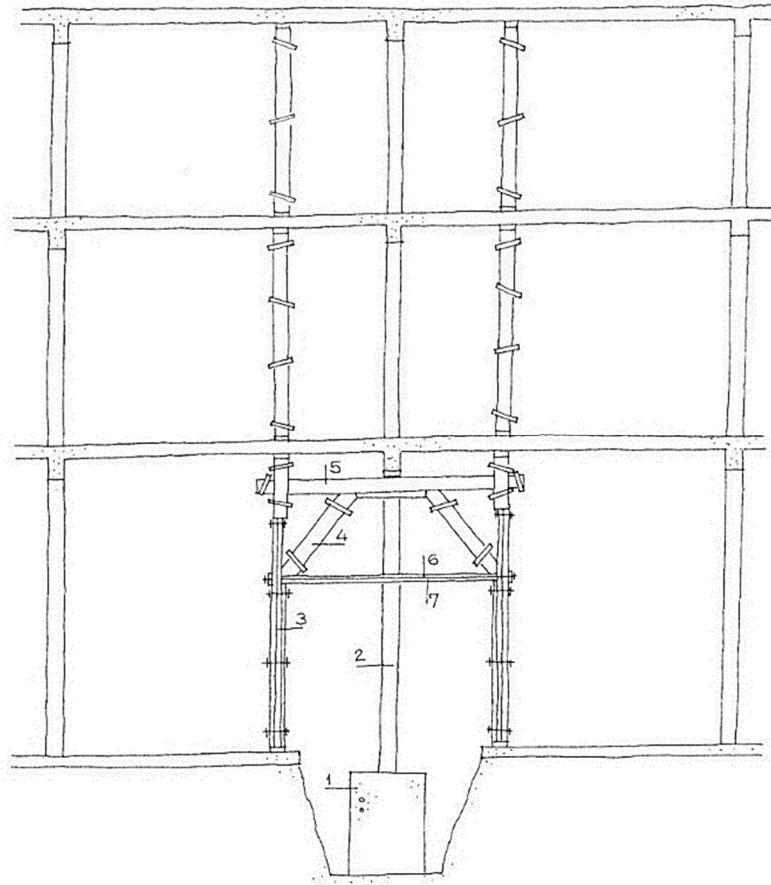


Figura 4.08. Descarga de zapata de cimentación
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

4.2 Apeo de forjados, vigas y voladizos

4.2.1 Apeo de un forjado

El apeo de un forjado de piso constituye, quizás, el caso de intervención más frecuente en medidas de seguridad. La mayor frecuencia de intervenciones se verifica en los viejos forjados de viguetas de madera en zonas húmedas, a consecuencia de pudrición y/o ataque de xilófagos.

El proceso de apuntalamiento de forjados o estructuras planas horizontales más usual consiste en el empleo de pies derechos o de puntales, dispuestos en filas sobre durmientes, colocados perpendicularmente a los elementos resistentes, entre los que deberán disponerse unos tablonos a modo de sopandas. Es muy importante el uso de



cuñas para garantizar el trabajo uniforme de todo el apeo, así como el proceso de desmontaje del mismo.

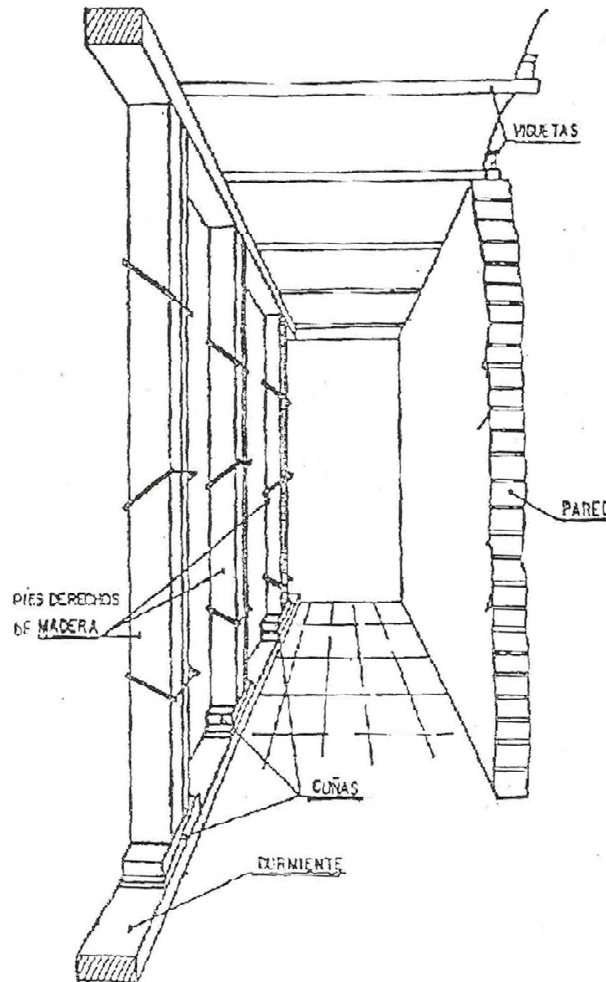
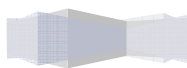


Figura 4.09. Apeo de forjado
Fuente: Manual S.E.P.E.I. de bomberos

La colocación de los elementos del apeo se debe hacer coincidir con los puntos donde el momento flector sea nulo, que en el caso de vigas continuas está aproximadamente a $1/5$ de la luz entre pilares, en los voladizos siempre en los extremos libres. En forjados de mucha luz podría llegar a ser aconsejable colocar otra fila de pies derechos en el centro, previo estudio de la ley de cargas modificada (ver figura 4.01).



Los pasos a seguir, a fin de evitar errores a la hora de apeo un forjado son:

- a) Delimitación clara de la extensión de viguetas dañadas. Para ello se deberá descubrir toda la longitud hasta que aparezca la sección sana, incluyendo los elementos sobre los que apoyan, como durmientes, carreras, vigas, etc.
- b) Establecimiento de la línea o líneas de carga más adecuadas, definiendo la forma de sopanda, durmiente y características de pies derechos o soportes, así como su ubicación menos perjudicial. Igualmente se calculará el número de plantas sobre las que ha de descargarse el apeo, o, en su defecto, la forma de transmitir las cargas de éste a muros u otros elementos resistentes.
- c) Verificación de la viabilidad del sistema proyectado, realizando chequeos complementarios de los forjados en los que apoyemos los apeos, estado de zonas comprimidas de los forjados y su capacidad de carga (especialmente de los entrevigados).

Puede darse el caso en el que las necesidades concretas necesiten de apeos de mayor entidad, formados por pies derechos de dos o tres tablones con sopanda de varios tablones embridados (incluso de perfiles metálicos). En estos casos, se produce una importante concentración de cargas en los pies derechos respecto a la solución tradicional de la figura 4.09, por lo que habrá que tener especial cuidado con los problemas que ello genera en la transmisión de estas cargas a otros elementos, lo que a su vez suele exigir durmientes más complejos.



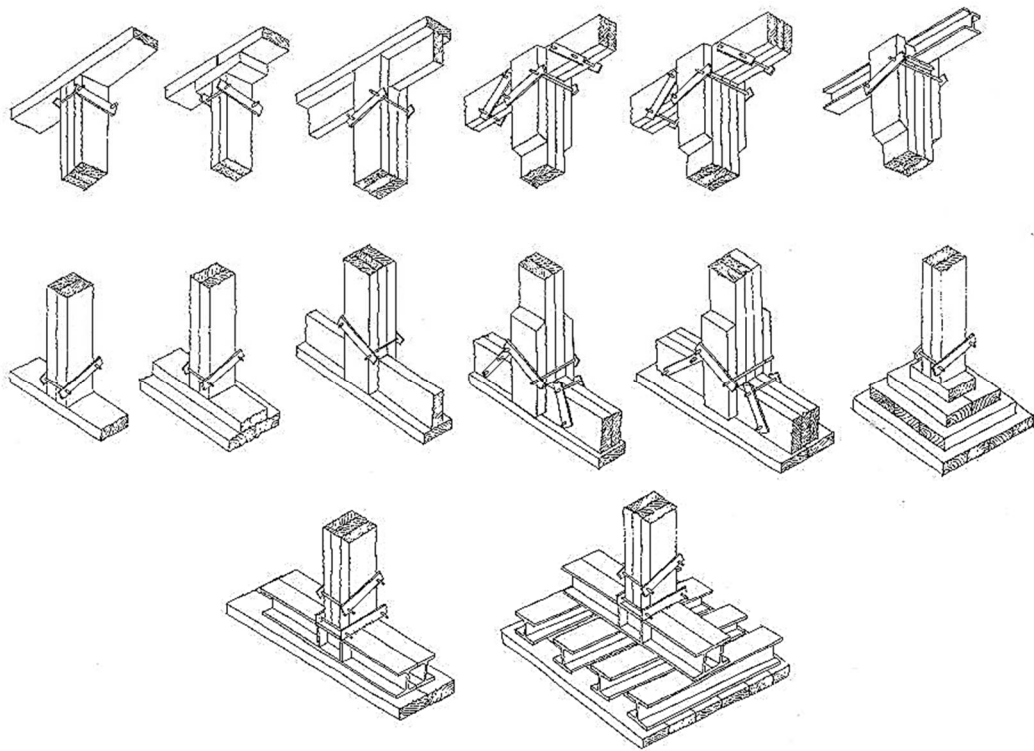


Figura 4.10. Distintas soluciones para sopandas y durmientes
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

También pueden usarse otros tipos de apeo, como son los castilletes (apartado 3.2.3) o borriquetas (apartado 5.1), y que son altamente recomendables en caso de prever fuertes movimientos laterales (réplicas de un sismo, por ejemplo), aunque por rapidez y sencillez de montaje los más utilizados son los ya mencionados de pies derechos, sopanda y durmiente. Este último, el de pies derechos, al no gozar de la estabilidad de los primeros, deberá estar siempre acodalado en las dos direcciones contra otros elementos verticales, en varios puntos del mismo. Sea cual sea el apeo elegido deberá colocarse como se mencionó al inicio del apartado, perpendicularmente a la dirección del forjado.



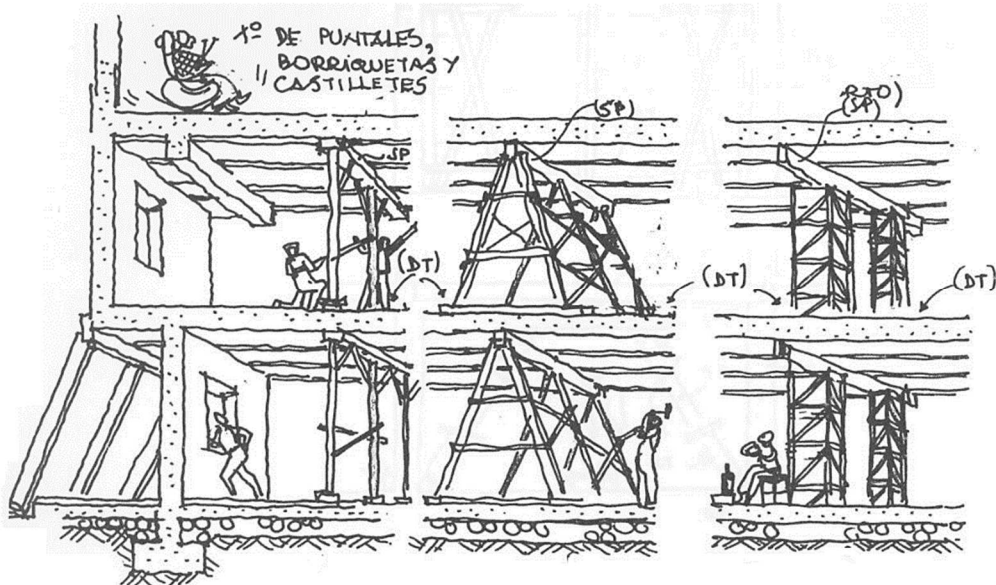


Figura 4.11. Distintas soluciones de apeo de forjado
 Fuente: Apeos y grietas en la edificación

En algunas situaciones, como es el caso de estructuras de muros de carga, es posible la realización de apeos más elementales que los descritos, mediante la colocación de puentes de dos o tres tablonos a canto embridados, que transmitan su carga a los muros de atado, por medio de la ejecución de mechinales en dichos muros y la colocación de muletilla entre puente y fábrica (figura 4.12).

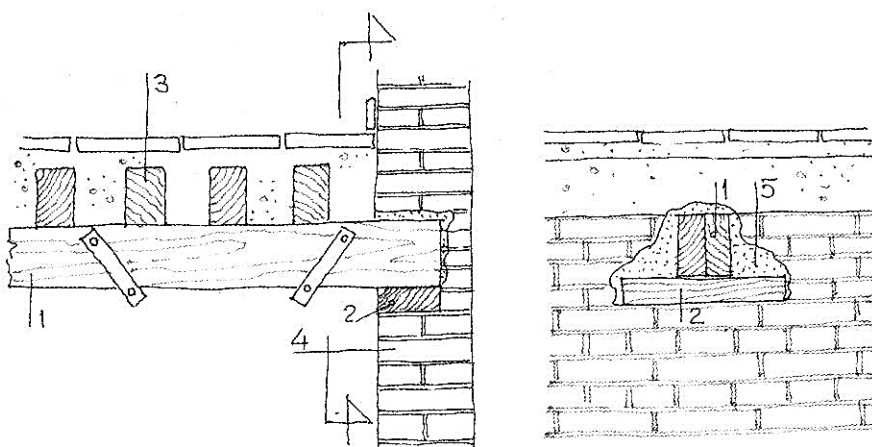
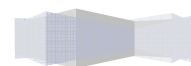


Figura 4.12. Apeo de forjado
 Fuente: Apeos y refuerzos alternativos



Hasta ahora hemos tratado el caso de apeo en forjados unidireccionales. En caso de un **forjado reticular** el planteamiento es diferente. Su característica principal es que no precisan de elementos lineales de soporte (muros o jácenas), que generalmente van sobre pilares con capitel armado, y que su distribución dentro de unas líneas constructivas, presenta una cierta anarquía.

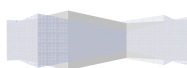
Mostrar una regla general de apuntalamiento en este caso sería excesivamente complicado, pero en todo caso, es necesario señalar que se deberá seguir la regla general de descargar el peso del elemento afectado.

En todo caso, siempre que se apea un forjado habrán de apearse también los que están situados bajo el mismo, a fin de que las cargas sean transmitidas hasta el terreno.

Solución mediante puntales telescópicos

Si el apeo del forjado se realiza a corto plazo y, especialmente, se trata de una actuación encadenada en la que puede preverse un reciclaje de apeos, la utilización de puntales telescópicos puede ser un sistema rápido y económico. También en la ejecución de apeos de madera suele ser frecuente la necesidad de utilizar líneas de apeo rápidas con carácter previo, en los casos en que el peligro así lo aconseje para la seguridad de los operarios durante el más dilatado tiempo de ejecución del apeo definitivo.

Una línea de apeo de puntales telescópicos se realiza con el empleo de sopanda y durmiente de tablonas, que cumple la doble función de atado de sus cabezas y bases en la línea de apeo y de elementos transmisores de carga y distribuidores de la misma entre los puntales y la construcción o el terreno. La unión del puntal a sopanda y durmiente debe hacerse clavando las placas extremas a aquel. No debe faltar la ejecución del arriostado, especialmente teniendo en cuenta la esbeltez y debilidad de unión entre puntales y madera. El arriostado constituye precisamente la mayor dificultad para realizar un apeo fiable. El arriostado se realiza mediante la utilización de tubos y bridas, pero como en la comercialización de bridas son muy escasas las empresas que ofrecen las que sirven para enlazar diámetros distintos, suele ser imprescindible acudir a disposiciones de puntales que permitan enlazar elementos de igual diámetro en el puntal con tubos equivalentes (figura 4.13).



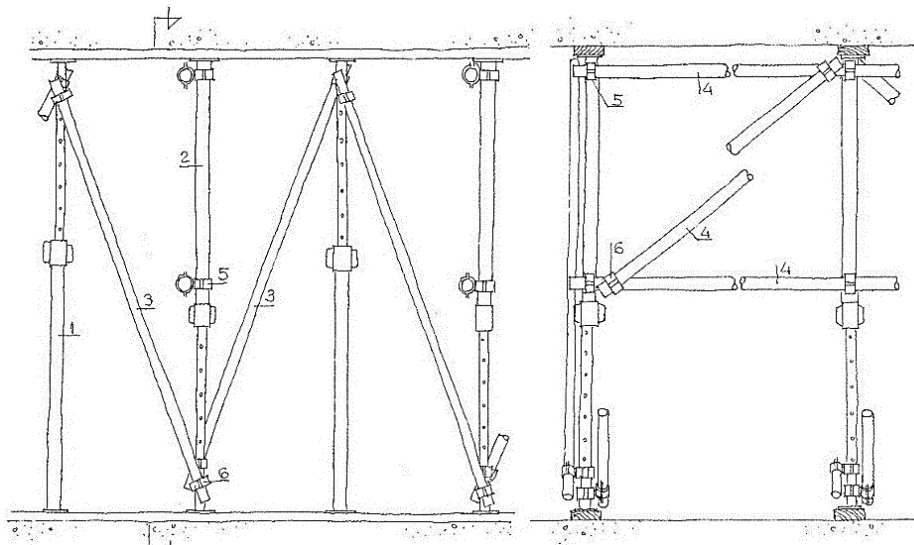


Figura 4.13. Disposición de puntales para su correcto arriostrado
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

La mayor dificultad la encierra el arriostrado transversal a las líneas de apeos, cuya necesidad es aún mayor que el desarrollado en el plano de éstas, ya que se carece de atado que proporcionan sopandas y durmientes. En la figura anterior se observa una disposición que triangula la zona del tubo exterior de los telescópicos mediante tubos de su mismo diámetro, lo que estabiliza al conjunto.

En el caso en el que el apeo se componga de una sola línea de puntales, podremos acudir al uso de algunos tubos transversales que sirvan de acodamiento contra las paredes o, incluso, a la contención lateral de la sopanda y durmiente mediante trozos de tablón, tabloncillo, angular, etc., anclados al mismo forjado a apear.

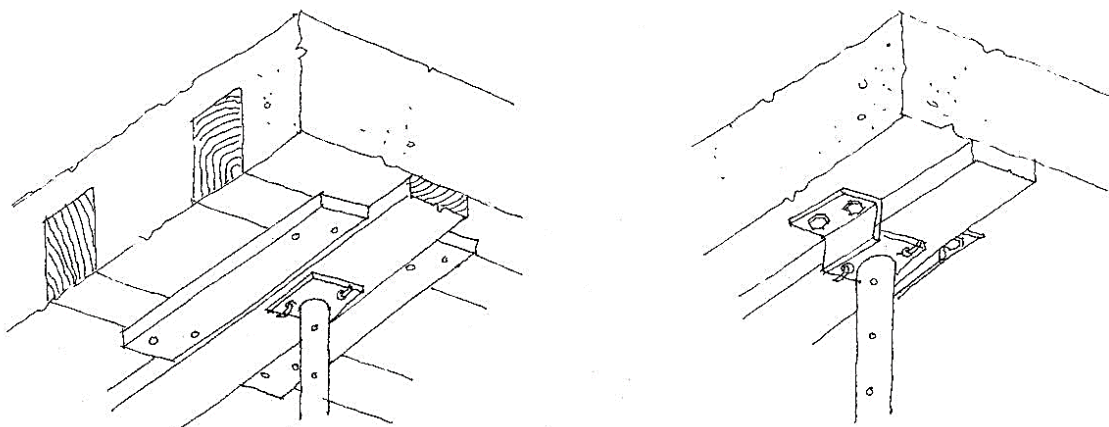


Figura 4.14. Coacción de movimientos en cabezas de puntales
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

La típica sopanda y el durmiente de un tablón colocado a tabla no son los únicos utilizables con puntales telescópicos. El uso de horquillas superiores en los puntales permite el uso de sopandas de uno o dos tablones o tabloncillos de canto, según sea el ancho de la horquilla, con lo que pueden utilizarse disposiciones como las de la figura 4.15.

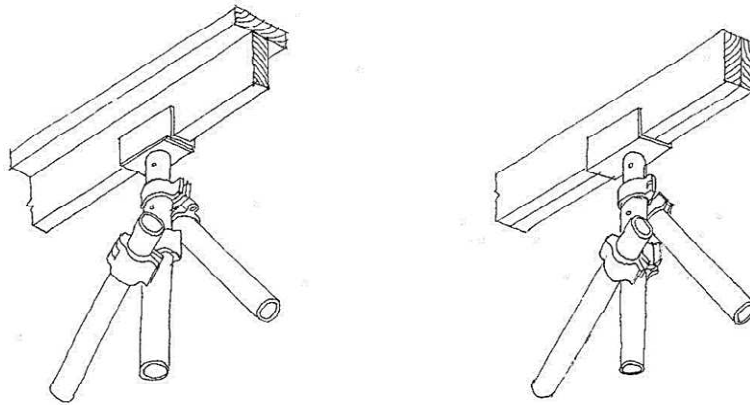


Figura 4.15. Uso de horquillas superiores en puntales
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Respecto a los durmientes, pueden utilizarse disposiciones como las de la figura 4.16.

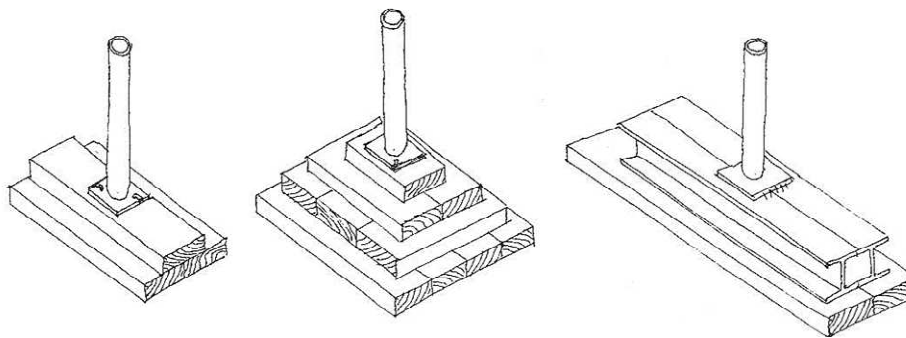


Figura 4.16. Distintas disposiciones de durmientes
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

4.2.2 Apeo de jácenas

En el caso de jácenas o vigas a sustituir, el apeo a proyectar debe descargar los elementos que gravitan sobre ellas. La primera solución que se puede adoptar consiste en el uso de líneas de apeo de los forjados, según las indicaciones que hemos

visto en el apartado anterior, dispuestas paralelamente a la jácena o viga y lo más cercanas a ellas teniendo en cuenta posibles trabajos de reparación posteriores. En caso de que sobre la viga o jácena descansen muros o tabiques, será preciso complementar el apeo disponiendo agujas por encima de los forjados, que apoyen en los planos de las líneas inferiores de apeo y que atraviesen el muro a descargar mediante mechinales practicados en él, convenientemente retacados a las agujas para garantizar el apoyo del muro en ellas y adoptando las medidas oportunas en cada tipo de solución para facilitar la entrada en carga del sistema de apeo a fin de evitar los menores daños posibles.

Solución mediante madera o madera y acero laminado

La solución general descrita la podemos ejecutar totalmente en madera o, en el caso de existir muros sobre las jácenas, sustituyendo las agujas de madera por perfiles laminados tipo IPN o HEB si las cargas lo requieren.

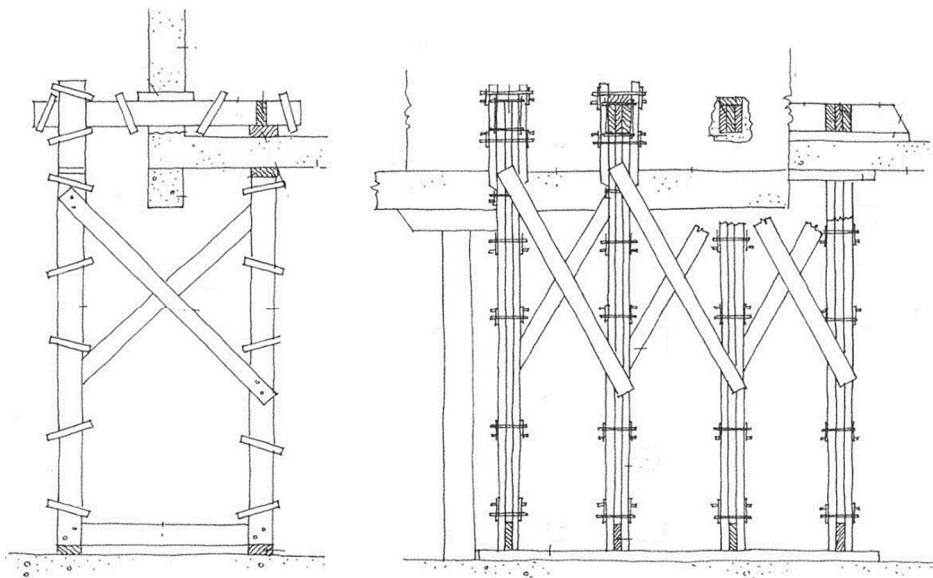


Figura 4.17. Solución de apeo de jácena
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Una forma de apeo alternativa a la anterior, que permita distanciar los pies derechos de las líneas de carga, lo constituye el empleo de puentes aguja con jabalcones en la dirección longitudinal, que deberán ir provistos de los correspondientes codales y

tirantes para garantizar el contrarresto de los esfuerzos horizontales generados por los jabalcones, tal como se ve en la figura 4.18.

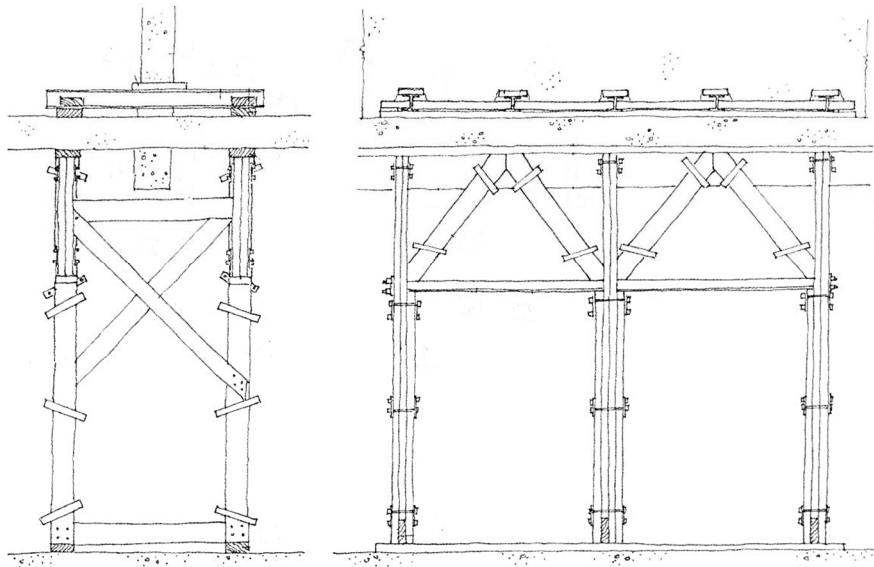


Figura 4.18. Coacción de movimientos en cabezas de puntales
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Solución mediante puntales telescópicos

Cuando las cargas que gravitan sobre la jácena sean escasas o cuando la gravedad de la situación aconseje una rápida intervención, se pueden utilizar puntales telescópicos convenientemente arriestrados según la disposición que podemos ver en la figura 4.19.

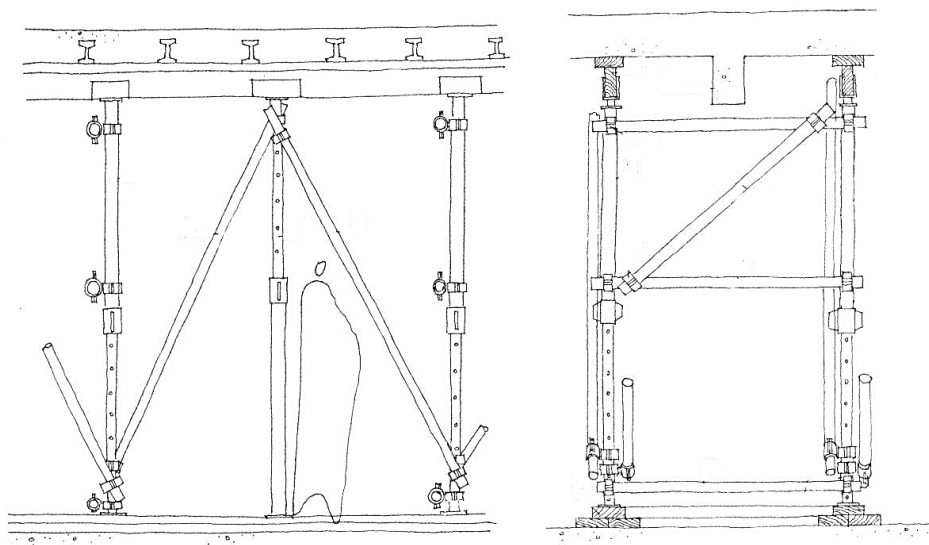


Figura 4.19. Solución mediante puntales telescópicos
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Solución mediante estructura de rosetas

Una solución más idónea que la anterior es la ejecutada con estructuras de tubos con rosetas. La estructura podemos ejecutarla construyendo dos hileras de patas atadas entre sí cuando podamos invadir el espacio bajo la jácena a sustituir con los largueros y diagonales de atado, o bien con estructuras independientes a cada lado de la jácena cuando lo anterior no sea posible. Para jácenas interiores se repetiría la disposición de apoyo de las agujas a través del forjado por transmisión a las sopandas que lo descaran.

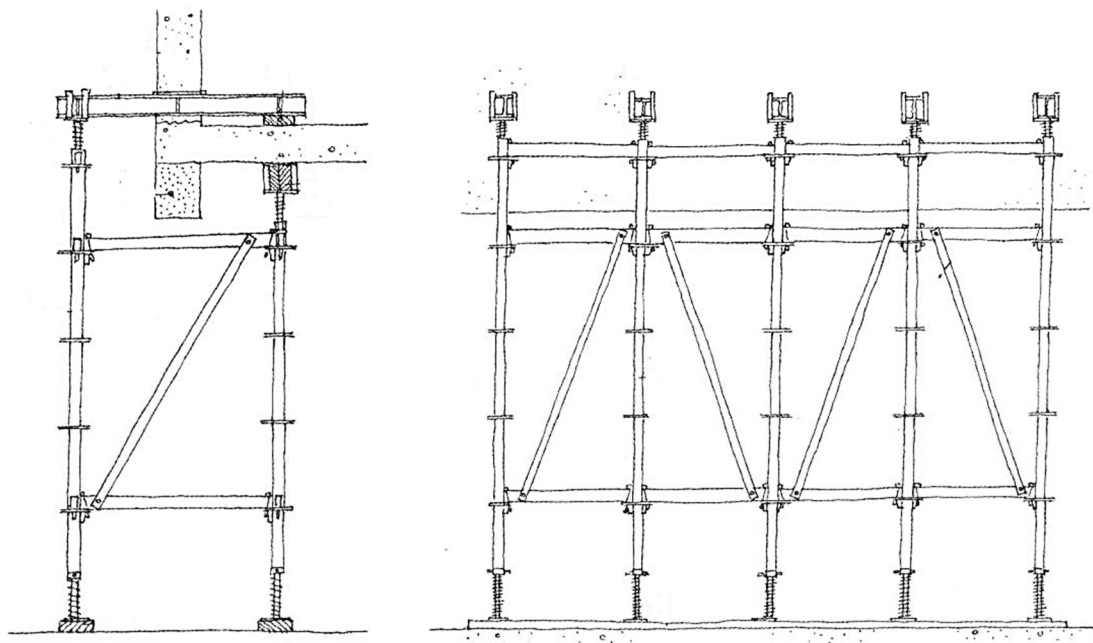


Figura 4.20. Coacción de movimientos en cabezas de puntales
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

En cuanto a los apoyos y transmisión de cargas de las agujas a través de los forjados, la solución dependerá de la dimensión de las cargas a transmitir y la resistencia al aplastamiento de estos. En algunos casos, como los de viguetas de madera muy juntas y entrevigados macizos, será suficiente con el apoyo de las agujas sobre un durmiente de madera, mientras que en otros será preciso acudir a una viga metálica de reparto que garantice que la carga de las agujas se transmita a través de las vigas de forjado para evitar colapsos del entrevigado. Siempre hay que tener un conocimiento cierto de que las características del forjado en los puntos de transmisión de carga y su estado de conservación permiten transferir los esfuerzos, evitando

producir daños tales como el punzonamiento de bovedillas o el aplastamiento de vigas podridas. En último extremo tendríamos que recurrir al calado del forjado para transmitir directamente la carga de las agujas, haciendo independiente la descarga de forjado.

Las agujas se retacarán al muro con cuñas metálicas que garanticen una superficie de reparto adecuada a las tensiones admisibles para el muro.

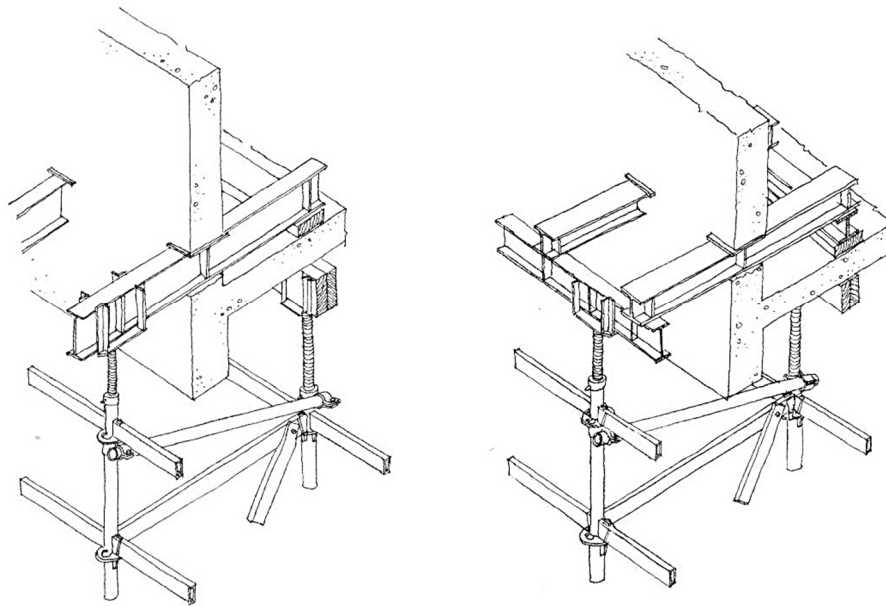
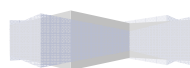


Figura 4.21. Coacción de movimientos en cabezas de puntales
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

4.2.3 Apeo de voladizos

La particularidad de estos apuntalamientos estriba en que los puntales de la parte exterior, es decir, los que se encuentran en el voladizo, no se pueden apoyar en el forjado inferior, para no transmitirle las cargas superiores. Este motivo nos obliga a realizar un traslado de esfuerzos desde la parte del voladizo, hacia el interior del edificio, como podemos ver en la figura 4.22.



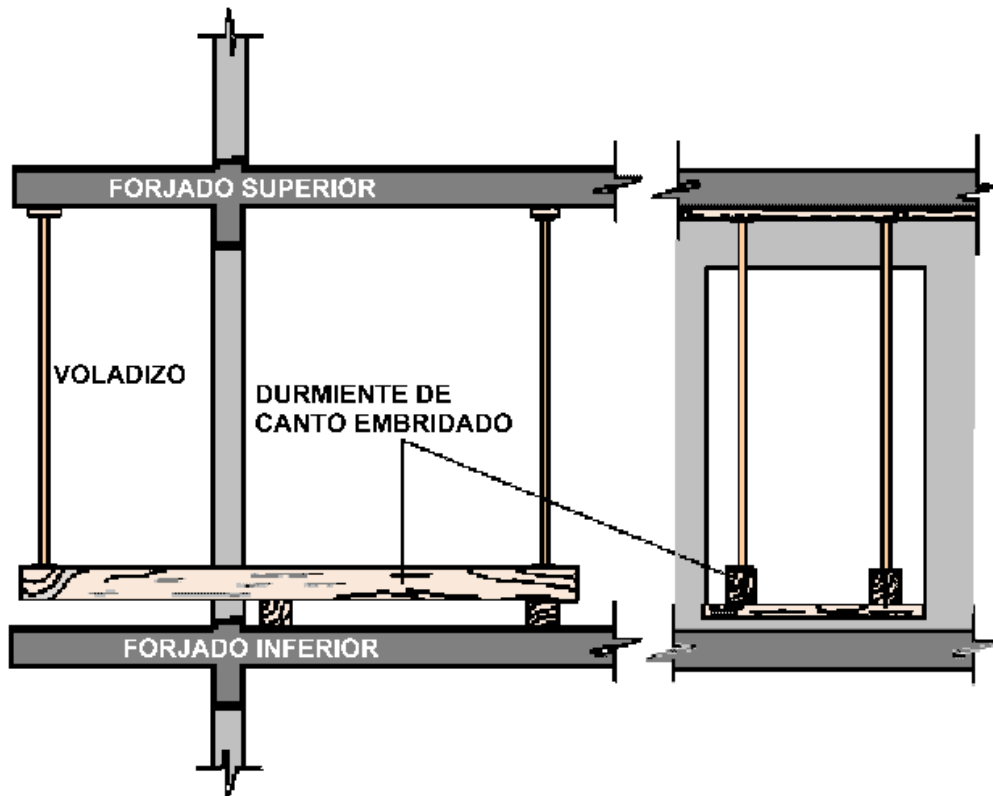


Figura 4.22. Esquema de apeo de voladizo
Fuente: Internet



Figura 4.23. Apeo de voladizo
Fuente: Internet





Figura 4.24. Apeo de voladizo
Fuente: Internet

Como se puede observar, los tablonces embridados actúan como una viga en voladizo donde tenemos dos apoyos interiores y una carga puntual en el exterior que se recibe del voladizo superior. Por este motivo es mejor que los tablonces sean de gran canto para aumentar la inercia y poder soportar mejor la carga.

Para estos apuntalamientos se aprovecharán al máximo los huecos estructurales existentes en el edificio como son las puertas, y en aquellas zonas en que no sea posible, se realizarán huecos a nivel del suelo, lo suficientemente grandes para el paso de dichos tablonces.

En cuanto a los durmientes, se colocará uno de ellos lo más próximo posible a una jácena, y el otro al extremo interior del tablón. Observamos también que este último durmiente apenas recibe esfuerzo alguno ya que en este punto la fuerza se transmite a través del puntal interior hasta el forjado superior.

4.3 Apeo de muros

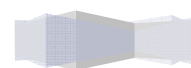
Antes de apea un muro es importantísimo investigar la causa de su movimiento, ya que el apeo debe contrarrestar los esfuerzos que originan las deformaciones. Esta norma aumenta su importancia cuando se trata de apeos de fachadas exteriores ya que estos se enfrentan a una problemática diferenciada del resto de muros de una edificación. Si una doble línea de apeos en muros interiores en toda la altura del edificio les descarga prácticamente de todas las acciones que gravitan sobre él, puesto

que su propio peso se descarga a través de las cabezas de viguetas funcionando como agujas, no sucede lo mismo con los muros de fachada, en los que la línea de apeo interior genera una reacción ascendente descentrada respecto al peso propio del muro que puede favorecer los efectos de destrabazón y vuelco hacia el exterior. Por ello, si todo apeo requiere del previo análisis patológico de las lesiones padecidas y de las causas que las producen, en el caso de los muros de fachada este análisis debe extremarse antes de aplicar recetas de apeos tipo.<

Por otro lado, en la mayoría de los casos existen una serie de consideraciones generales que son comunes a casi todos los apeos de muros, la primera es el recercado de huecos, por ser estos uno de los puntos débiles de la construcción ya que sólo así podremos garantizar el trabajo solidario de toda la fábrica y por lo tanto, la estabilidad del muro (ver apartado 4.5). La segunda consideración, sobre todo en el caso de apeos en muros de fachada, es la del arriostamiento del apeo en los planos perpendiculares a la misma, a fin de contrarrestar los factores de desestabilización lateral mencionados.

La ejecución de apeos de madera tiene las limitaciones de su escasa capacidad de desarrollo en altura si no se engarza a la edificación. Por ello su uso suele limitarse a los siguientes casos:

1. Sistema de puentes de agujas (ver apartado 5.3). Para reparaciones en planta baja y escasas alturas de edificación puede resolverse con puentes sencillos o jabalconados (a y b), cuyos detalles constructivos se detallan en el apartado 5.3. Si se precisa elevar el apeo, su altura máxima se puede estimar en dos plantas (c), debiendo cuidarse el trabado de los pies derechos exteriores mediante el uso de codales y tirantes que posibiliten el paliar los efectos de esbeltez en el pandeo.



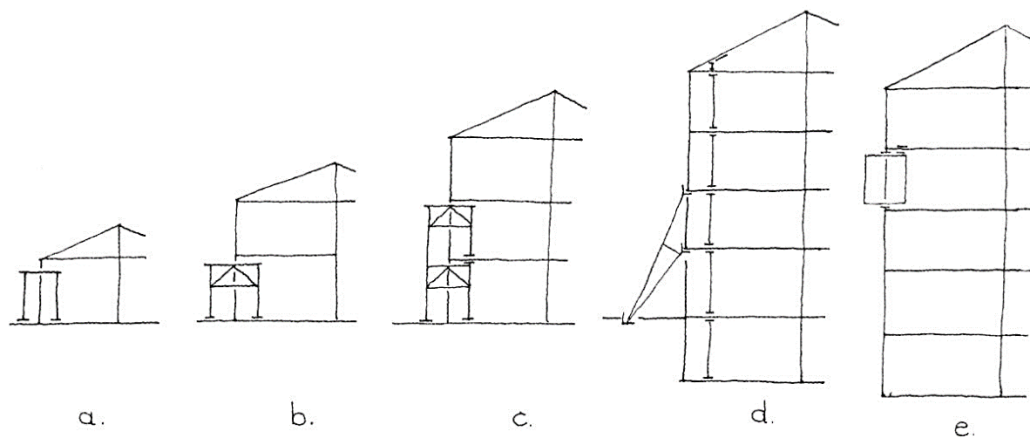


Figura 4.25. Distintas soluciones de apeo de muros
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

En la siguiente figura puede verse un montaje característico para reparación de muro en dos plantas de altura. Deberá cuidarse la prolongación de tablonos de los pies derechos externos, en los que su altura sobrepasa la longitud de los tablonos, evitando la coincidencia de dos uniones contiguas y añadiendo un trozo de tablón o tabla con dos bridas en cada unión (ver figura 3.12 del apartado 3.1.7.1).

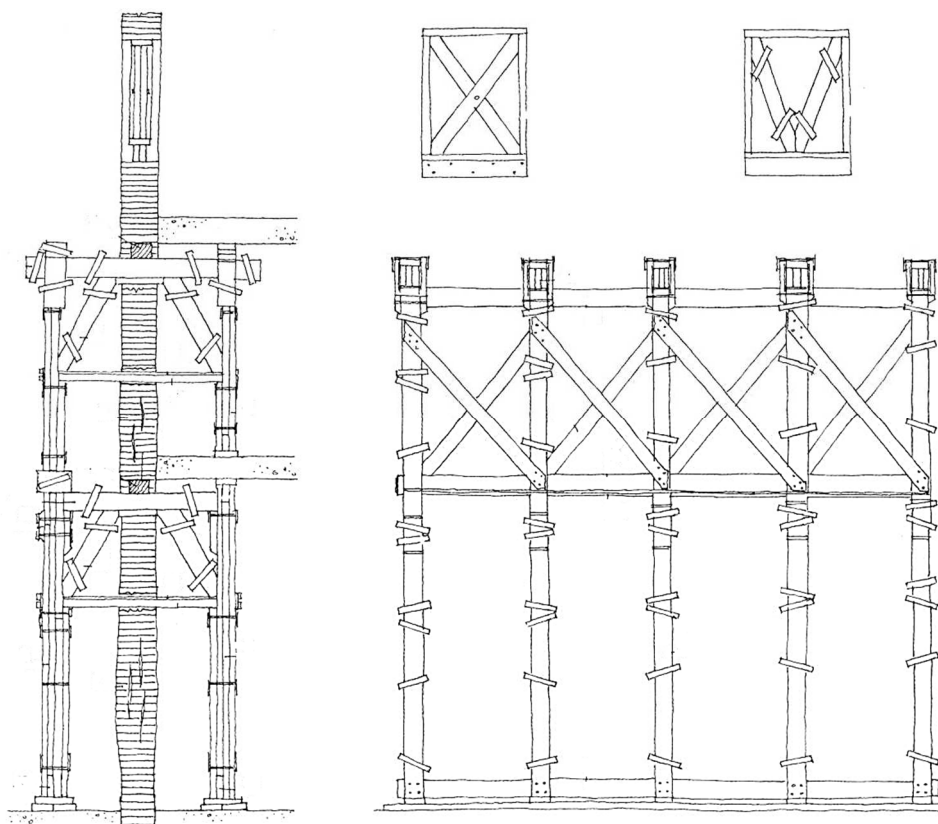


Figura 4.26. Solución para apeo de muro de dos plantas
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

2. Para mayores alturas suele utilizarse la combinación de una línea de apeos en descarga de forjados, combinada con un sistema de tornapuntas exteriores que se ocupen de canalizar el peso del propio muro (d). En este caso, las líneas de apeos de forjados atenderán a lo comentado anteriormente sobre los acodamientos que garanticen su estabilidad y eviten su desplazamiento horizontal el cabeza, sobre todo si se apean cubiertas inclinadas. Los tornapuntas se ejecutarán según lo estudiado en el apartado 3.1.7.4, en el que se analizan este tipo de piezas, cuidando los detalles relativos a la canalización correcta de las componentes horizontales en los planos de los forjados que se sitúan sobre sus cabezas a fin de evitar el colapso del muro, así como el contrarresto del empuje en la base y los empalmes de tablonés en tornapuntas largos.

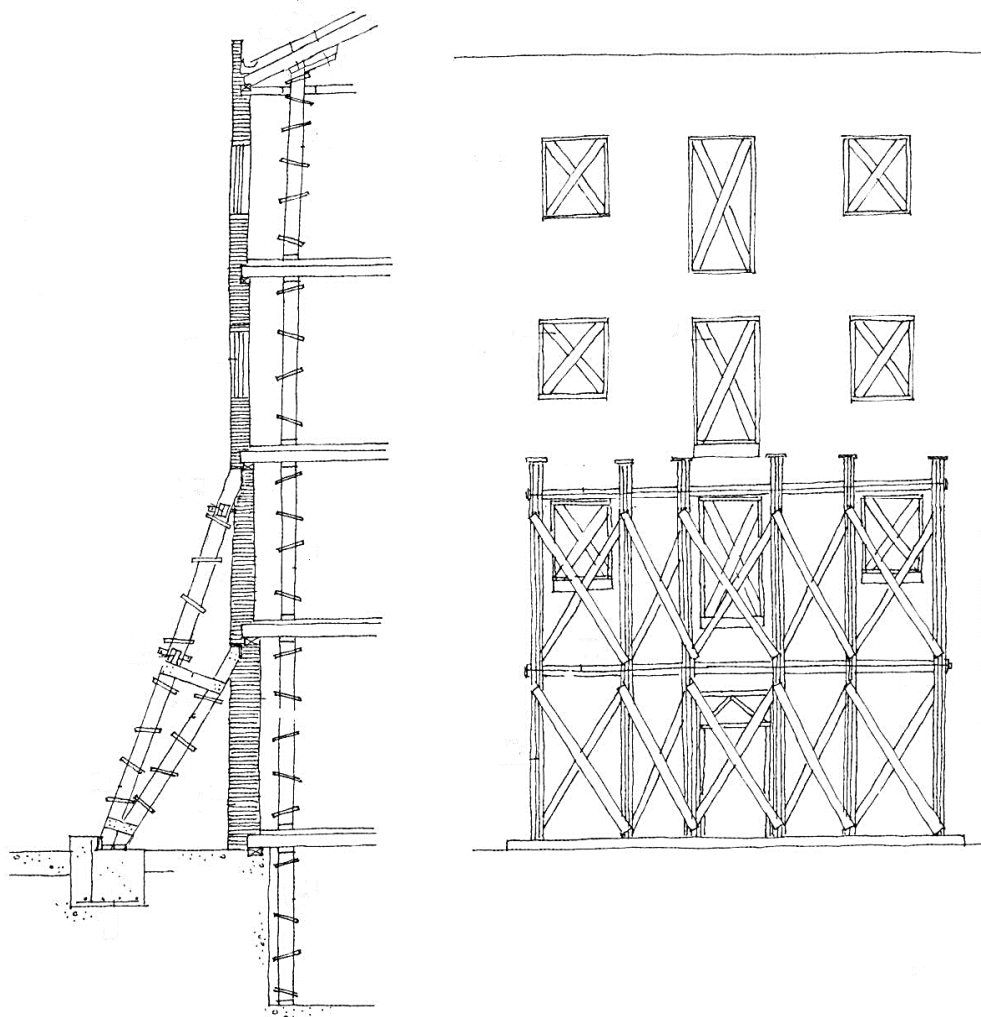


Figura 4.27. Solución para apeo de muros de más de 2 plantas
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

4.3.1 Apeo de muros con desplomes

Se debe apuntalar desde el exterior, si la sintomatología que presenta es grave se deberá apear simultáneamente desde el interior de los forjados. Cuando se apuntalan distintas plantas de forjado, las cargas deben transmitirse directamente de un forjado a otro a través de los forjados verticalmente, tal y como se muestra en la figura, transmitiendo las cargas finalmente a terreno firme.

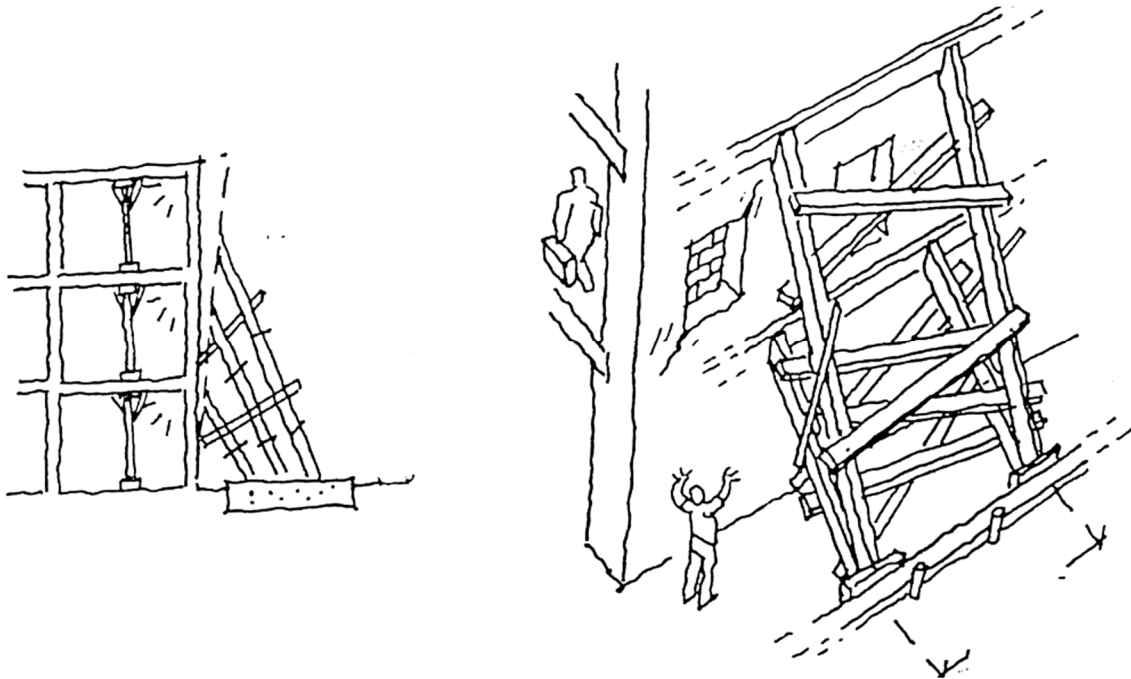


Figura 4.28. Solución para apeo de muros con desplomes
Fuente: Apeos y grietas en la edificación

El apuntalamiento exterior debe acometer al muro a la altura del forjado o forjados en caso de ser un apuntalamiento en abanico, mientras que los puntales interiores se colocarán en las proximidades de la entrega al muro, viniendo a complementar la labor de sostenimiento, ya que este apeo trabaja independientemente del de los tornapuntas. En este caso, a diferencia del mostrado anteriormente, los tornapuntas deberán tener una inclinación menor tener más capacidad para contener la componente horizontal, dejando el contrarresto de las fuerzas verticales al sistema de apeo interior.

Como hemos indicado anteriormente estos apeos requieren asimismo el recercado de huecos en la zona apeada, para garantizar el trabajo solidario de todo el conjunto.

Una variante de este apeo es mediante la colocación de zapatas murales en lugar de muletillas, de este modo se optimiza aún más el contrarresto frente al empuje horizontal. Estas zapatas murales son piezas recibidas o sujetas a los muros que reciben todas las cabezas de los tornapuntas y reparten la carga del elemento sobre estos.

El empleo de zapata mural exige que esta esté bien enlazada al muro por su parte superior, ya que el empuje ejercido por este es contrarrestado por el de los tornapuntas, lo que genera que la zapata tienda a deslizarse hacia arriba.

Si se carece de elementos con la longitud necesaria para alcanzar una mayor altura, puede utilizarse el recurso de colocar un tornapuntas sobre otro a mitad de su recorrido, lo que se denomina *jineta*, pero ha de tenerse en cuenta que se producen flexiones en el tornapuntas inferior; para contrarrestarlas se deberá acodar debidamente contra el suelo. La complejidad de ejecución y la dificultad del mantenimiento de su estabilidad con el paso del tiempo, hacen este último tipo de apeo, poco aconsejable.

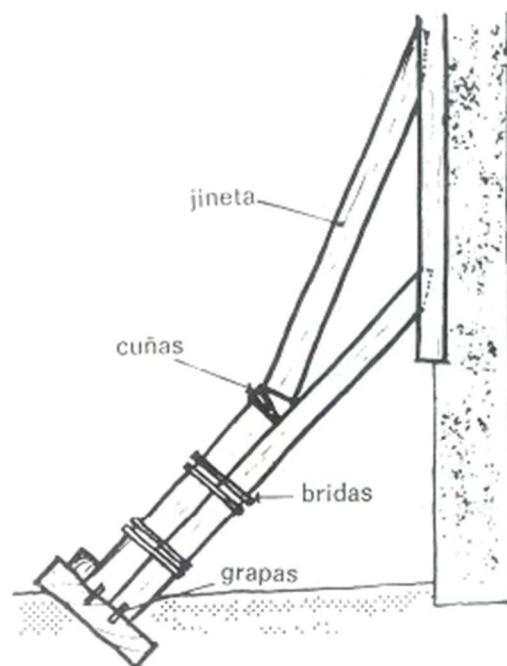
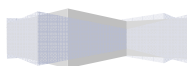


Figura 4.29. Solución mediante zapata mural
Fuente: Manual S.E.P.E.I. de bomberos



4.3.2 Apeo de muros con bombeos

A diferencia del desplome (en el que el muro gira según un plano perpendicular al mismo pero permanece plano), en el caso de bombeos se produce un alabeo o curvatura según un plano vertical (por empuje puntual de viga) o según un plano horizontal (por empuje de un frente de forjado). En ambos casos la zapata mural (vertical) o la muletilla (horizontal) de reparto entre puntal y muro será tangente en el saliente máximo de la curva por lo que se hace imprescindible un retacado de mortero que permita un acuerdo correcto.

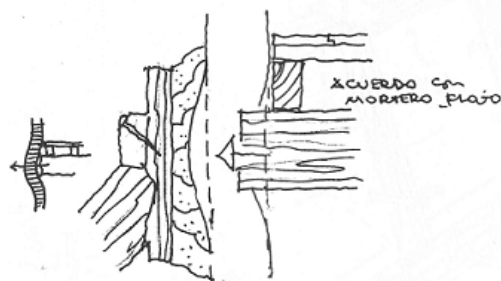


Figura 4.30: Empuje de Viga
Fuente: Apeos y grietas en la edificación

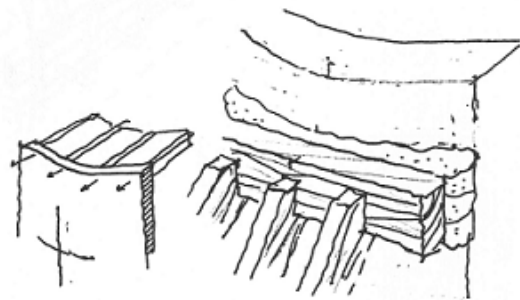
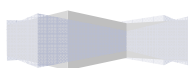


Figura 4.31: Empuje de Forjado
Fuente: Apeos y grietas en la edificación

4.3.3 Apeo de muros con deslizamiento

En un muro que desliza por su base produciéndose un corrimiento de esta, la parte superior del muro puede llegar a cizallarse y desprenderse del resto. En estos casos el apeo se organiza desde la parte superior del muro en zona sana no afectada por el movimiento.

En esta zona, es decir, desde el corte hacia arriba, se embuten tablonces de madera o mejor, perfiles IPN a modo de ménsulas o asnillas pasantes, de las que se suspenden las zapatas corridas o carreras por interior y exterior. Sobre éstas incidirán los puntales encargados de transferir al terreno las cargas provenientes de la parte alta del muro, en tanto se repara, restituye o sustituye el muro "deslizado".



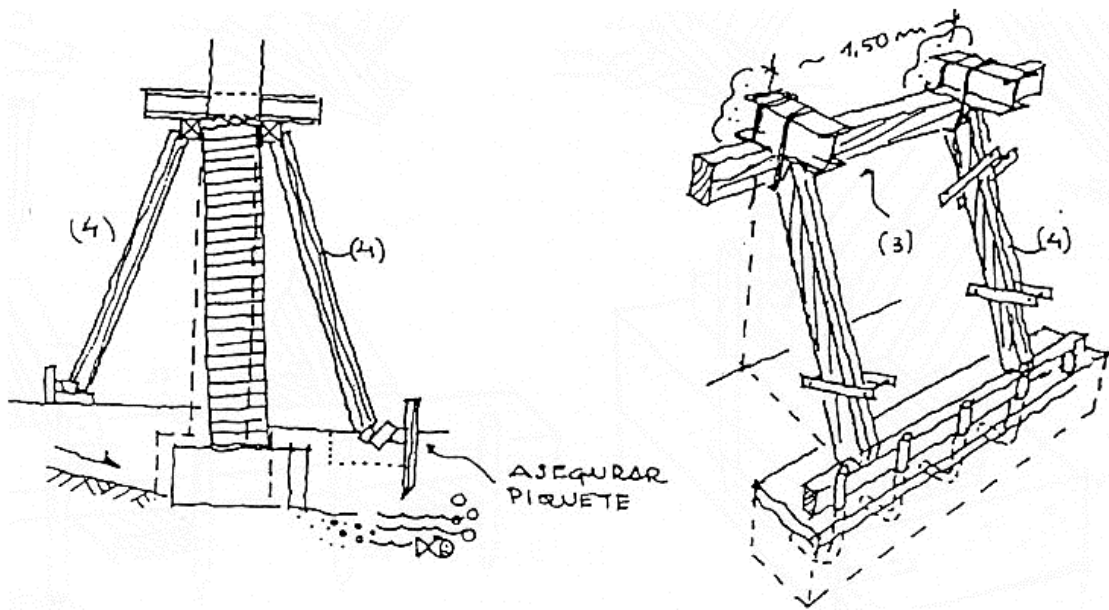


Figura 4.32. Solución de apeo de muro con deslizamiento
Fuente: Apeos y grietas en la edificación

También puede deslizarse la parte superior del muro permaneciendo la inferior. En este caso el apeo se organiza en la base del corte y para evitar el giro que propiciaría esta rotura se apea igualmente la cresta del muro.

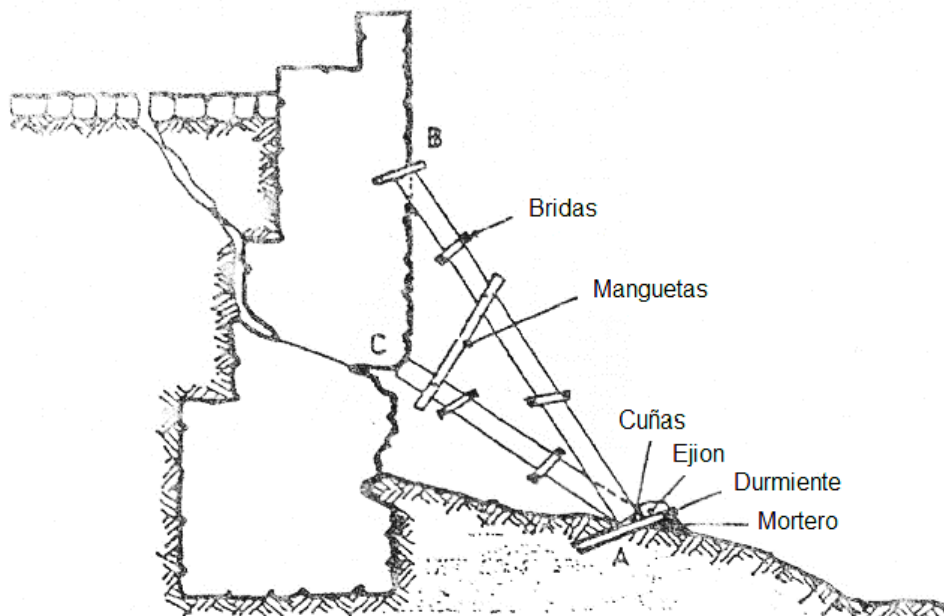


Figura 4.33. Solución de apeo de muro con deslizamiento
Fuente: Manual S.E.P.E.I de Bomberos

4.4 Apeo de huecos

Como parte más débil de la construcción, junto a los patinillos y cajas de escalera, el hueco es uno de los primeros elementos que acusa los fallos del edificio presentando rápidamente una sintomatología clara.

En función de las acciones así como de su posición relativa se presentan distintos tipos de apeos como son los de marco, los acodalados, los de montante, los de zigzag, los de aspa, etc.

Como la dirección de las acciones y su intensidad no es siempre fácil de determinar, para los síntomas que apuntan una cierta gravedad se deben disponer soluciones en aspa o "cruz de San Andrés", que viene a coartar cualquier dirección del esfuerzo. Cuando se trata de un hueco de paso, que quedaría inutilizado por la presencia del aspa, se recurre al marco completo, es decir, jambas o montantes, cabecero y peana, acartelando las dos esquinas superiores y suprimiendo las riostras (figura 4.34).

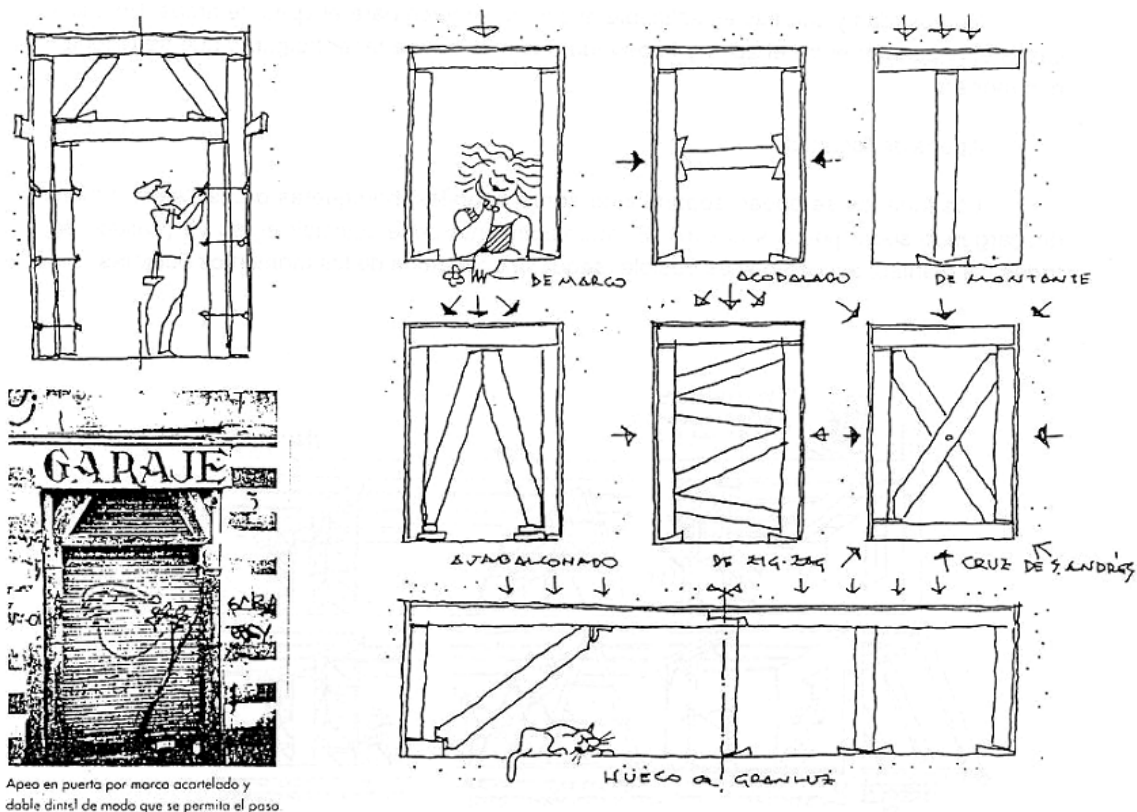


Figura 4.34. Distintas soluciones para el apeo de huecos
Fuente: Apeos y grietas en la edificación

Otra forma muy elemental de apea huecos es mediante los apeos de macizo. Consisten en rellenar con fábrica de ladrillo o bloques de hormigón aligerado cuajando el hueco del vano a apear. Se deben cumplir las elementales reglas de ejecución de una fábrica de ladrillo sin más precaución que la de utilizar morteros flojos de modo que se facilite la posterior operación de desmontado.

4.5 Apeo de arcos y bóvedas

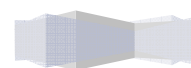
Todo el sistema estructural del arco trabaja exclusivamente a compresión por transmisión de cargas entre dovelas. Las tensiones provocadas por los empujes más el peso propio en cada punto, no ha de superar los límites de su capacidad resistente a compresión ni de su resistencia al deslizamiento por rozamiento entre las piezas. Los arcos tallados en piedra, así como los moldeados en tapial o mortero, o incluso los romanos ejecutados con ladrillo, constituyen piezas sometidas a tensiones internas de compresión y tracción, estas últimas absorbidas por la capacidad de adherencia y la cohesión del material empleado.

Aunque existen muchas y variadas soluciones para estos elementos estructurales, nos centraremos en los que nos ofrecen los apeos de madera, tanto mediante cimbras como por apoyos simples. Terminaremos eso sí, mostrando a modo orientativo, los dos sistemas industriales más usados para este tipo de trabajos por su importancia como solución rápida y práctica para los mismos.

4.5.1 Solución mediante cimbras de madera

El sistema óptimo para el apeo de arcos o bóvedas es aquel que está constituido por cimbras de iguales características que las que se utilizaron para su construcción.

El elemento fundamental de la cimbra es el cuchillo o cercha que forma un plano vertical. Sobre ella, en contacto con el arco se dispone el forro o entablado para repartir la presión sobre todo el intradós.



A continuación se desarrollan tres posibles tipos de cimbras adaptables en función de la luz máxima del arco. A partir de los tres metros de luz el trabajo de replanteo y de carpintería es tan complejo que se aconseja el empleo de los sistemas metálicos industrializados ya que ofrecen mejores ventajas tanto en el montaje como en la adaptación a la traza del arco.

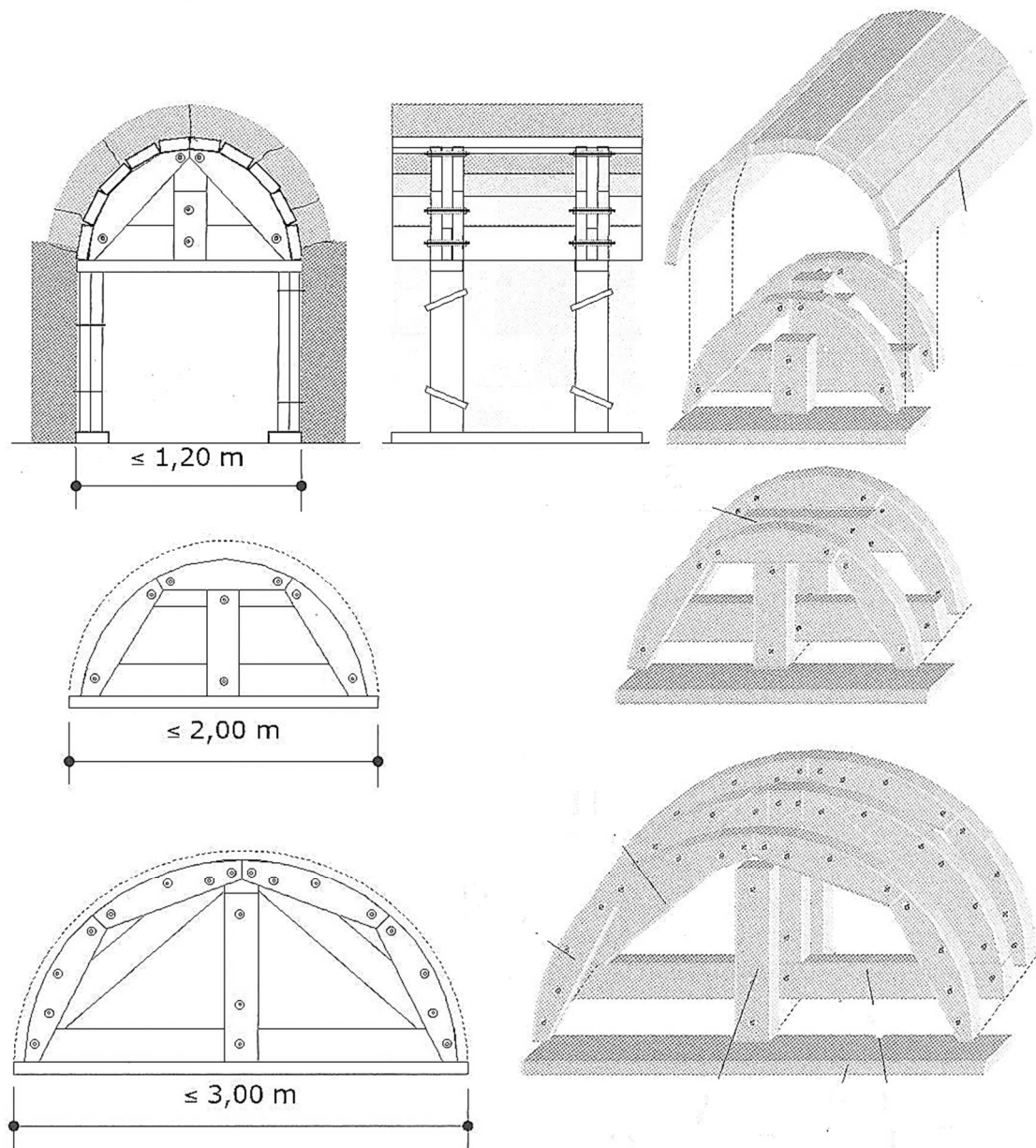


Figura 4.35. Distintas soluciones de cimbras
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos



En el caso de que nos encontremos con un arco del tipo escarzano, se presenta su apeo mostrando una solución para este tipo de arcos. La siguiente figura representa un modelo de cimbra con los distintos elementos que la componen.

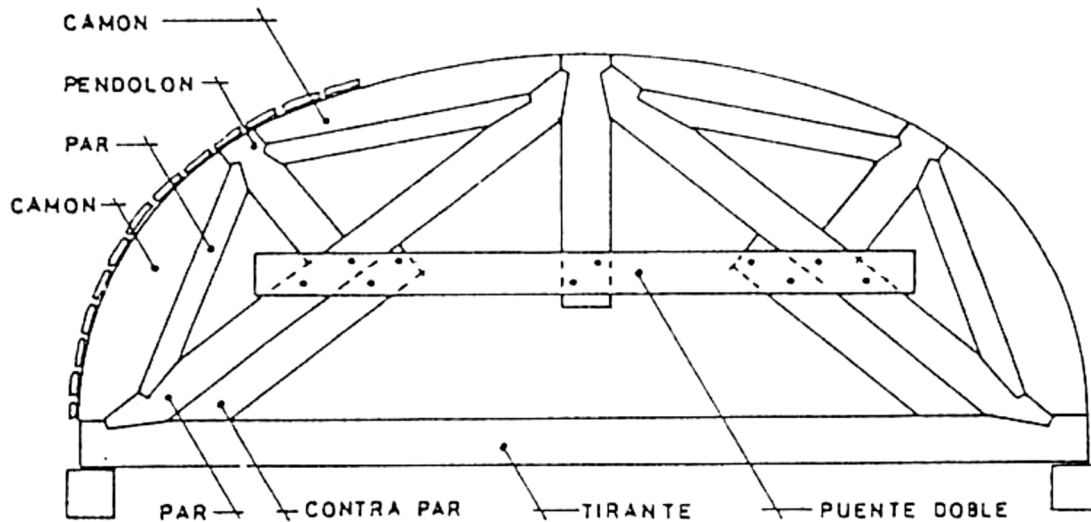
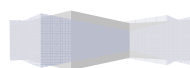


Figura 4.36. Cimbra tipo para arco del tipo escarzano
Fuente: Internet

Este entablado no es estrictamente necesario que vaya a tope, bastaría con transmitir cargas a intervalos regulares, aunque ha de tenerse la precaución de no dejar, en los de sillería, ninguna dovela sin apoyo.

4.5.2 Solución mediante apeos simples de madera

Cuando las roturas del arco sean localizadas y no amenacen hundimiento, se puede plantear el apeo mediante elementos aislados de apeo en madera. En este caso, los ejemplos que se muestran a continuación son apeos de contención que no admiten trabajos de sustitución del arco o bóveda dañados.



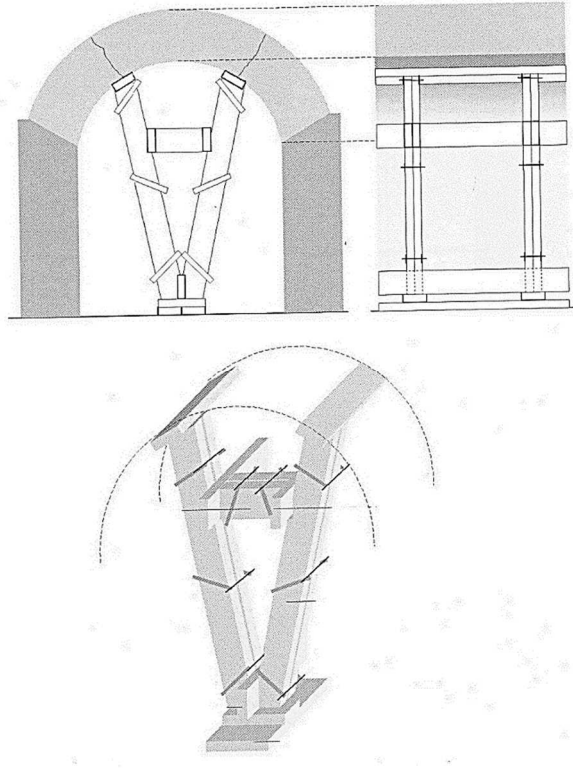


Figura 4.37. Apeo de arco con dos secciones de rotura
 Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

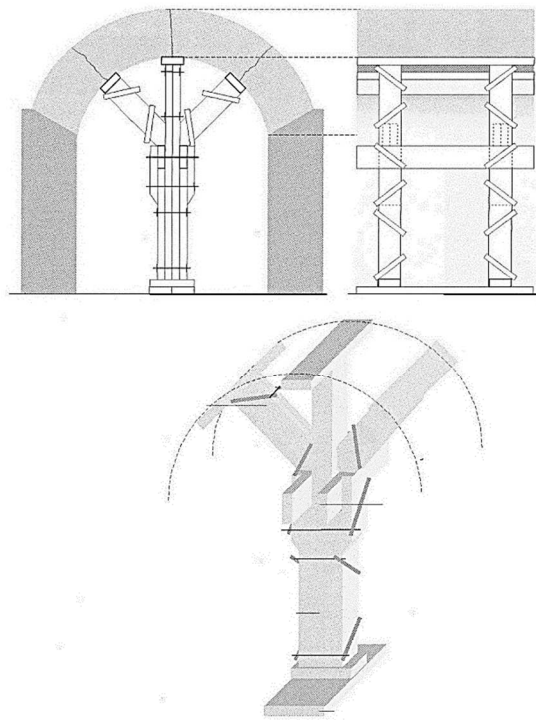


Figura 4.38. Apeo de arco con tres secciones de rotura
 Fuente: Apeos y refuerzos alternativos



4.5.3 Solución de encimbrado y soporte Súper Slim

Como hemos comentado, existen arcos que por sus dimensiones hacen el apeo de madera, tanto por volumen como por dificultad, prácticamente inviable. Para ello existen sistemas industrializados de apeos como es el sistema Súper Slim. Este sistema nos permite, además de salvar el vano bajo el arco, adoptar una solución de manera que ni el uso del recinto ni el paso bajo la cimbra se interrumpan durante la permanencia del sistema de apeo.

4.5.4 Solución mediante encimbrado y soporte de estructura modular de rosetas

El ya estudiado sistema modular nos permite, además de una mayor versatilidad y capacidad de carga, un perfecto reparto de cargas. La transmisión de cargas de la traza circular del arco al alzado cuadrangular del sistema de tubos con rosetas se efectúa mediante un sistema radial de tubos y bridas como puede verse en la siguiente figura.

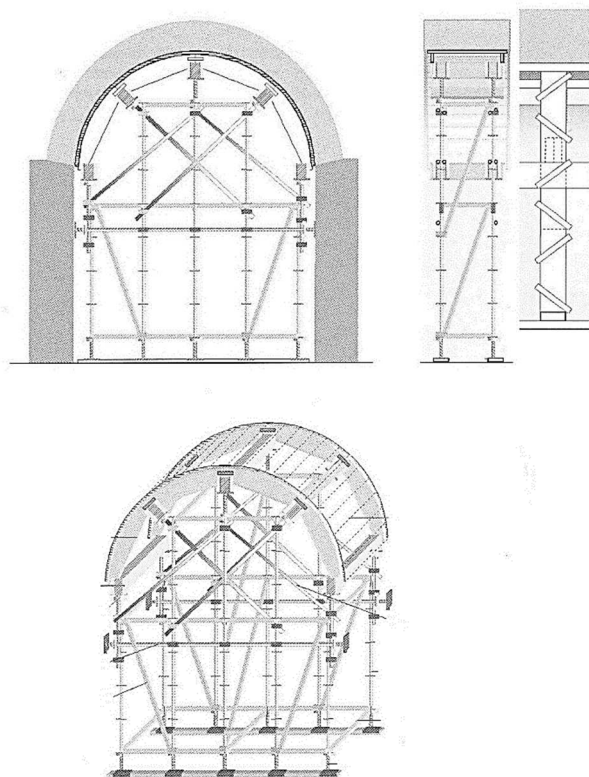


Figura 4.39. Apeo de arco mediante estructura modular
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos



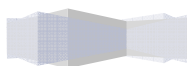
Este último sistema de apeo fue uno de los más utilizados tras la tragedia del terremoto de Lorca en Mayo de 2011 para el apeo de numerosos edificios pertenecientes al rico patrimonio de la ciudad.



Figura 4.40. Apeo de arco mediante estructura modular
Fuente: Autor (Lorca 2011)

4.5.5 Solución mediante refuerzo alternativo de fábrica de ladrillo

Entendemos que en ocasiones, cuando se deteriora un arco (o bóveda), es prácticamente imposible, en un trabajo de urgencia, comenzar a construir las piezas apantilladas para elaborar una cimbra con la forma del mismo. Ante esta situación una alternativa puede ser el utilizar de relleno otros materiales que den una solución más rápida a este problema.



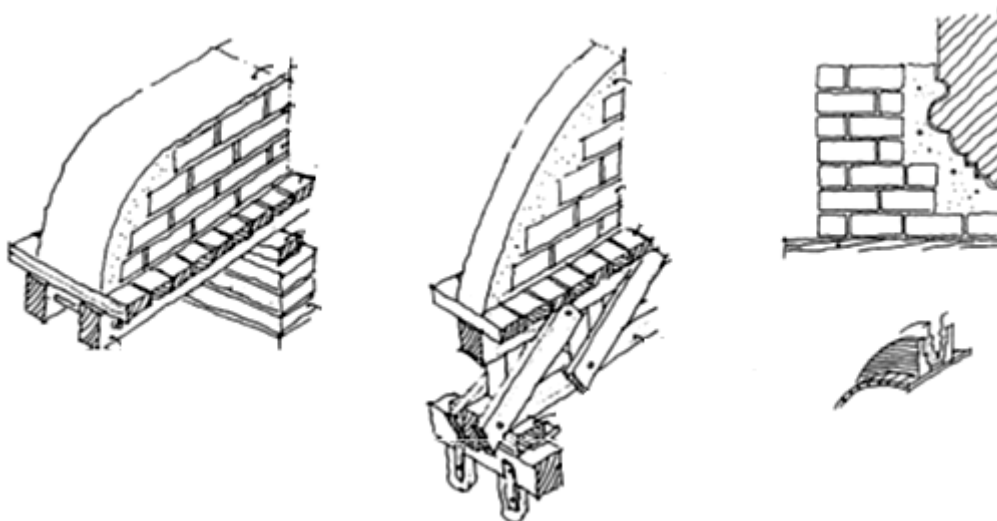


Figura 4.41. Apeo de arco mediante refuerzo con estructura de ladrillo
 Fuente: Apeos y grietas en la edificación

4.5.6 Solución mediante atirantado

El origen de la deformación producida modifica su ubicación. En el ejemplo adjunto se expone el atirantado por desplome de uno de los estribos y el correspondiente por cedimiento del arco roto en cinco secciones. Se puede observar la diferente altura de instalación del tirante para cada caso.

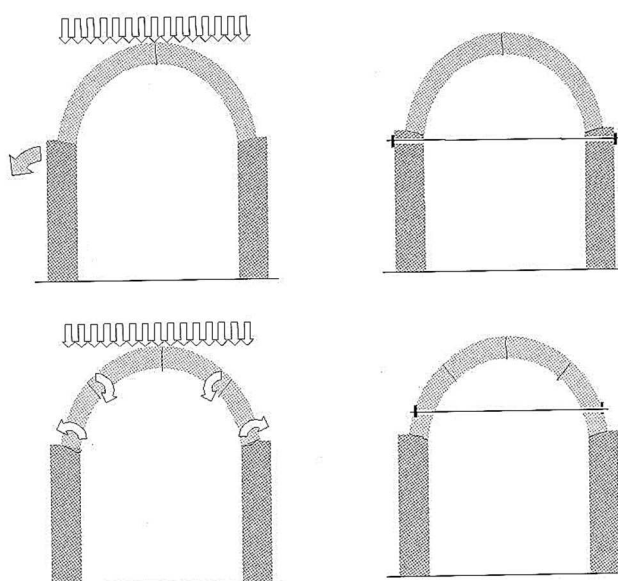
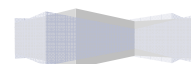


Figura 4.42. Apeo de arco mediante refuerzo con estructura de ladrillo
 Fuente: Apeos y refuerzos alternativos



4.6 Apeo de cubiertas

Analizaremos las cubiertas inclinadas en los de las tipologías estructurales de las cubiertas de “par e hilera” y a “par y picadero”, por ser las que presentan más frecuencia en necesidades de apeo, bien por presencia de lesiones o a causa de obras de rehabilitación. Es importante para este tipo de apeos conocer tanto su comportamiento estructural como las patologías más frecuentes.

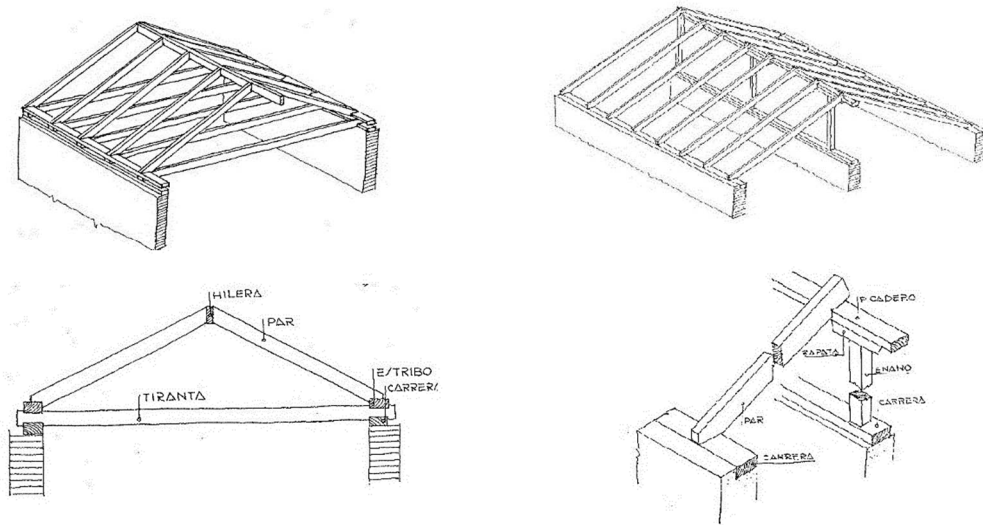


Figura 4.43. Cubiertas de “par e hilera” (izq.) y de “par y picadero” (der.)
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Cubiertas Par e Hilera

La patología más característica de este tipo de cubiertas suele ser el desplazamiento horizontal de sus bases, que generalmente se debe a dos causas:

- Por rotura de tirantas
- Por rotura de pares

El resultado, en ambos casos, será que o bien pasa a ser el muro el que contiene el empuje, o bien se produce el colapso de la estructura. En caso de que el muro resista, la redistribución de esfuerzos suele aparejar su desplome en coronación, con el consiguiente deslizamiento vertical de la cabeza superior del par respecto a la hilera o provocando el arrastre de ésta y su deformación vertical.

La medida de seguridad más empleada (a veces dejada como reparación definitiva) consiste en la instalación de tirantes de acero que sustituyen la función de las tirantas de madera, con tensor interior que permita regular y templar el esfuerzo. Exteriormente se puede disponer un perfil metálico o una placa de reparto que permita redistribuir el esfuerzo del tirante sobre el muro.

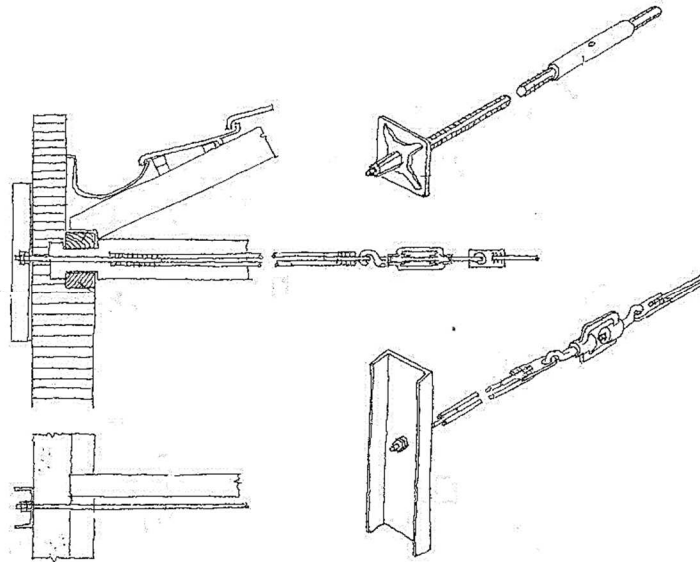


Figura 4.44. Solución mediante tirantes metálicas
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Otro daño frecuente en cubiertas de madera es el de su abatimiento, como consecuencia de la carencia de arriostramiento longitudinal de los faldones (fig. 4.45). La cubierta de par e hilera, es especialmente sensible a este problema por sus características constructivas, ya que la hilera es una pieza que ni siquiera va clavada a los pares, por lo que es especialmente inestable ante cualquier esfuerzo que pueda producirse en la dirección longitudinal de sus faldones, tendiendo a girar los pares en sus apoyos sobre el estribo hasta caer por abatimiento lateral.



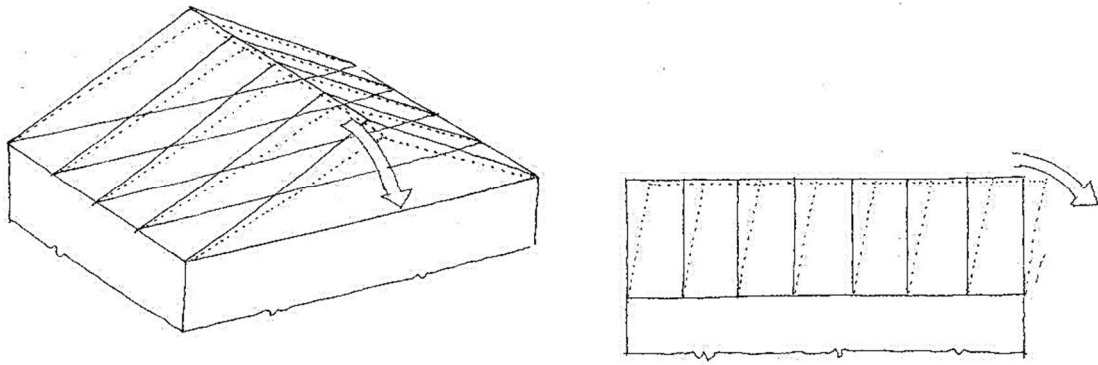


Figura 4.45. Problema de abatimiento de estructura de cubierta
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Si la cubierta no presenta un avanzado desplazamiento longitudinal de su hilera podemos intentar congelar el abatimiento mediante la triangulación de varios pares de cada faldón con tabloncillos atornillados (preferentemente con pretaladro) a la cara inferior de los pares.

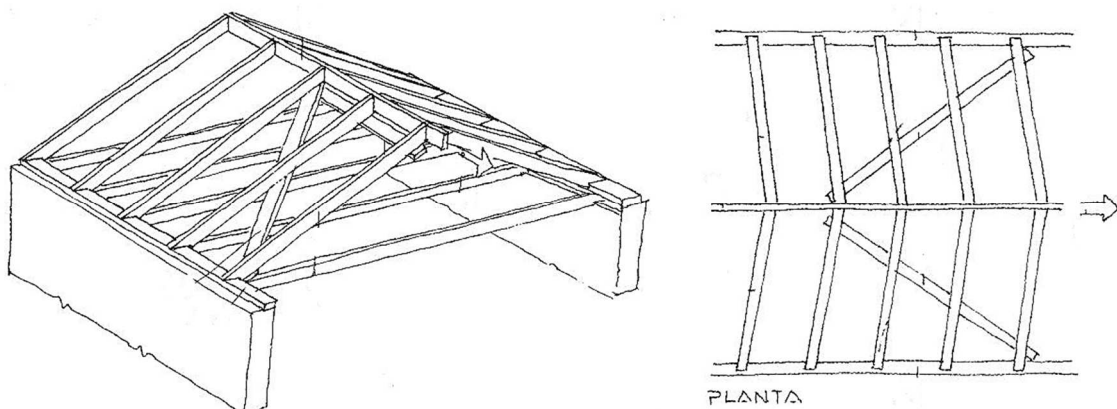


Figura 4.46. Solución frente al problema de abatimiento
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Este tipo de estructuras basa su estabilidad mediante la simetría de forma y carga con lo que es importante en caso de realizar apeos diferentes a los mencionados, el no introducir cambios que afecten al dicho equilibrio.



Par y picadero

Otro tipo de estructura de madera de muy amplio uso es la de par y picadero, cuya esencia la constituye la esencia de pares que apoyan horizontalmente en sus extremos, con lo que se evitan los empujes característicos de las cubiertas a par y picadero. En este caso, el fenómeno más corriente es la deformación de los pares debido a la disminución del momento flector por el paso del tiempo o por el agotamiento de una sección insuficiente, que motive en este caso su rotura.

En los casos de rotura de un par por flexión una de las posibles soluciones a adoptar puede ser la de apuntalar dicho par a ambos lados de la rotura, bien mediante una línea de puntales telescópicos o pies derechos debidamente arriostrados o bien mediante una estructura de tubos con rosetas o las específicas torres de carga vistas en el apartado correspondiente.

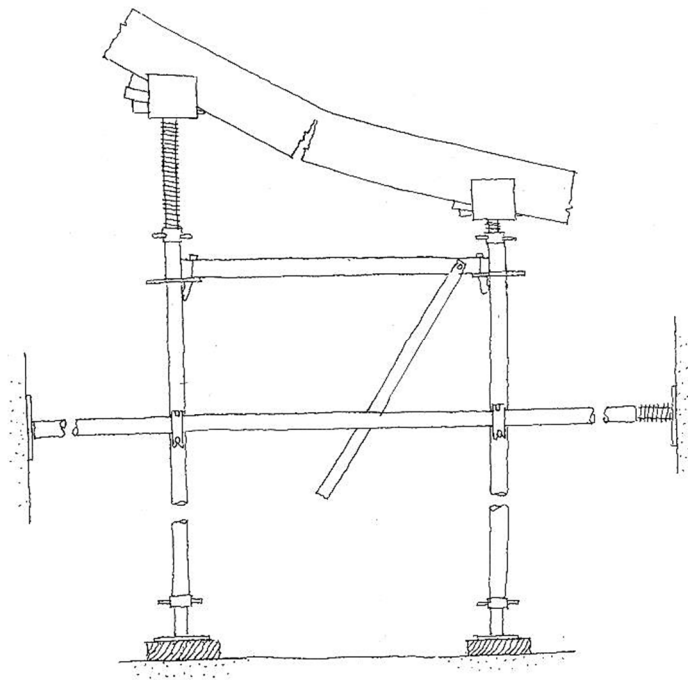


Figura 4.47. Apuntalamiento de par dañado mediante estructura tubular
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

En el caso de que se desee dejar libre el espacio bajo el par roto y siempre y cuando las viguetas que sustentan el cielo raso sean suficientemente resistentes, se podrán colocar sobre éstas durmientes que recojan dos enanos, uno a cada lado de la rotura,

apoyando el par. Se colocarán también dos ejiones atornillados al par con pretaladro (sin clavar ni dar golpes) a fin de evitar que el colapso del par tumba los enanos por empuje lateral, y orejas para evitar su desplazamiento transversal (figura.....).

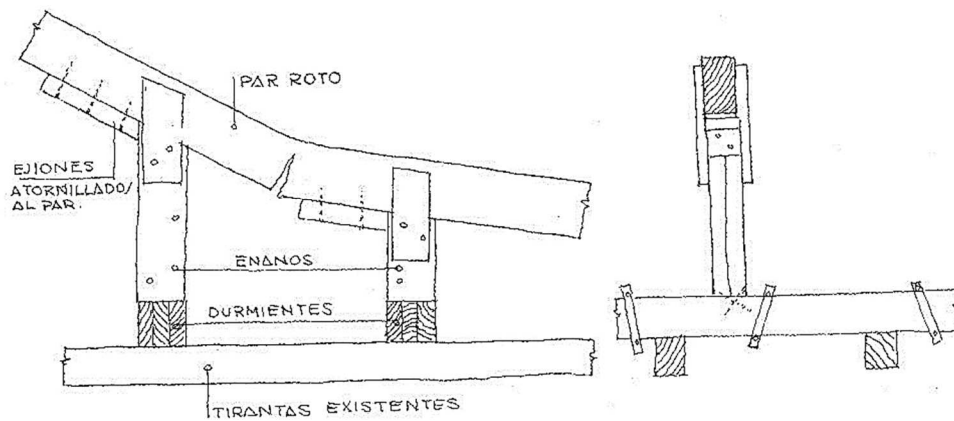


Figura 4.48. Solución mediante apoyo en viguetas inferiores
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

4.7 Entibaciones

Las entibaciones son sistemas de apeo construidos con elementos de madera o hierro y ejecutados en excavaciones con objeto de absorber el empuje activo cuando no es posible ataludar el terreno.

La Norma tecnológica de la Edificación "Acondicionamiento del terreno. Desmontes. Zanjas y Pozos" establece tres tipos de entibaciones: ligera, semicuajada y cuajada. Según establece esta norma, en una entibación semicuajada las piezas del tablero se disponen verticalmente dejando huecos en su alineación. En una entibación cuajada el tablero se forma mediante piezas horizontales. En ambos casos las piezas de tablero trabajan a flexión soportando, en su trasdós, la tensión debida al empuje del terreno. Estas tensiones se contrarrestan entre las paredes enfrentadas de la excavación mediante las piezas de codal trabajando a compresión. Los codales pueden estar constituidos por virotillos de madera o puntales telescópicos.



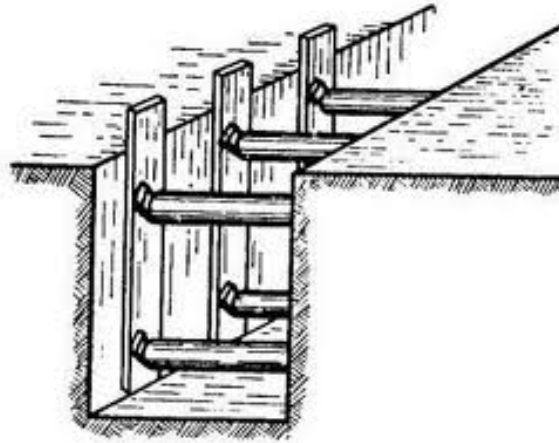


Figura 4.49. Entibación ligera
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

4.8 Acodalamientos

Los acodalamientos son apeos que se realizan aprovechando la proximidad de estructuras resistentes cercanas, como pueden ser edificaciones en caso de querer apelar todo un edificio o parte de él, en los que se apoya el sistema para contrarrestar los empujes del elemento a apelar mediante el trabajo a compresión de su elemento principal, el codal. En la siguiente figura se muestran las diferentes partes de esta tipología de apeo.

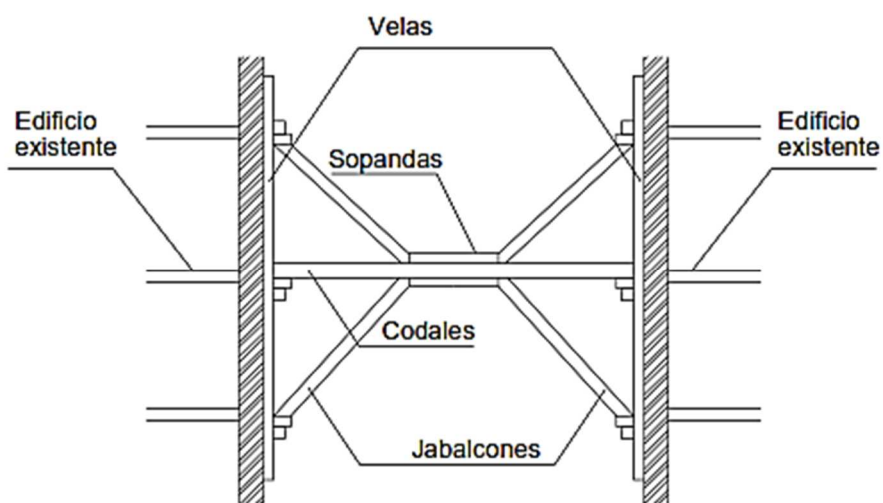


Figura 4.50. Elementos que componen un acodamiento
Fuente: Manual S.E.P.E.I. de Bomberos



Se pueden realizar acodamientos de madera o mediante sistemas metálicos industrializados. Estos últimos, destinados al apeo de edificios o para el vaciado de terrenos, requieren una infraestructura para su colocación que hace de esta un trabajo lento y dificultoso, aunque una vez terminado, el apeo suele ser bastante efectivo.



Figura 4.51. Acodamiento de edificio mediante estructuras metálica
Fuente: Internet



5 Otros sistemas de apeo

5.1 Apeo con asnillas

Tradicionalmente, en los apeos de madera, viene realizándose el denominado apeo “de asnillas”, que consiste, básicamente en “borriquetas” formadas por dos parejas de tornapuntas contrapuestas con tirantes en su base, para contrarrestar los empujes horizontales generados por la inclinación de las piezas principales unidos en cabeza por una aguja o marrano y arriostrados transversalmente.

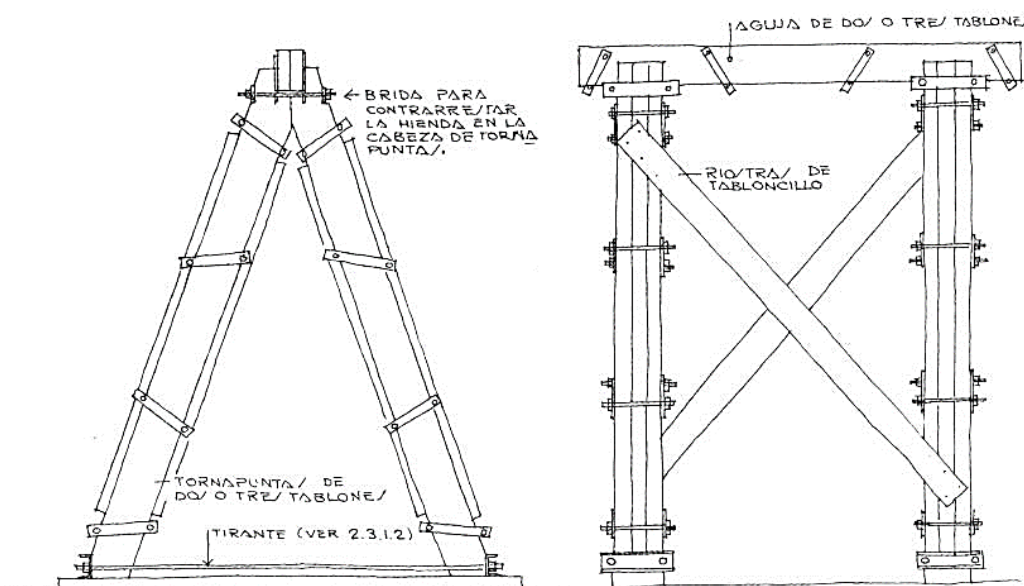
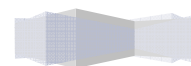


Figura 5.01. Apeo “de asnillas”
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Un correcto apeo de asnillas requiere el estudio en detalle de dos cuestiones, en primer lugar asegurar un correcto contrarresto de las componentes horizontales mediante un fiable sistema de tirantes metálicos, como alternativa el tirante metálico puede ser sustituido por madera haciendo trabajar al tablón de durmiente como tirante, disponiendo ejiones clavados o atornillados con arreglo a lo visto en la figura 3.38 del apartado correspondiente a los tornapuntas (3.1.7.4).

La segunda cuestión a tener en cuenta es acerca del embarbillado en cabezas de tornapuntas. Si bien aquí el embarbillado no genera esfuerzo a hienda, ya que la componente horizontal queda contrarrestada por la tornapunta simétrica, la



tendencia al giro y al desplazamiento horizontal de la aguja sí lo hacen, por lo que es necesario acudir a una brida que lo impida según se observa en la figura 5.02.

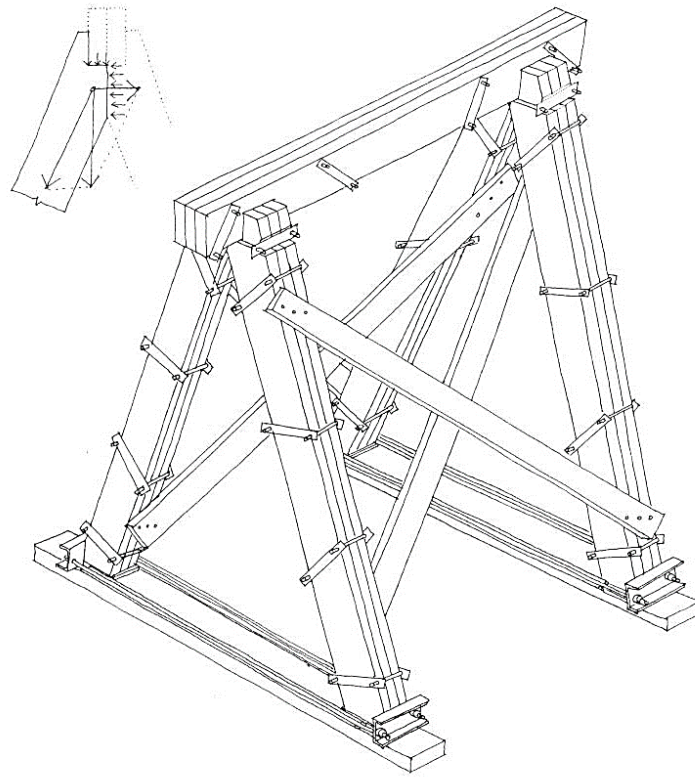


Figura 5.02. Apeo "de asnillas"
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

5.2 Apeo "de llave"

Si existiera, este tipo de apeo podríamos catalogarlo en el listado de apeos "recurrentes" por su inusual estructura si lo comparamos con los apeos vistos a lo largo de este apartado. También por sus condiciones de servicio, algo anárquicas debido a la ausencia de estabilidad lateral y de unas tablas elaboradas tras análisis de sus condiciones particulares de trabajo. Esto no es así, pero no por ello debemos dejar de nombrar este sencillo pero versátil sistema de apeo, el cual eso sí, en caso de utilizarse, habrá que hacerlo con una esmerada ejecución y considerando su capacidad de carga con unos amplios márgenes de seguridad que compensen la ausencia de esta estabilidad lateral. El sistema en sí se basa en el aprovechamiento de la capacidad de carga a compresión perpendicular de la madera, siendo gracias a su rapidez y sencillez de montaje muy útil en determinadas ocasiones. Por esta rapidez de montaje y su



capacidad para adaptarse al medio, este tipo de apeo es utilizado por los servicios de emergencia en su actuación ante estructuras colapsadas.

CAPACIDAD Y DISEÑO DEL ENTARIMADO DE MADERA

Capacidad de carga a compresión perpendicular a la fibra
Para cargas de duración media y clase de servicio 3 (2,40 N/mm²)

Para una configuración de 2x2 (4 apoyos)
Capacidad de un entarimado de 100x100mm (x4) = 96 kN
Capacidad de un entarimado de 150x150mm (x4) = 216 kN

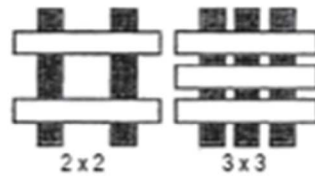
Para una configuración de 3x3 (9 apoyos)
Capacidad de un entarimado de 100x100mm (x9) = 216 kN
Capacidad de un entarimado de 150x150mm (x9) = 486 kN



La primera camada debe ser sólida para distribuir la carga, especialmente sobre tierra o asfalto

Se debe limitar la altura a 3 veces el ancho (del lado más corto si no es cuadrado)

Se deberán solapar los tabloncillos dejando al menos 10cm libres de los extremos



2 x 2

3 x 3

Plataformas sólidas



Triángulo

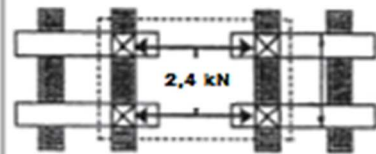
Paralelogramo

Estas formas no son muy estables. Mantener una relación de 1:1 entre el alto y ancho.

Entarimado de 10x10cm con cuatro superficies de apoyo

2,4 kN por cada apoyo

2,4 kN por cada apoyo



2,4 kN

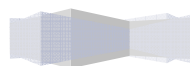


2,4 kN por cada apoyo

Limitar relación entre altura y ancho a 1:1

Figura 5.03. Apeo "de asnillas"
Fuente: Manual B.R.E.C. Bomberos en Acción

El entarimado del que está compuesto se construye de bloques de madera de de 10x10 o de 15x15 cm de grosor, combinados en forma de columna para soportar el peso de la carga. Generalmente se trabaja con largos de al menos 45 hasta 60 cm. Se pueden usar cuñas para rellenar los pequeños espacios y asegurar la correcta transmisión de la carga en su encuentro con el elemento a apelar. En caso de que el apeo sea sobre una estructura colapsada se pueden usar también las cuñas para



cambiar el ángulo de empuje (figura.....) y así obtener contacto óptimo con superficies inclinadas o desiguales. En este caso el apeo no puede tener demasiada altura por la inestabilidad evidente que supondría ante las fuerzas horizontales que tendría que contener.

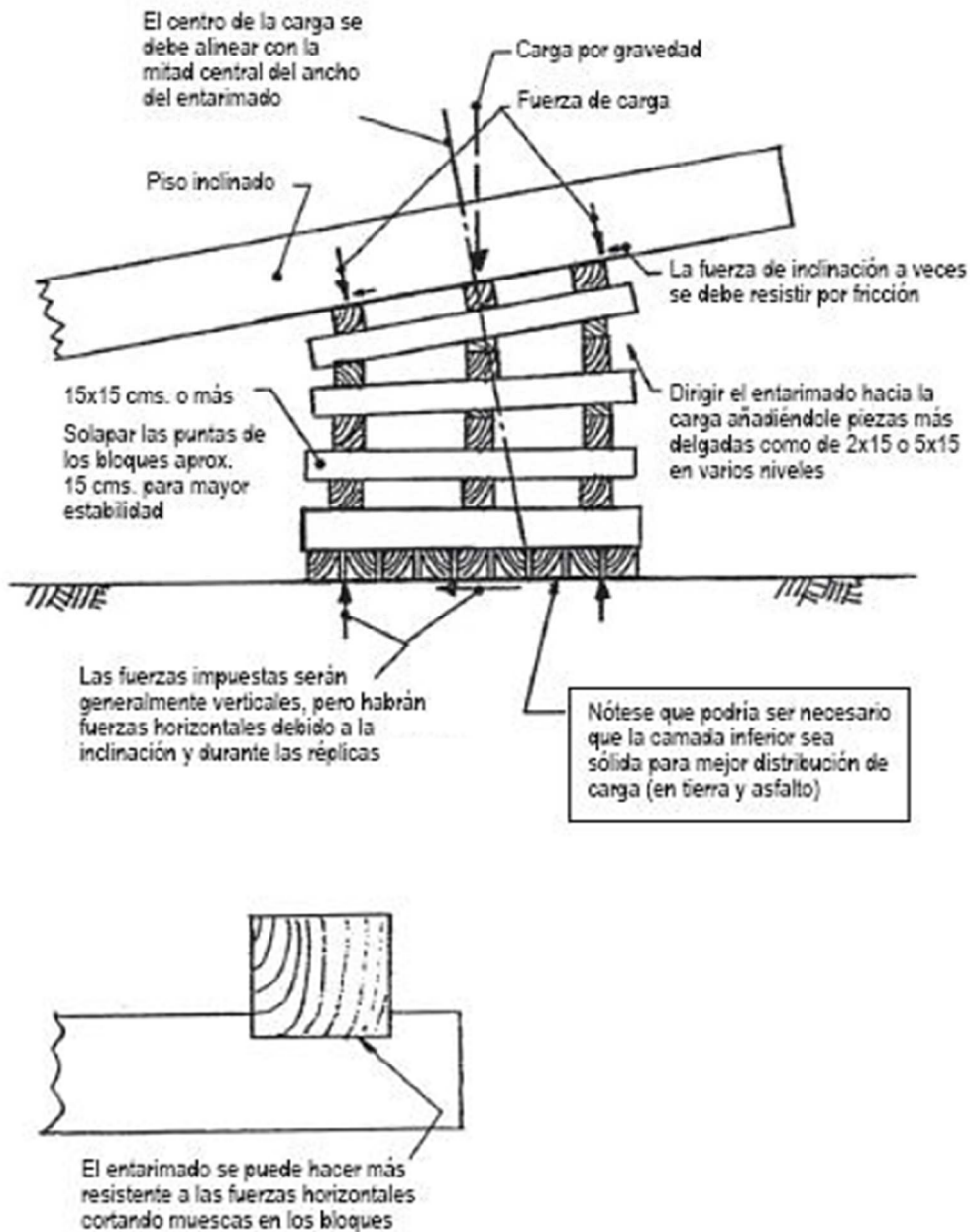
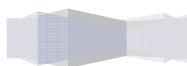


Figura 5.04. Apeo "de asnillas"
Fuente: Manual B.R.E.C. Bomberos en Acción



5.3 Puentes de apeo

El conjunto formado por una pieza resistente horizontal (puente) y dos verticales (pies derechos) constituye un puente de apeo.

En los puentes de apeo deben cuidarse tanto el correcto apoyo del puente sobre la cabeza del pie derecho como no escatimar la longitud de las orejas, encargadas de impedir el movimiento y giro del puente, disponiendo las bridas de atado lo más próximas posible a sus caras inferior y superior. Los pies derechos se arriostrarán en ambas direcciones, a ser posible, y el durmiente se configurará según las necesidades resistentes con arreglo a lo visto en el apartado correspondiente.

La viga puente podrá estar formada por tablonés de madera embridados o bien por perfiles metálicos del tipo IPN o HEB.

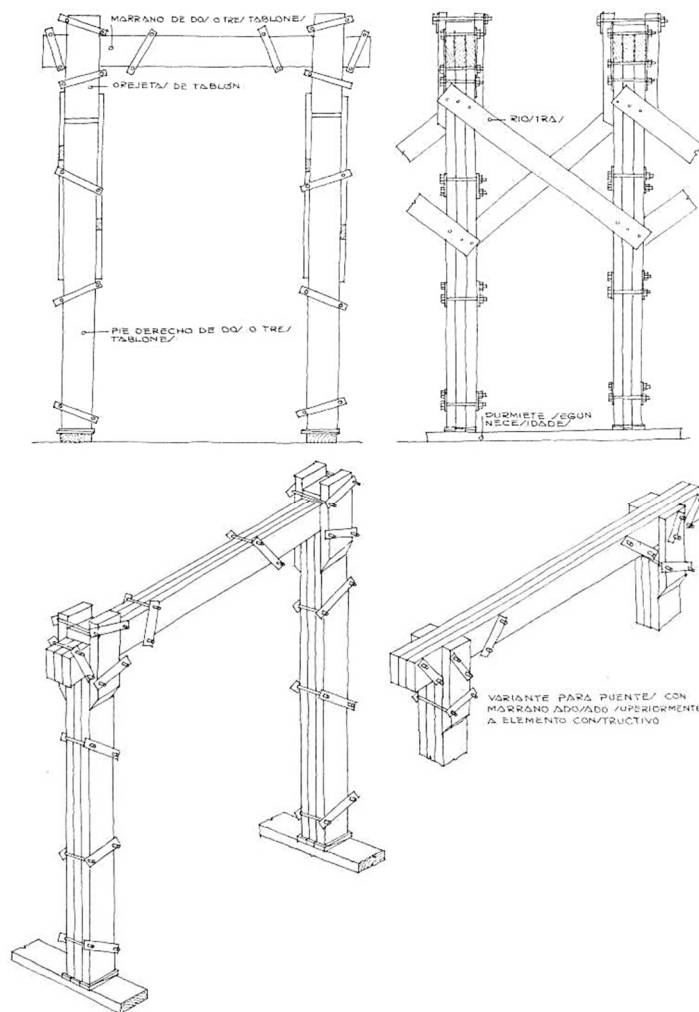


Figura 5.05. Puentes de apeo
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Un puente de apeo más complejo puede ser el de la figura 5.06 en el que los jabalcones eliminan el problema de escasa resistencia del puente ante la flexión, siendo contrarrestados los empujes horizontales que transmiten a los pies derechos mediante un sistema de tirantes metálicos.

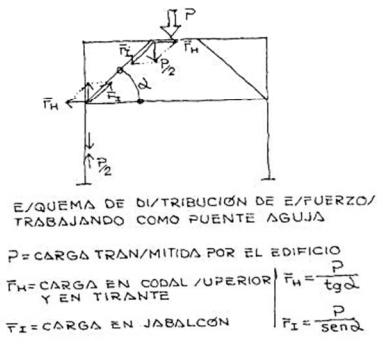
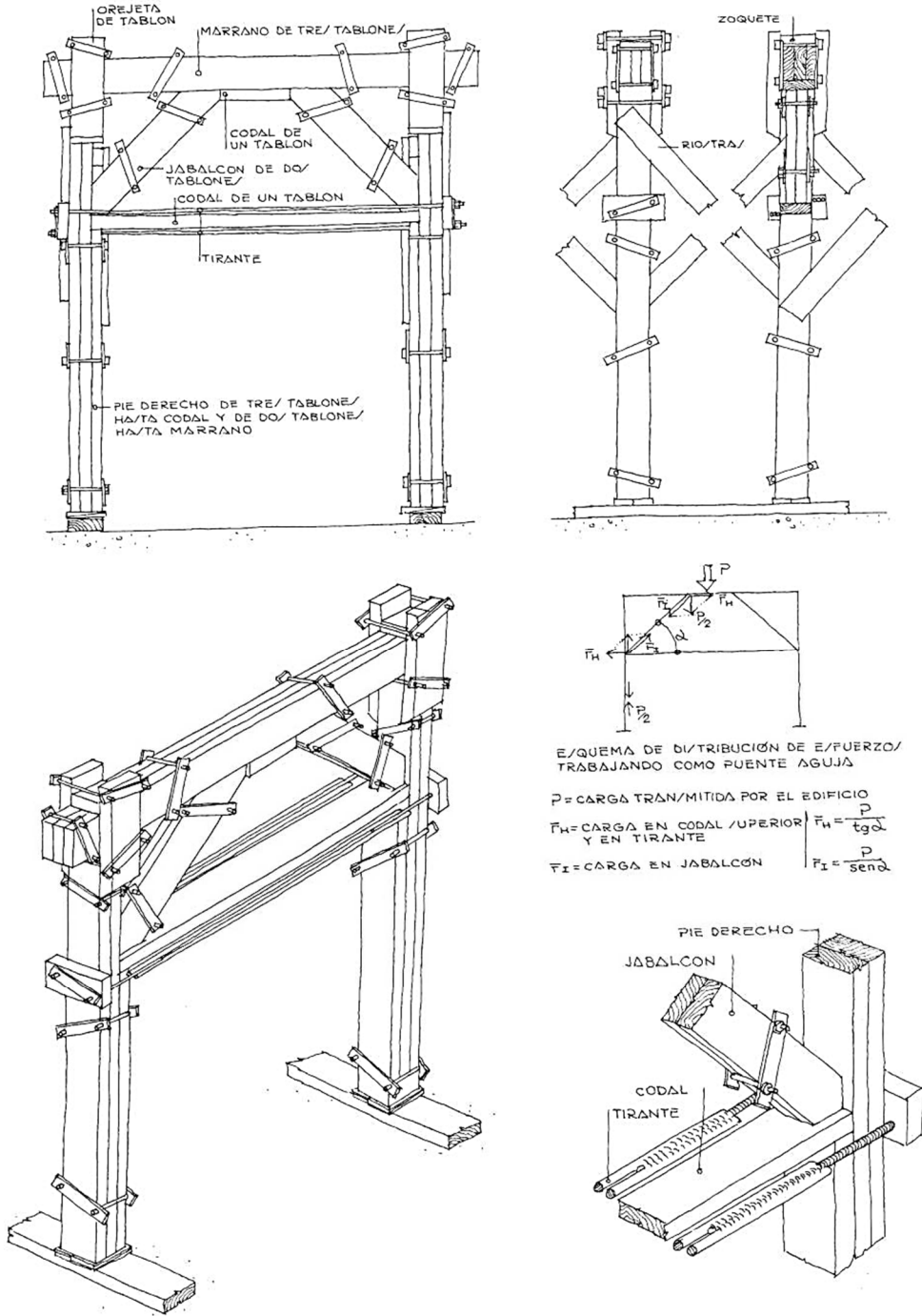


Figura 5.06. Puente de apeo jabalconado
Fuente: Manual B.R.E.C. Bomberos en Acción

ANEXO I

1 Cálculo de las piezas sometidas a compresión axial

El cálculo de estas piezas se realizará a compresión con pandeo y a esfuerzo rasante, adoptando como capacidad de carga la que resulte más desfavorable entre ambas.

Para ello se partirá de los siguientes supuestos:

- La carga axial es concéntrica
- Los pies derechos son biarticulados
- Los tabloncillos son de una pieza en toda la longitud del pie derecho
- Los pies derechos compuestos por varios tabloncillos se atan por medio de bridas en sus extremos a diez centímetros de las testas y por otras intermedias a distancias siempre inferiores a 1m (mínimo de dos bridas intermedias)(Figura A1.1)⁽¹⁾

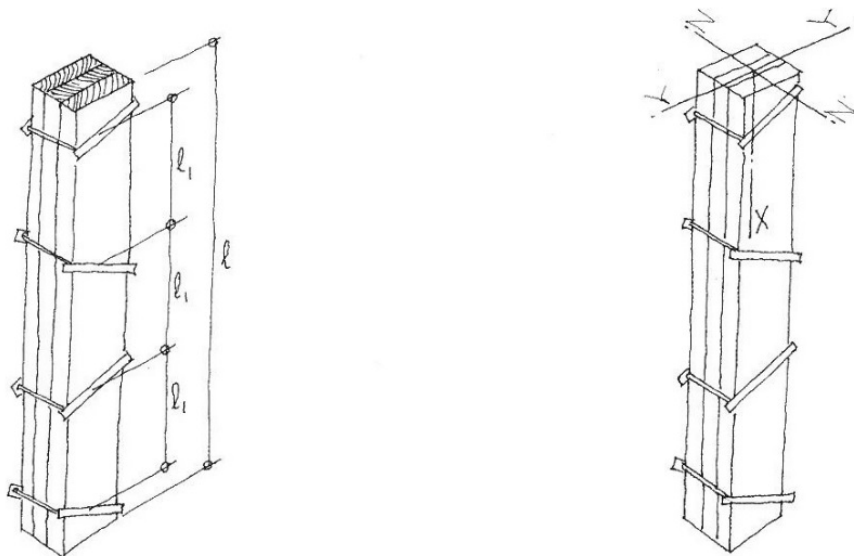


Figura A1.1

Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

1. Centraremos nuestro estudio en la unión mediante bridas fundamentándonos en que en la realidad, éste es el tipo de unión más utilizado históricamente. Por otro lado, la ausencia de normativa que regule este tipo de uniones obliga a realizar una interpretación somera de la misma, asimilando las bridas a otro tipo de unión mecánica que si está estudiada, como por ejemplo las uniones por clavos o tabloncillos encolados.

1.1 Cálculo a compresión con Pandeo

La capacidad de carga del elemento a compresión será:

$$F_{c,d} = k_c f_{c,0,d} A_{tot}$$

Siendo:

$F_{c,d}$ = Valor de cálculo de la carga axial concéntrica aplicada

k_c = Coeficiente de pandeo, calculado para las dos direcciones principales ZZ e YY (tabla A1.1)

$f_{c,0,d}$ = Resistencia de cálculo a compresión paralela a la fibra

A_{tot} = Área total de la sección transversal

Se realizará el cálculo para las dos direcciones principales ZZ e YY (Figura A1.1), y se adoptará como capacidad de carga del soporte la que resulte menor de entre ambas.

- a) Se comprueba pues en primer lugar el pandeo en el plano YX (flectando respecto al eje ZZ o eje de inercia material), para el que tendremos que calcular la esbeltez mecánica (λ_z):

$$\lambda_z = \frac{l_{e,z}}{i_z}$$
$$l_{e,z} = \beta_z \cdot l$$

Siendo:

l = longitud del pie derecho

β = coeficiente que depende de las condiciones de restricción de los extremos de la pieza para el movimiento en el plano ZX (Figura A1.1). Sus valores son superiores a los coeficientes empleados en otro tipo de estructura, como consecuencia de las dificultades de poder establecer nudos rígidos o empotramientos perfectos en la madera. Dado el supuesto de elementos biarticulados en los extremos, este coeficiente en nuestro caso será 1.

i_z = radio de giro de la sección respecto al eje ZZ (tabla 12)



Una vez obtenida la esbeltez mecánica se obtiene el valor correspondiente a k_c :

VALORES DEL FACTOR DE PANDEO k_c PARA PIEZAS COMPRIMIDAS DE CALIDAD C18															
Esbeltez mecánica $\lambda=l_e/i$	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160
Kc	1	0,99	0,93	0,83	0,69	0,55	0,44	0,36	0,29	0,25	0,21	0,18	0,16	0,14	0,11

Tabla A1.1: Valores del factor de Pandeo K_c

Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

- b) En segundo lugar se comprueba el pandeo en el plano ZX (flectando respecto al eje YY o eje de inercia libre). En este caso, para obtener el coeficiente de pandeo (k_c) utilizaremos un nuevo tipo de esbeltez, llamada esbeltez efectiva (λ_{ef}), de valor:

$$\lambda_{ef,y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \eta \frac{n}{2} \lambda_1^2}$$

Donde:

λ_y = Esbeltez mecánica resultante de considerar que el soporte tiene sección maciza.

Es decir:

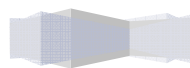
$$\lambda_y = \frac{l}{i_{tot}} = l \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{tot}}}$$

Y:

λ_1 = Esbeltez mecánica del tablón (o tabloncillo) usado como componente del elemento a calcular. Para esta se tomará el mayor de los dos valores siguientes:

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{l_1}{h}$$

$$\lambda_1 = 30$$



Siendo:

l_1 = distancia entre bridas

h = grueso del tablón o tabloncillo

n = número de tabloncillos

η = coeficiente de mayoración de la esbeltez en el plano ZX (flectando en el eje YY). Al no hacer mención la normativa del valor de este coeficiente para la unión a base de bridas metálicas, se estima a partir de los datos que se disponen de otro tipo de uniones (tabla A1.2).

FACTOR η			
Duración de la carga	Unión de los separadores		
	Con clavos	Con pernos	Con bridas (estimado)
Permanente/Larga	4	3,5	-
Media/corta	3	2,5	1

Tabla A1.2: Valores del Factor η

Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

1.2 Cálculo a esfuerzo rasante

El cálculo a compresión con pandeo de las piezas compuestas de varios cordones (tabloncillos), debe complementarse, según la normativa, con la consideración del esfuerzo rasante a soportar por los separadores que unen estos cordones.

(1) Según la normativa, el rasante total V_d queda fijado por las expresiones:

$$V_d = \frac{F_{c,d}}{120k_{c,y}} \quad \text{para} \quad \lambda_{ef,y} \leq 30$$

$$V_d = \frac{F_{c,d} \lambda_{ef,y}}{3600k_{c,y}} \quad \text{para} \quad 30 < \lambda_{ef,y} < 60$$

$$V_d = \frac{F_{c,d}}{60k_{c,y}} \quad \text{para} \quad 60 < \lambda_{ef,y}$$

(2) Este esfuerzo rasante total provoca un esfuerzo cortante en cada tablón V_{dt} perpendicular a sus fibras y un esfuerzo a cortadura a los elementos mecánicos de fijación $T_{s,d}$ de valores:



$$V_{dt} = \frac{V_d}{n}$$

$$T_{s,d} = \frac{V_d l_1}{a_1} \quad \text{en soportes de dos cordones.}$$

$$T_{s,d} = 0,5 \frac{V_d l_1}{a_1} \quad \text{en soportes de tres cordones.}$$

$$T_{s,d} = 0,3 \frac{V_d l_1}{a_1} \quad \text{en soportes de cuatro cordones, en separadores extremos.}$$

$$T_{s,d} = 0,4 \frac{V_d l_1}{a_1} \quad \text{en soportes de cuatro cordones, en separador central.}$$

Siendo:

n = número de cordones

a_1 = distancia entre ejes de cordones consecutivos

l_1 = distancia entre elementos separadores

La distribución de las tensiones quedaría tal y como se presenta en la figura A1.2.

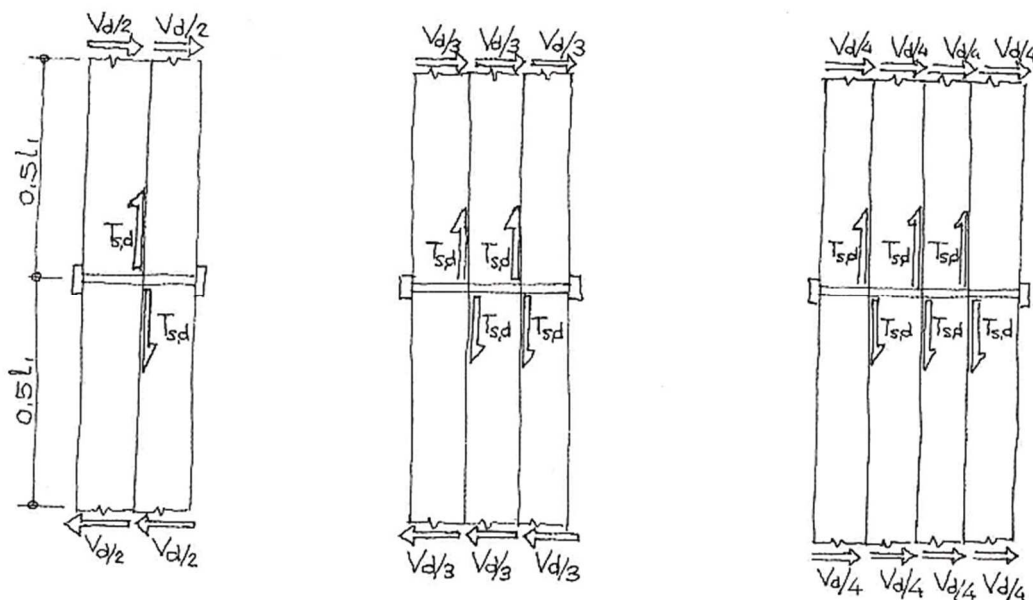


Fig. A1.2: Distribución de esfuerzos en elementos unidos mediante bridas metálicas

Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

(3) En el caso de utilizar bridas como medio de conexión de los tablonces, al no existir separadores, el esfuerzo rasante ha de ser contrarrestado por la fuerza de rozamiento

existente entre estos tablones, la cual únicamente queda garantizada por la presión ejercida por las bridas.

Así pues la presión de estas bridas ha de garantizar una fuerza antideslizante $F_{a,k}$ superior al esfuerzo cortante $T_{s,d}$ establecido por la normativa.

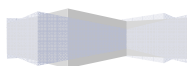
$$T_{s,d} \leq F_{a,d} = \frac{F_{a,k}}{\gamma_a}$$

(4) La fuerza antideslizante generada por una brida es proporcional a la fuerza de apriete ejercida por sus tornillos sobre los tablones (Q) y al coeficiente de rozamiento estático entre ellos (μ_0). Se considera que la presión a ejercer debe alcanzar la resistencia de cálculo de la madera a compresión perpendicular a sus fibras ($f_{c,90,d}$) a fin de aprovechar al máximo la limitada capacidad de contrarresto de las bridas a esfuerzo cortante. Según la normativa, esta resistencia de cálculo ($f_{c,90,d}$) se puede incrementar multiplicándola por un coeficiente modificador ($k_{c,90}$) debido a que cuando la pieza que presiona a la madera lo hace en una franja estrecha la madera se deforma, y se produce un flujo de tensiones de tracción en la dirección de las fibras que se opone a la compresión perpendicular que beneficia la resistencia de la madera en este sentido (veremos más sobre este aspecto en el apartado correspondiente al cálculo de durmientes). Así pues, si llamamos S a la superficie de la brida en contacto con la madera, podemos considerar que la fuerza antideslizante característica puede alcanzar el valor:

$$F_{a,k} = Q \cdot \mu_0 = k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \cdot S \cdot \mu_0$$

(5) Que sustituyendo en la fórmula anterior:

$$T_{s,d} \leq \frac{F_{a,k}}{\gamma_a} = \frac{k_{c,90} f_{c,90,d}}{\gamma_a} S \mu_0$$



Siendo:

$\mu_0 = 0,6$ (coeficiente de rozamiento estático para madera de Roble según manual HÜTTE de ingeniería)

$\gamma_a = 1,5$ (coeficiente de seguridad que evite la posibilidad de producirse el deslizamiento)

$k_{c,90} = 1,5$ (coeficiente modificador (Tabla A1.9))

S = superficie de contacto de los tablones entre si

Si observamos la tabla que aparece en el apartado de cálculo de durmientes (tabla A1.9), para el caso más desfavorable de posición a 100mm de las testas y bridas de 40mm de espesor, $k_{c,90}$ alcanza un valor de:

$$k_{c,90} = 1 + \frac{80(150 - 40)}{17000} = 1,5$$

(6) Así pues, sustituyendo los valores en la fórmula expresada en (5):

$$T_{s,d} = \frac{k_{c,90} f_{c,90,d}}{\gamma_a} S \mu_0 = \frac{1,5 \cdot 0,6}{1,5} S \cdot f_{c,90,d} = 0,6 S \cdot f_{c,90,d}$$

(7) El esfuerzo rasante que puede ser absorbido en esas condiciones será:

$$V_d \leq \frac{T_{s,d} a_1}{\alpha l_1} = \frac{k_{c,90} f_{c,90,d} S \mu_0 a_1}{\gamma_a \alpha l_1}$$

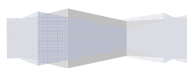
Donde α adopta el valor 1 para piezas de dos tablones, 0,5 para tres tablones y 0,4 para cuatro tablones según la normativa.

(8) A ese esfuerzo rasante le corresponde una capacidad de carga axial ($F_{c,d}$), considerando el pandeo:

$$\text{Si } \lambda_{ef,y} \leq 30 \quad F_{c,d} = 120 k_{c,y} V_d$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_{ef,y} < 60 \quad F_{c,d} = \frac{3600 k_{c,y} V_d}{\lambda_{ef,y}}$$

$$60 < \lambda_{ef,y} \quad F_{c,d} = 60 k_{c,y} V_d$$



Sustituyendo en estas expresiones los valores de V_d por los obtenidos en (8) y aplicando los valores de S , μ_0 y γ_a asignados en 5, obtendremos, finalmente, las cargas axiles máximas que son aplicables a una pieza compuesta de tablones o tabloncillos embridados en función de las distancias de las bridas y las características de las piezas de madera considerando su duración de carga y clase de servicio.

Si $\lambda_{ef,y} \leq 30$

$$F_{c,d} = 120k_{c,y}V_d = 72 \frac{k_{c,y}f_{c,90,d}a_1S}{\alpha l_1}$$

Si $3 < \lambda_{ef,y} < 60$

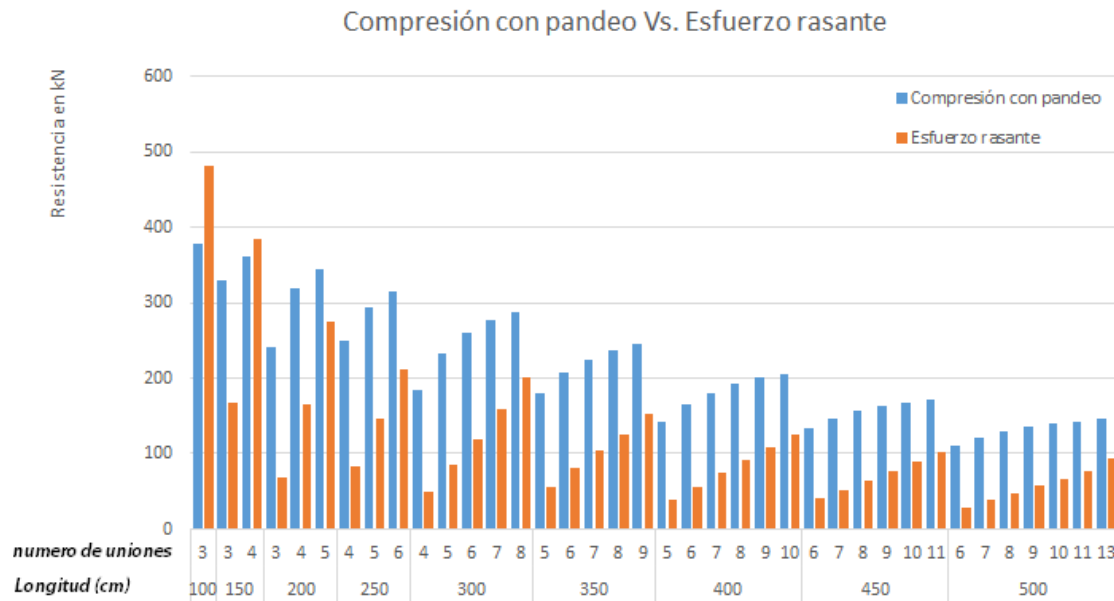
$$F_{c,d} = \frac{3600k_{c,y}V_d}{\lambda_{ef,y}} = 2160 \frac{k_{c,y}f_{c,90,d}a_1S}{\lambda_{ef,y}\alpha l_1}$$

Si $60 < \lambda_{ef,y}$

$$F_{c,d} = 60k_{c,y}V_d = 36 \frac{k_{c,y}f_{c,90,d}a_1S}{\alpha l_1}$$

Una vez estudiados el cálculo a compresión con pandeo y a esfuerzo rasante de la pieza embridada por los métodos previamente expresados, resulta ser notablemente más restrictiva la resistencia a esfuerzo rasante que a compresión con pandeo (ver gráfica A1.1). Para igualar el defecto en capacidad de carga que supone en la pieza el cálculo a esfuerzo rasante, es aconsejable aumentar el número de bridas y disminuir la distancia entre estas a fin de aumentar la fuerza antideslizante e intentar igualar, en la medida de lo posible, la capacidad de carga de la pieza a la capacidad de carga por compresión con pandeo.





Gráfica A1.1: Comparación de resistencia de pies derechos ante compresión con pandeo y ante esfuerzo rasante.

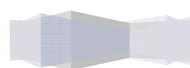
Fuente: Autor

Pero esto no es todo; Como hemos comentado con anterioridad, el apriete que las bridas han de ejercer a los tablones para que la fuerza antideslizante sea máxima sin sobrepasar la resistencia a compresión perpendicular de la madera ($f_{c,90,d}$) debería ser también medido haciendo uso de llaves dinamométricas, práctica algo inusual por otro lado, pero que nos garantizaría, junto con una revisión periódica de los elementos que constituyan el apeo, el que estos ejerzan en todo momento la capacidad de carga máxima que se espera de ellos.

Por tanto, la tensión máxima a la que podremos someter la madera por presión de la brida será:

$$\sigma_{c,90,d} \leq K_{c,90} f_{c,90,d}$$

Por lo que el valor máximo del esfuerzo transmitido en dirección perpendicular al plano de unión de los tablones será igual a la superficie de contacto de la pletina con el tablón (S) multiplicado por dicha tensión:



$$Q_t = S \cdot \sigma_{c,90} = S \cdot K_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Que tomará los valores:

$$Q_T = 401501,5 f_{c,90,d} = 9000 f_{c,90,d} \quad \text{para tabloncillos}$$

$$Q_T = 402001,5 f_{c,90,d} = 12000 f_{c,90,d} \quad \text{para tablonces}$$

Cada tornillo deberá ejercer pues la mitad de ese esfuerzo. Para que esto se verifique, el par de apriete ($P \cdot l$) a ejercer sobre el tornillo deberá tener un valor:

$$P \cdot l = \frac{1}{2} Q_T \cdot r \frac{h + 2\pi r \frac{\mu}{\cos \beta}}{2\pi r - h \frac{\mu}{\cos \beta}}$$

Donde:

r = radio medio del tornillo

h = paso de la rosca

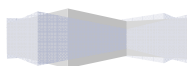
μ = coeficiente de rozamiento entre tornillo y tuerca

β = semiángulo del filete de la rosca (para la rosca triangular ISO, utilizada en los tornillos para estructuras de acero, $\beta = 30^\circ$)

Así pues, para el tornillo que adoptamos como tipo en apeos, de diámetro 12mm, con paso $h = 1,75\text{mm}$, tendremos que:

$$\frac{1}{2} Q_T \cdot 5,43 \frac{1,75 + 2\pi \cdot 5,43 \frac{0,15}{\cos 30}}{2\pi \cdot 5,43 - 1,75 \frac{0,15}{\cos 30}} = 0,615 Q_T$$

En mmN para Q_T en



1.3 Cuadros para el cálculo rápido de pies derechos y otras piezas a compresión

Basándonos en todo lo anterior se han elaborado varios cuadros de capacidades de carga de pies derechos atendiendo al número de tablonces que lo componen (de madera de pino C18), para distintas longitudes, y considerando una gama amplia de distancias entre los elementos de unión con que pueden confeccionarse para cada longitud, con el criterio de que las distancias entre estos oscilen entre 40 y 100 cm. Aunque no se haya estudiado su método de cálculo, se incluyen en estas tablas los valores resultantes según la normativa para las parejas de pernos, a fin de hacer este trabajo extensible a las zonas donde utilicen este tipo de uniones.

Asimismo, los cuadros contemplan las distintas situaciones de clases de duración de carga, simplificadas a las principales para apeos (permanente y media), así como las distintas clases de servicio atendiendo al ambiente de humedad.

Para la utilización de estos cuadros deberá tenerse presente que:

- La carga establecida se considera aplicada en el eje axial del pie derecho.
- El pie derecho se considera aplomado y articulado en sus extremos, para lo que deberá materializarse una ejecución que impida desplazamientos en su cabeza y base.
- El número de bridas o parejas de pernos mínimas a colocar es el que garantiza las separaciones entre puntos de atado señaladas en el cuadro, garantizándose siempre un mínimo de dos tramos intermedios (tres puntos de atado). La distancia de los extremos o testas del pie derecho al primer punto de atado no superará los diez centímetros.
- El mantenimiento de la capacidad de carga de un pie derecho a los valores establecidos en el cuadro exige:
 - En el caso de piezas embridadas, la revisión semanal del apriete de sus bridas.
 - En piezas embridadas o unidas por pernos embutidos, la revisión estacional de su correcto acuñado.



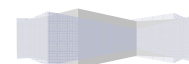
- o Las pletinas de las bridas tienen un ancho de 40mm y sus pernos son de diámetro 12 mm con rosca S.I.
- o Las distancias de bridas a testas de la pieza serán de 100mm y las distancias entre puntos centrales de bridas corresponderán a las señaladas en el cuadro.
- o La clase resistente de la madera utilizada es la C18.

PIEZAS CONSTITUIDAS POR 2 TABLONES DE 20·7 cm EN MADERA C18									
CARACTERÍSTICAS DE LA PIEZA				CAPACIDAD DE CARGA A COMPRESIÓN AXIAL CON PANDEO EN KN					
				TIPO DE UNIÓN					
				BRIDA			PAREJA DE PERNOS		
				Duración de carga		Clase de servicio	Duración de carga		
MEDIA		PERMANENTE		MEDIA					
Altura total cm	Nº de uniones	Distancia entre uniones cm	Clase de servicio		Clase de servicio		Clase de servicio		
			1 ó 2	3	1 ó 2	3	1 ó 2	3	
100	3	40	277	226	94	75	146	117	
	3	65	94	77	26	21	41	33	
	4	43	176	144	62	49	96	77	
200	3	90	39	32	11	9	18	14	
	4	60	75	61	26	21	40	32	
	5	45	113	92	43	34	63	50	
250	4	77	40	33	13	11	21	17	
	5	65	51	41	18	15	28	23	
	6	46	78	64	33	27	48	38	
300	4	93	24	20	8	6	12	10	
	5	70	36	29	13	11	20	16	
	6	56	48	39	20	16	29	23	
	7	47	59	48	26	21	37	29	
	8	40	70	57	32	26	45	36	
350	5	83	23	19	8	7	13	10	
	6	66	31	25	12	10	18	15	
	7	55	38	31	17	13	24	19	
	8	47	46	37	21	17	29	23	
400	9	41	53	43	25	20	35	28	
	5	95	16	13	6	5	9	7	
	6	76	21	17	8	7	12	10	
	7	63	26	21	11	9	16	13	
	8	54	31	25	14	11	20	16	
450	9	47	36	29	17	14	24	19	
	10	42	41	33	19	16	27	22	
	6	86	15	12	6	5	9	7	
	7	72	18	15	8	6	11	9	
	8	61	22	18	10	8	14	11	
500	9	54	25	20	12	9	16	13	
	10	48	29	23	14	11	19	15	
	11	43	32	26	16	12	21	17	
	6	96	11	9	4	3	6	5	
	7	80	13	11	6	5	8	7	
500	8	69	16	13	7	6	10	8	
	9	60	19	15	9	7	12	10	
	10	53	21	17	10	8	14	11	
	11	48	24	19	11	9	16	13	
	13	40	29	23	14	11	19	15	

Tabla A1.3: Capacidades resistentes para piezas de dos tablones
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

PIEZAS CONSTITUIDAS POR 3 TABLONES DE 20.7 cm EN MADERA C18											
CARACTERÍSTICAS DE LA PIEZA				CAPACIDAD DE CARGA A COMPRESIÓN AXIAL CON PANDEO EN kN							
				TIPO DE UNIÓN							
				BRIDA			PAREJA DE PERNOS				
				Duración de carga			Duración de carga				
MEDIA			PERMANENTE			MEDIA					
Clase de servicio			Clase de servicio		Clase de servicio		Clase de servicio				
			1	2	3	1	2	3	1	2	3
100	3	40	593	482	165	132	274	219			
	3	65	206	168	44	36	76	60			
150	4	43	427	348	115	92	196	157			
	3	90	84	68	18	14	32	25			
200	4	60	204	166	50	40	83	67			
	5	45	337	274	94	75	158	126			
250	4	77	102	83	25	20	43	35			
	5	65	179	146	51	41	82	66			
300	6	46	260	212	81	65	124	99			
	4	93	62	50	14	12	25	20			
350	5	70	105	85	30	24	49	39			
	6	56	147	119	49	39	76	61			
400	7	47	195	159	69	55	105	84			
	8	40	247	201	92	73	136	108			
450	5	83	68	55	18	15	30	24			
	6	66	99	81	31	25	49	39			
500	7	55	129	105	45	36	69	55			
	8	47	155	126	58	46	88	70			
550	9	41	188	153	76	61	112	90			
	5	95	47	38	12	10	21	17			
600	6	76	68	56	21	17	33	27			
	7	63	91	74	31	25	48	38			
650	8	54	112	91	41	33	62	50			
	9	47	134	109	53	42	78	63			
700	10	42	154	125	64	51	93	74			
	6	86	49	40	15	12	23	19			
750	7	72	64	52	21	17	33	27			
	8	61	79	64	28	23	43	35			
800	9	54	95	77	37	29	54	44			
	10	48	110	90	45	36	65	52			
850	11	43	126	102	53	42	77	61			
	6	96	36	29	11	8	17	14			
900	7	80	48	39	16	13	25	20			
	8	69	59	48	21	17	32	26			
950	9	60	71	58	27	22	40	32			
	10	53	83	67	33	27	49	39			
1000	11	48	93	76	39	31	57	45			
	13	40	116	94	51	41	73	58			

Tabla A1.4: Capacidades resistentes para piezas de tres tablones
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos



PIEZAS CONSTITUIDAS POR 4 TABLONES DE 20.7 cm EN MADERA C18										
CARACTERÍSTICAS DE LA PIEZA				CAPACIDAD DE CARGA A COMPRESIÓN AXIAL CON PANDEO EN kN						
				TIPO DE UNIÓN						
				BRIDA			PAREJA DE PERNOS			
				Duración de carga		Clase de servicio	Duración de carga			
MEDIA		PERMANENTE	MEDIA							
Altura total cm	N° de uniones	Distancia entre uniones cm	1 ó 2		3		1 ó 2		3	
			200	3	90	96	78	18	14	32
	4	60	258	210	54	44	94	75		
	5	45	461	375	110	88	174	139		
250	4	77	127	104	27	22	48	38		
	5	65	251	204	58	46	98	78		
	6	46	387	315	98	79	157	126		
300	4	93	77	63	15	12	27	22		
	5	70	142	116	33	27	58	46		
	6	56	230	187	59	47	97	78		
	7	47	320	261	88	70	140	112		
	8	40	419	341	123	98	188	150		
350	5	83	94	76	21	16	36	29		
	6	66	145	118	37	30	63	50		
	7	55	202	164	57	46	94	75		
	8	47	260	212	78	62	124	99		
	9	41	338	275	107	86	165	132		
400	5	95	65	53	14	11	24	19		
	6	76	102	83	25	20	42	34		
	7	63	142	115	39	31	65	52		
	8	54	181	147	56	45	89	72		
	9	47	223	182	75	60	117	94		
	10	42	268	218	94	75	143	115		
450	6	86	73	59	17	14	30	24		
	7	72	102	83	27	22	45	36		
	8	61	131	106	38	30	62	50		
	9	54	162	132	52	41	82	65		
	10	48	192	156	66	53	102	82		
	11	43	222	181	81	65	124	99		
500	6	96	54	44	13	10	22	17		
	7	80	76	62	20	16	33	27		
	8	69	98	80	28	22	46	37		
	9	60	123	100	38	31	61	49		
	10	53	148	120	50	40	77	62		
	11	48	170	138	60	48	92	74		
	13	40	215	175	84	67	125	100		

Tabla A1.5: Capacidades resistentes para piezas de cuatro tablones
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos


PIEZAS CONSTITUIDAS POR UN TABLONCILLO DE 15.5 cm EN MADERA C18					
CARACTERÍSTICAS DE LA PIEZA		CAPACIDAD DE CARGA A COMPRESIÓN AXIAL CON PANDEO kN			
		DURACIÓN DE CARGA			
		Permanente		Media	
		CLASE DE SERVICIO		CLASE DE SERVICIO	
CONSTRUCCIÓN	ALTURA TOTAL EN cm	1 Y 2	3	1 Y 2	3
	25	65	54	87	71
	50	60	50	80	65
	75	50	42	67	54
	100	35	29	47	38

Tabla A1.6: Capacidades resistentes para piezas de un tablón
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

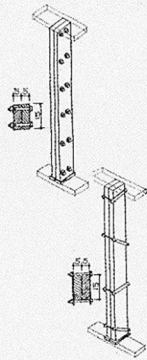
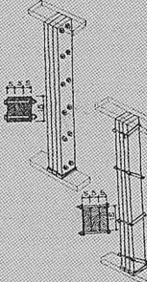
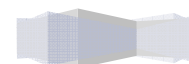
PIEZAS CONSTITUIDAS POR 2 ó 3 TABLONCILLOS DE 15.5 cm EN MADERA C18										
CARACTERÍSTICAS DE LA PIEZA				CAPACIDAD DE CARGA A COMPRESIÓN AXIAL CON PANDEO EN KN						
				TIPO DE UNIÓN						
				BRIDA			PAREJA DE PERNOS			
				Duración de carga MEDIA		Duración de carga				
		PERMANENTE		MEDIA						
		Clase de servicio		Clase de servicio		Clase de servicio				
		1 ó 2		3		1 ó 2		3		
		1 ó 2		3		1 ó 2		3		
2 Tabloncillos 	100	3	40	112	91	54	43	65	52	
		4	65	33	27	15	12	24	19	
	150	3	43	57	47	31	24	44	35	
		4	90	15	12	6	5	10	8	
	200	3	60	26	21	14	11	20	16	
		4	45	37	30	21	17	31	24	
	250	3	77	14	11	7	5	10	8	
		4	65	19	16	11	9	16	13	
	300	3	46	25	20	15	12	21	17	
		4	93	8	6	4	3	6	5	
	3 Tabloncillos 	100	3	40	278	227	108	86	132	106
			4	65	90	73	29	23	49	39
		150	3	43	179	146	69	55	104	83
			4	90	38	31	12	9	20	16
		200	3	60	77	63	31	25	50	40
			4	45	124	101	56	45	85	68
250		3	77	42	34	16	13	26	20	
		4	65	64	52	29	23	45	36	
300		3	46	87	71	45	36	67	54	
		4	93	25	20	9	7	15	12	
		3	70	39	32	17	14	27	21	
		4	56	53	44	26	21	40	32	
		3	47	67	54	36	29	53	42	
		4	40	81	66	46	37	67	53	

Tabla A1.7: Capacidades resistentes para piezas de dos o tres tabloncillos
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos



2 Cálculo de durmientes

Como hemos comentado con anterioridad, la normativa establece que en las piezas de madera que trabajan a compresión perpendicular a la fibra por la acción de una carga concentrada, la resistencia de cálculo a compresión perpendicular a las fibras ($f_{c,90,d}$) se puede modificar multiplicándola por un factor ($k_{c,90}$) cuyos valores dependen de (Figura A1.3):

- La longitud de la zona de apoyo en la dirección de las fibras (b)
- La distancia del borde de la pieza transmisora al extremo del durmiente (a)
- La distancia de la carga considerada respecto a la próxima carga (c)

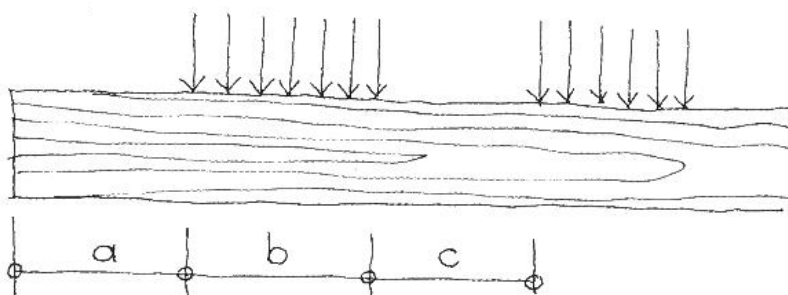


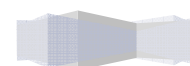
Figura A1.3: Factor de modificación de cargas en durmientes
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Los valores de $k_{c,90}$ se tomarán de la siguiente tabla:

VALORES DE $k_{c,90}$			
	$c \leq 150$	$c > 150$	
		$a \geq 100$	$a < 100$
$b \geq 150\text{mm}$	1	1	1
$150\text{mm} > b \geq 15\text{mm}$	1	$1 + \frac{150 - b}{170}$	$1 + \frac{a(150 - b)}{17000}$
$15\text{mm} > b$	1	1,8	$1 + \frac{a}{125}$

Tabla A1.8: Valores de $K_{c,90}$

Fuente: Apeos y refuerzos alternativos



Capacidad de carga del tablón como durmiente de pies derechos
 La capacidad de carga de un tablón usado como durmiente receptor de cargas de pies derechos será, en función de los criterios expuestos en el apartado anterior:

$$F_{c,90,d} = A_{tot} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Aplicando los valores de $f_{c,90,d}$ (tabla 11), obtendremos las cargas máximas que el durmiente puede recibir de un pie derecho y, por tanto, las limitaciones a la capacidad de carga de estos cuando descargan sobre un tablón como durmiente (tabla A1.10).

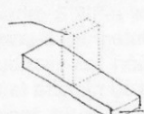
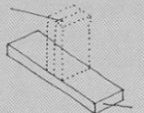
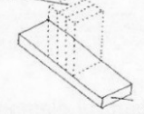
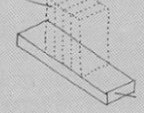
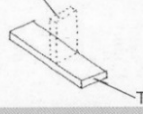
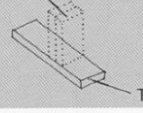
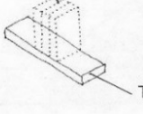
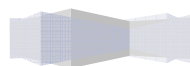
TIPO DE PIE DERECHO Y DURMIENTE	CAPACIDAD DE CARGA DE DURMIENTES DE PIES DERECHOS EN kN			
	DURACIÓN DE CARGA			
	PERMANENTE		MEDIA	
	CLASE DE SERVICIO		CLASE DE SERVICIO	
	1 ó 2	3	1 ó 2	3
1 TABLÓN 	46	38	61	49
2 TABLONES 	66	55	88	71
3 TABLONES 	93	78	124	101
4 TABLONES 	124	104	165	134
1 TABLONCILLO 	26	22	35	28
2 TABLONCILLOS 	43	36	57	46
3 TABLONCILLOS 	50	42	66	54

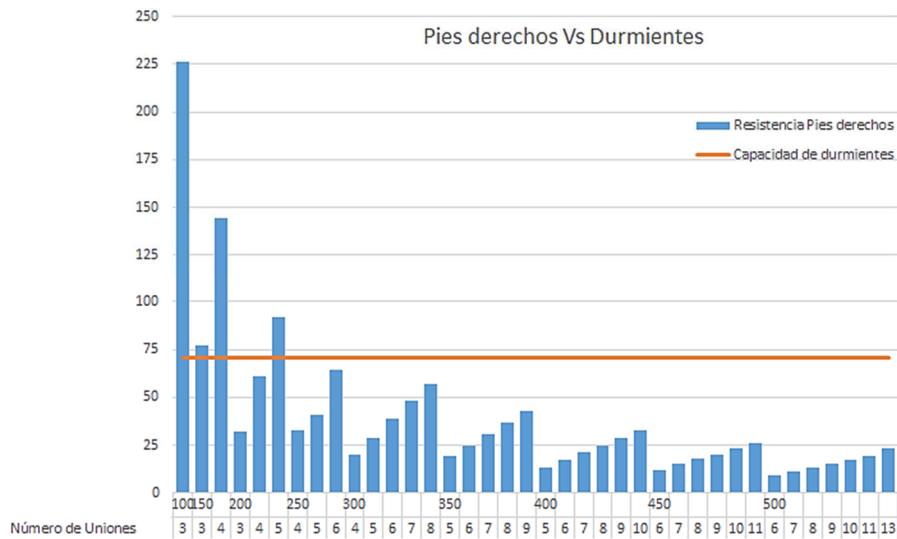
Tabla A1.9: Capacidades de carga en durmientes
 Fuente: Apeos y refuerzos alternativos



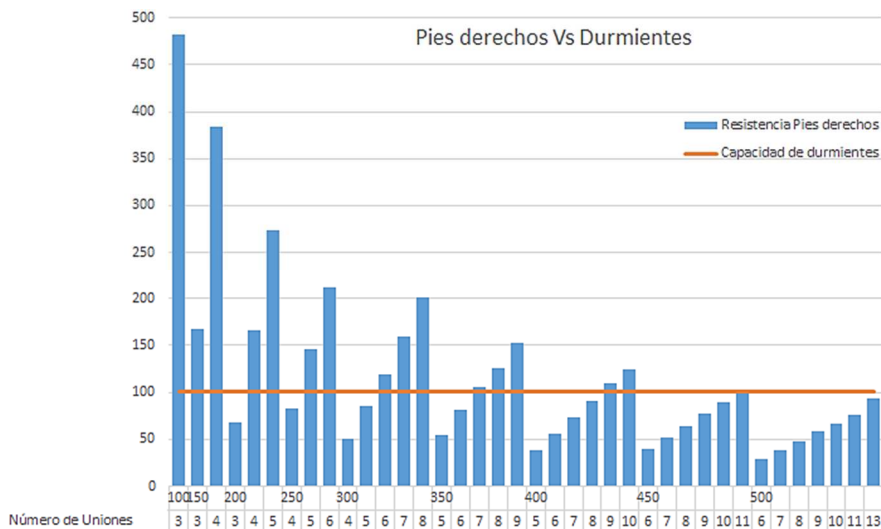
Para la aplicación de este cuadro se ha de verificar que:

- La distancia del lateral del pie derecho al extremo del durmiente sea superior a 10cm.
- La distancia entre caras de pies derechos consecutivos sea superior a 15cm

Vemos así, al comparar estos resultados con los del cuadro de capacidades de carga de pies derechos, que las limitaciones impuestas por los durmientes de madera a tales capacidades se limitan a los casos de piezas de corta longitud y en algunos casos a los de piezas con elevado número de uniones como puede verse en la siguientes gráficas.



Gráfica A1.2: Resistencia pies derechos de 2 tablones Vs. Durmiente de 1 tablón
Fuente: Autor



Gráfica A1.3: Resistencia pies derechos de 3 tablones Vs. Durmiente de 1 tablón
Fuente: Autor

Más complejo es establecer cuál es la capacidad de un durmiente para repartir la carga en su base. La flexibilidad del tablón permite suponer que la presión se distribuirá uniformemente al menos en la superficie de proyección del pie derecho que suministra la carga, disminuyendo a partir de ahí hasta hacerse cero en un punto cuya lejanía de la zona de carga dependerá de la rigidez de la madera. A falta de ensayos sobre la cuestión podemos suponer la hipótesis de una difusión de presiones a 45° que implica una superficie de reparto uniforme de ancho el del tablón y de longitud igual a la del grueso del pie derecho más dos veces el grueso del durmiente (figura A1.4.)

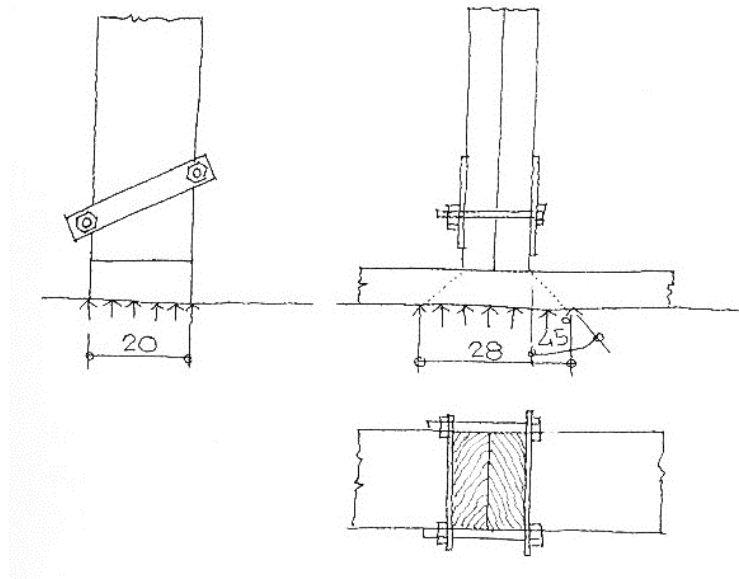


Figura A1.4: transmisión de presiones al terreno
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Con ello, la presión transmitida a la construcción sería:

- Caso de pie derecho de dos tablones: $\sigma_c = \frac{F_c}{200(2 \cdot 70 + 2 \cdot 70)} = \frac{F_c}{56000}$
- Caso de pie derecho de tres tablones: $\sigma_c = \frac{F_c}{200(3 \cdot 70 + 2 \cdot 70)} = \frac{F_c}{70000}$



3 Cálculo de sopandas

3.1 Cálculo a flexión

En piezas trabajando a flexión, la tensión de cálculo a flexión simple se calcula por la teoría de elasticidad clásica y esta deberá ser inferior o igual a la resistencia de cálculo:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

Considerando que la sopanda trabaja como una viga apoyada en sus extremos con carga uniformemente repartida, según la teoría de la elasticidad clásica tendremos que:

$$f_{m,d} \geq \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot W_y}$$

Luego,

$$l \leq \sqrt{\frac{8 \cdot f_{m,d} \cdot W_y}{q}}$$

Siendo,

$f_{m,d}$ = resistencia de cálculo a flexión (N / mm^2) (tabla 12 apartado 3.1)

W_y = módulo resistente de la sección (cm^3) (tabla 13 apartado 3.1)

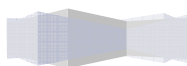
q = cargas por metro lineal

l = longitud (m)

(Con esto podremos calcular la distancia a la que han de colocarse los apoyos para que la sopanda soporte la carga mencionada).

El esfuerzo cortante en el apoyo se obtendrá a partir de:

$$V_d = q \frac{l}{2}$$



Para el que se comprobará que la tensión de cálculo a cortante sea la admitida por nuestra sopanda a partir de:

$$\tau_d = 1.5 \frac{V_d}{b \cdot h}$$

Además, deberán cumplirse ciertas condiciones contra el vuelco lateral y el giro por torsión, como vamos a estudiar a continuación.

El vuelco lateral es un fenómeno que aparece en las vigas. Si consideramos una viga apoyada en sus extremos con coacciones laterales en ellos, de forma que se impida su giro, sometida a un momento flector constante, sabemos que su parte superior está comprimida y su inferior traccionada. A causa de la compresión en la zona superior puede producirse un efecto similar al pandeo lateral (flexión lateral), que se acompaña de un giro relativo entre sus secciones, de forma tal que su sección central llegaría a formar un ángulo α respecto a las secciones de apoyo (figura A1.5).

Podemos considerar que existe un momento flector crítico M_{crit} a partir del cual la viga deja de comportarse como estamos acostumbrados en flexión simple, es decir, deformándose exclusivamente en el plano vertical, pasando a producirse ese efecto de vuelco lateral.

Para evitar el vuelco lateral y giro por torsión, en los puntos de apoyo de las vigas se impedirá constructivamente que puedan girar. Además de ello, se realizará una comprobación a vuelco a partir de considerar la esbeltez relativa a flexión ($\lambda_{rel,m}$) que cumple un papel similar al de la esbeltez visto para el fenómeno de pandeo en compresión.

La comprobación a vuelco no será precisa en aquellas vigas o piezas en las que se impida el desplazamiento lateral del borde comprimido en toda su longitud mediante la adecuada disposición constructiva.



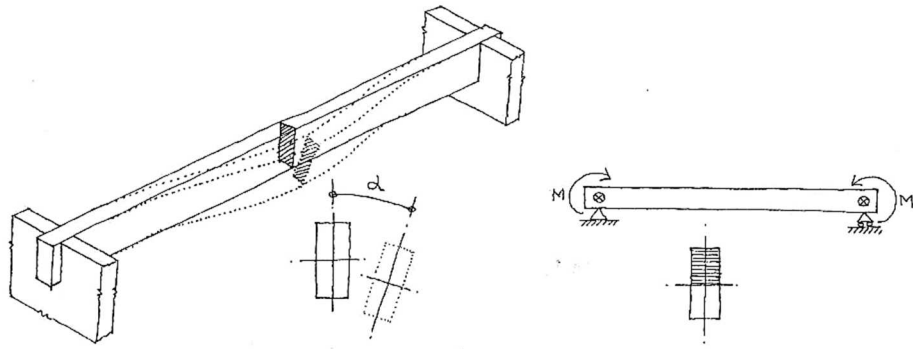


Figura A1.5: Comportamiento de sopanda
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

Tampoco será precisa esta comprobación cuando $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

Siendo:

$f_{m,k}$ = Resistencia característica a flexión

$\sigma_{m,crit}$ = Tensión crítica a flexión, calculada con la teoría clásica de la elasticidad, que en un elemento de directriz recta y sección rectangular valdrá:

$$\sigma_{m,crit} = 0,75 \frac{E_{0,k} \cdot b^2}{l_{ef} \cdot h}$$

Donde:

$E_{0,k}$ = módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil, que para C18 vale 6 kN/mm²

b, h = ancho y alto de la sección

l_{ef} = longitud efectiva de vuelco lateral, que valdrá:

$$l_{ef} = \beta_V \cdot l$$

Siendo:

l = distancia de puntos adecuadamente arriostrados del borde comprimido



β_v = coeficiente dependiente de las condiciones de carga y de la restricción de los extremos (figura A1.6)

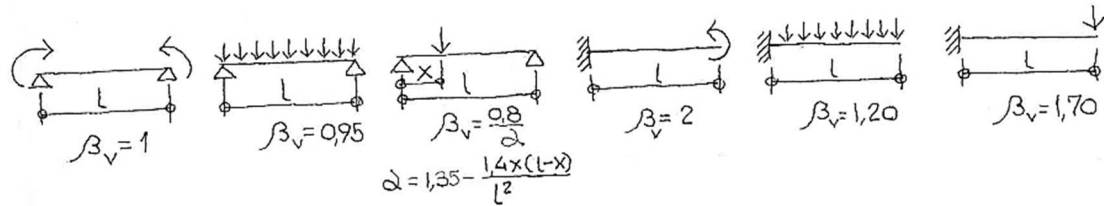


Figura A1.6: Coeficiente dependiente de las condiciones de carga
Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

En el caso de la disposición más usual de la sopanda de tabloncillos de 200x70mm, en la que su dimensión mayor es la que está en contacto con el elemento sustentante, el resultado de la esbeltez relativa ($\lambda_{rel,m}$) sería el siguiente:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{18}{4010}} \approx 0,07$$

$$\sigma_{m,crit} = 0,75 \frac{E_{o,k} \cdot b^2}{l_{ef} \cdot h} = \frac{6 \cdot 200^2}{85,5 \cdot 70} = 4,01 \left(\frac{kN}{mm} \right) = 4010 \left(\frac{N}{mm} \right)$$

$$l_{ef} = \beta_v \cdot l = 0,95 \cdot 900 = 855$$

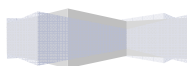
Considerando:

$$\beta_v = 0,95$$

$$l = 900$$

$$b = 200$$

$$h = 70$$



3.1.1 3.1.1 Vuelco lateral en flexión simple

Se cumplirá:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d}$$

Siendo:

$\sigma_{m,d}$ y $f_{m,d}$ = tensión y resistencia de cálculo a flexión respectivamente.

k_{crit} = factor de vuelco lateral obtenido a partir de las siguientes expresiones:

$$k_{crit} = 1 \quad \text{para} \quad \lambda_{rel,m} \leq 0,75$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} \quad \text{para} \quad 0,75 > \lambda_{rel,m} \leq 1,4$$

$$k_{crit} = \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} \quad \text{para} \quad 1,4 < \lambda_{rel,m}$$

k_{crit} puede obtenerse directamente para la clase C18 de la tabla A1.11 a partir del **coeficiente de esbeltez geométrica** siguiente:

$$C_e = \sqrt{\frac{l_{ef} \cdot h}{b^2}}$$

Siendo:

b y h = ancho y alto (canto) de la sección recta, respectivamente.

De nuevo para la sopanda tipo configurada por tablón de 200x70mm colocado a tabla sobre pies derechos, no sería necesaria esta comprobación al ser $k_{crit} = 1$. Su aplicación se restringe a las sopandas elaboradas a base de varios tabloncillos embridados colocados a testa sobre los elementos sustentantes.

Este coeficiente está calculado para una sección llena, lo que evidentemente, es más favorable contra el vuelco lateral y la torsión que cuando se trata de la misma sección total pero compuesta por tabloncillos embridados, tal como hemos propuesto en algunos tipos de sopanda (apartado 3.1.7.3), especialmente si tenemos en cuenta que la merma de la madera implicará un aflojamiento de las bridas con la correspondiente disminución de la unidad de los tabloncillos en la composición de la sección. Por ello, la

fórmula del coeficiente de esbeltez de la pieza entendemos que debe modificarse en su aplicación a los casos mencionados. A falta de ensayos precisos que permitan deducir la fórmula adecuada, algunos autores se aventuran a expresar una fórmula estimativa que nos salve de la inoperancia. Para ello sustituyen el ancho total b de la sección de la pieza por el b_1 de la sección del tablón (o del tabloncillo en su caso) multiplicando por el número n de tabloncillos que usemos, con lo que se obtiene una expresión más conservadora:

$$C_e = \sqrt{\frac{l_{ef} h}{n \cdot b_1^2}}$$

y, por igual razón:

$$\sigma_{m,crit} = 0,75 \frac{E_{0,k} n b_1^2}{l_{ef} \cdot h}$$

VALORES DEL FACTOR DE VUELCO LATERAL k_{crit} PARA LA CLASE C18														
Coeficiente de esbeltez geométrica C_e														
10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
1,00	0,99	0,90	0,80	0,71	0,62	0,52	0,44	0,37	0,32	0,28	0,25	0,22	0,19	0,17

Tabla A1.10: Valores del factor de vuelco lateral k_{crit}

Fuente: Apeos y refuerzos alternativos

3.1.2 Vuelco lateral en flexo-compresión

Se cumplirá que:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} + \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1$$

Debiendo comprobarse, además, la inestabilidad por pandeo.



3.2 Cálculo a cortante

Debe cumplirse la condición:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

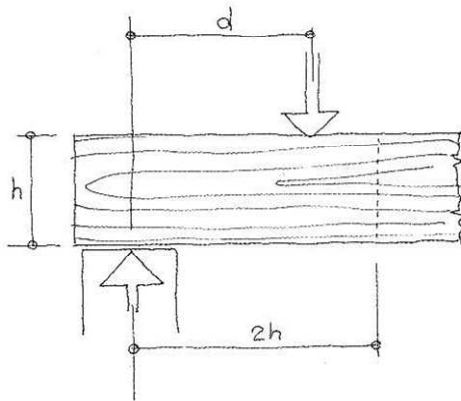
Siendo

τ_d y $f_{v,d}$ = tensión y resistencia a cortante, respectivamente.

Para el cálculo de la tensión en sección rectangular:

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_d}{h \cdot b}$$

Podrá admitirse una reducción del cortante V_d considerando que las cargas aisladas que estén situadas a una distancia del apoyo igual o inferior a $2h$ (figura A1.7) sólo producen una contribución a ese cortante reducido al valor V_r , siguiente:



$$V_r = P \cdot d \left(\frac{1}{2h} - \frac{1}{l} \right)$$

Figura A1.7: Supuesto de reducción de esfuerzo cortante

Fuente: Apeos y refuerzos alternativos



3.3 Capacidad de carga de sopandas

Las sopandas trabajan a flexión, aunque como hemos visto, además deberán cumplir ciertas condiciones contra el vuelco lateral y el giro por torsión. A continuación se resumen los resultados en las siguientes tablas, donde aparecen las capacidades de carga de sopandas de uno, dos y tres tablonos o tabloncillos, utilizables también para el caso de puentes y agujas, elementos de apeo cuyas características veremos más adelante.

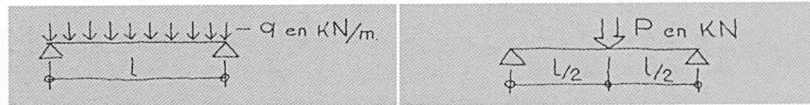
Para la correcta utilización de estas tablas deberemos tener en cuenta las siguientes condiciones:

- 1º. La sopanda o pieza sometida a flexión ha de tener coartado el desplazamiento lateral y el giro en los puntos de apoyo.
- 2º. La carga máxima ha sido calculada para las solicitaciones de flexión y cortante, señalándose en la última columna de cada tipo de carga cual ha sido el tipo de resistencia de cálculo que ha resultado determinante para obtener dicha carga.



CAPACIDAD DE CARGA DE SOPANDAS DE TABLONES

TIPO DE CARGA



CARACTERÍSTICAS DE LA SOPANDA -PUENTE	SECCIÓN	LUZ cm	CLASE DE DURACIÓN DE LA CARGA				CLASE DE DURACIÓN DE LA CARGA				VALOR CRÍTICO	
			PERMANENTE		MEDIA		PERMANENTE		MEDIA			
			CLASE DE SERVICIO	CLASE DE SERVICIO	CLASE DE SERVICIO	CLASE DE SERVICIO	CLASE DE SERVICIO	CLASE DE SERVICIO	CLASE DE SERVICIO	CLASE DE SERVICIO		
			1 y 2	3	1 y 2	3	1 y 3	3	1 y 3	3		
	50		34	29	46	37	$f_{y,d}$	11	9	14	12	$f_{m,d}$
	75		19	16	26	21	$f_{m,d}$	7	6	10	8	$f_{m,d}$
	100		11	9	14	12	$f_{m,d}$	5	5	7	6	$f_{m,d}$
	125		7	6	9	8	$f_{m,d}$	4	4	6	5	$f_{m,d}$
	150		5	4	6	5	$f_{m,d}$	4	3	5	4	$f_{m,d}$
	100		34	29	46	37	$f_{y,d}$	31	26	41	34	$f_{m,d}$
	125		27	23	37	30	$f_{y,d}$	25	21	33	27	$f_{m,d}$
	150		23	19	31	25	$f_{y,d}$	21	17	28	22	$f_{m,d}$
	175		20	16	26	21	$f_{y,d}$	18	15	24	19	$f_{m,d}$
	200		16	13	21	17	$f_{m,d}$	16	13	21	17	$f_{m,d}$
	225		12	10	16	13	$f_{m,d}$	14	11	18	15	$f_{m,d}$
	250		10	8	13	11	$f_{m,d}$	12	10	17	13	$f_{m,d}$
	275		8	7	11	9	$f_{m,d}$	11	9	15	12	$f_{m,d}$
	300		7	6	9	7	$f_{m,d}$	10	9	14	11	$f_{m,d}$
		100		52	43	69	56	$f_{y,d}$	47	39	62	50
125			41	34	55	45	$f_{y,d}$	37	31	50	40	$f_{m,d}$
150			34	29	46	37	$f_{y,d}$	31	26	41	34	$f_{m,d}$
175			29	25	39	32	$f_{y,d}$	27	22	35	29	$f_{m,d}$
200			23	19	31	25	$f_{m,d}$	23	19	31	25	$f_{m,d}$
225			18	15	25	20	$f_{m,d}$	21	17	28	22	$f_{m,d}$
250			15	12	20	16	$f_{m,d}$	19	16	25	20	$f_{m,d}$
275			12	10	16	13	$f_{m,d}$	17	14	23	18	$f_{m,d}$
300			10	9	14	11	$f_{m,d}$	16	13	21	17	$f_{m,d}$
350			8	6	10	8	$f_{m,d}$	13	11	18	14	$f_{m,d}$
400			6	5	8	6	$f_{m,d}$	12	10	16	13	$f_{m,d}$

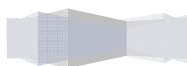
Tabla A.11. Capacidad de carga de sopandas de tablonés de 7x20 cm.

Fuente. Apeos y refuerzos alternativos.



CAPACIDAD DE CARGA DE SOPANDAS DE TABLONCILLOS											
CARACTERÍSTICAS DE LA SOPANDA -PUENTE		TIPO DE CARGA									
		CLASE DE DURACIÓN DE LA CARGA					CLASE DE DURACIÓN DE LA CARGA				
SECCIÓN	LUZ cm	PERMANENTE		MEDIA		VALOR CRÍTICO	PERMANENTE		MEDIA		VALOR CRÍTICO
		CLASE DE SERVICIO	CLASE DE SERVICIO	CLASE DE SERVICIO	CLASE DE SERVICIO		CLASE DE SERVICIO	CLASE DE SERVICIO			
	50	17	14	22	18	$f_{m,d}$	4	3	6	5	$f_{m,d}$
	75	7	6	10	8	$f_{m,d}$	3	2	4	3	$f_{m,d}$
	100	4	3	6	5	$f_{m,d}$	2	2	3	2	$f_{m,d}$
	125	3	2	4	3	$f_{m,d}$	2	1	2	2	$f_{m,d}$
	150	2	2	2	2	$f_{m,d}$	1	1	2	2	$f_{m,d}$
	100	25	21	33	27	$f_{v,d}$	12	10	17	14	$f_{m,d}$
	125	16	13	21	17	$f_{v,d}$	10	8	13	11	$f_{m,d}$
	150	11	9	15	12	$f_{m,d}$	8	7	11	9	$f_{m,d}$
	175	8	7	11	9	$f_{m,d}$	7	6	9	8	$f_{m,d}$
	200	6	5	8	7	$f_{m,d}$	6	5	8	7	$f_{m,d}$
	100	37	31	50	41	$f_{v,d}$	19	16	25	20	$f_{m,d}$
	125	24	20	32	26	$f_{v,d}$	15	12	20	16	$f_{m,d}$
	150	17	14	22	18	$f_{m,d}$	12	10	17	14	$f_{m,d}$
	175	12	10	16	13	$f_{m,d}$	11	9	14	12	$f_{m,d}$
	200	9	8	12	10	$f_{m,d}$	9	8	12	10	$f_{m,d}$
	225	7	6	10	8	$f_{m,d}$	8	7	11	9	$f_{m,d}$
	250	6	5	8	6	$f_{m,d}$	7	6	10	8	$f_{m,d}$
	275	5	4	7	5	$f_{m,d}$	7	6	9	7	$f_{m,d}$
	300	4	3	6	5	$f_{m,d}$	6	5	8	7	$f_{m,d}$

Tabla A.12. Capacidad de carga de sopandas de tablones de 5x15 cm.
Fuente. Apeos y refuerzos alternativos.



4 Cálculo de ejiones

El ejión en sí trabaja a compresión paralela a las fibras y sin pandeo, por lo que su capacidad de carga es muy alta si esta se distribuye en toda su sección, para lo que habrá que cuidar que su corte y colocación permita el acoplamiento adecuado de la pieza estructural que le transmite la carga.

La capacidad de carga del ejión en cuanto pieza estructural de madera aserrada será:

$$F_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \cdot A$$

Donde si tomamos la sección de un tablón:

$$A = 70 \cdot 200 = 14.000 \text{mm}^2$$

Y la resistencia de cálculo a compresión axial correspondiente a madera C18 (tabla 11) tendríamos las siguientes capacidades de carga según las condiciones de duración de carga (permanente o media) y la clase de servicio.

EJIONES	CAPACIDAD DE CARGA DEL EJIÓN COMO PIEZA DE MADERA			
	PERMANENTE		MEDIA	
Duración de la carga				
Clase de servicio	1 y 2	3	1 y 2	3
F _c en kN	116	97	155	126

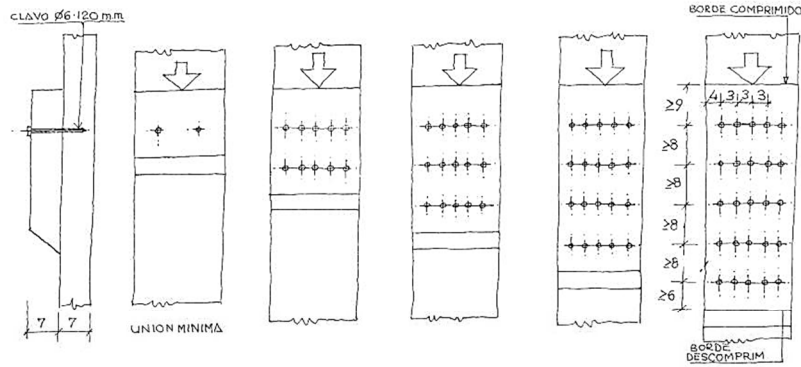
Tabla A.13. Capacidad de carga de ejiones

Fuente. Apeos y refuerzos alternativos.

Pero el cálculo esencial del ejión es, básicamente, el de los elementos que lo fijan: clavos, tornillos o tirafondos, por lo que las altas capacidades de carga señaladas en el cuadro nos hacen intuir que la limitación de carga vendrá impuesta a los ejiones por la vía de estas uniones mecánicas que los fijan a los elementos resistentes principales.

Según cálculos elaborados en base a normativa, simplificando y por ser este el tipo de unión más utilizado tras las bridas metálicas en apeos de madera, presentamos un

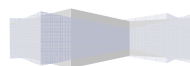
cuadro de capacidades resistentes para uniones mediante clavos en función del número de estos y del resto de condiciones de servicio y duración de la carga.



DURACIÓN DE CARGA	CLASE DE SERVICIO	2 CLAVOS	10 CLAVOS	15 CLAVOS	20 CLAVOS	25 CLAVOS
Permanente	1 y 2	2,2	10,8	16,2	21,6	27,0
	3	1,7	8,6	13,0	17,3	21,6
Media	1 y 2	2,8	13,9	20,8	27,8	34,7
	3	2,2	11,1	16,7	22,2	27,8

Tabla A.14. Capacidad de carga de ejiones

Fuente. Apeos y refuerzos alternativos



ANEXO II

1 Ejercicio práctico: Descarga de pilar central

En este ejemplo estudiaremos todos los elementos que componen el apeo que se muestra en la figura All.1. Se trata del apeo del pilar central de una estructura de hormigón armado de un edificio de 4 plantas y cubierta plana transitable. Los forjados son unidireccionales y tienen 30cm de espesor salvo el de cubierta que es de 20cm. La luz entre pilares será de 5mtrs y la altura libre entre plantas de 3,20m, salvo en planta baja que será de 4,20m. El apeo se ejecutará a partir de tablonos de madera de pino de categoría C18 y de sección 200x70cm embridados.

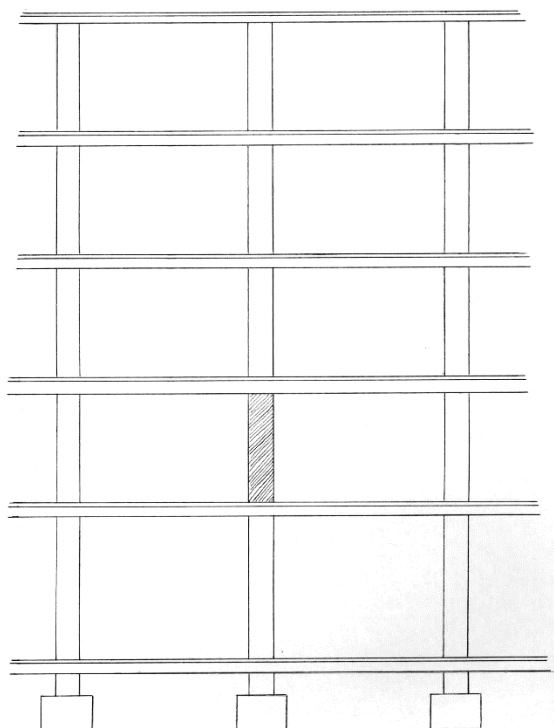
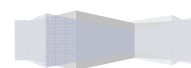


Figura All.1 Alzado de pilar dañado en planta 1ª

Fuente: Autor



2 Planteamiento del apeo

Debido a la limitación que nos encontraríamos en las plantas inferiores en cuanto a capacidad resistente de las sopandas y durmientes (según vimos en el capítulo 4.1), se decide optar por la descarga del pilar afectado apeando las vigas concurrentes al mismo y transmitiendo las cargas de estos forjados a terreno firme mediante la continuidad vertical del apeo, evitando la aparición de esfuerzos cortantes excesivos en la cabeza de este pilar afectado dando continuidad al apeo también en las plantas superiores.

Para su ejecución, y aunque en este anexo no se entre en detalle, se utilizarán las diferentes soluciones constructivas mencionadas en los apartados correspondientes.

Las condiciones de nuestro apeo serán:

- Calidad de la Madera: C18
- Duración de la carga: Media
- Clase de servicio: 3

Así pues, el área de influencia de nuestro pilar será, considerando la planta del edificio, la que se muestra en la figura All.2.

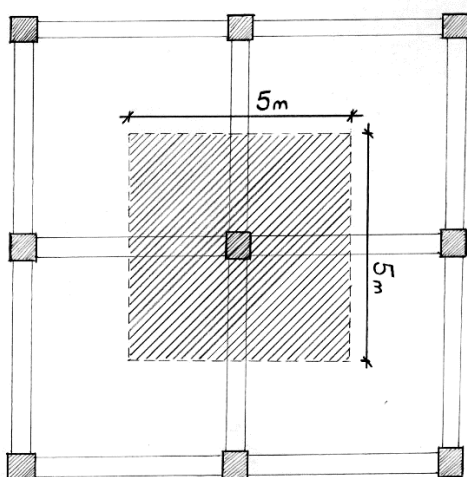
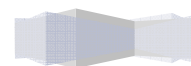


Figura All.2: Área de influencia del pilar dañado
Fuente: Autor

Área de influencia: $5 \times 5 = 25m^2$



3 Cálculo de Cargas por planta

Atendiendo al área de influencia del pilar afectado y utilizando los datos de las tablas del capítulo 2.7 obtenemos los siguientes resultados para determinar las cargas que van a actuar en cada una de las plantas. Para el cálculo de los pies derechos se tendrán en cuenta las cargas puntuales que afecten al pilar a apear, mientras que el cálculo de las sopandas se realizará teniendo en cuenta cargas lineales según veremos.

a) Cargas puntuales

Cubierta

Cargas permanentes: $1,35(25m^2 \times 1,5kN / m^2) = 50,625kN$

Carga variable: $1,5 \times (25m^2 \times 1kN / m^2) = 37,5kN$

Total de cargas: $88,125kN$

Forjado de Plantas 4, 3, 2 y 1

Carga permanente (peso propio forjado): $1,35(25m^2 \times 4kN / m^2) = 135kN$

Carga variable (sobrecarga de uso): $1,5 \times (25m^2 \times 2kN / m^2) = 75kN$

Total de cargas: $210kN$

B) Cargas lineales

Cubierta

Cargas permanentes: $1,35 \times (1,5kN / m^2 \times 5m) = 10,125kN / m$

Carga variable: $1,5 \times (1kN / m^2 \times 5m) = 7,5kN / m$

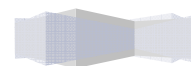
Total de cargas: $17,625kN / m$

Forjado de Plantas 4, 3, 2 y 1

Carga permanente (peso propio forjado): $1,35(4kN / m^2 \times 5m) = 27kN / m$

Carga variable (sobrecarga de uso): $1,5 \times (2kN / m^2 \times 5m) = 15kN / m$

Total de cargas: $42kN / m$



4 Dimensionado de elementos

Para el cálculo de los elementos utilizaremos las tablas rápidas presentadas en el Anexo I, adaptando cada elemento a la carga a la que va a ser sometido. Teniendo en cuenta que el apeo es simétrico según el eje vertical que pasa por el centro del pilar a apear, procederemos a calcular los elementos que se colocarán a uno de los lados del eje de simetría, considerando los del contrario al calculado, de igual número y dimensiones. Para ello utilizaremos la mitad de las cargas calculadas anteriormente, ya que estas corresponden a la totalidad del área de influencia del pilar afectado.

Apeo de forjado de cubierta (en planta 4ª)

Pies derechos

Cargas puntuales: $1/2$ Peso propio de cubierta (44,075kN)

Solución: 1 pie derecho compuesto por 2 tablones unidos con 7 bridas. Una cada 47cm. (48kN).

Durmiente

Tablón de sección 200x70 colocado a tabla (71kN)

Sopanda

Tablón de sección 200x70 colocado a tabla (71kN)

Apeo de forjado de planta 4ª (En planta 3ª)

Pie derecho

Cargas puntuales: $1/2$ (Peso propio de cubierta + planta 4ª) = 44,075+105 = 149,075kN

Solución: 2 Pies derechos compuestos por 3 tablones unidos con 5 bridas. Una cada 70cm. (85kN \times 2=170kN)

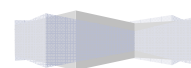
Durmiente

Cargas puntuales: 75kN por cada Pie derecho.

Solución: Tablón de dimensiones 200x70mm colocado a tabla (101kN)

Sopanda

Cargas lineales: $1/2$ (cargas cubierta + planta 4ª) = 8,81 kN/m + 21 kN/m = 29,81 kN/m



Solución: Tablón de dimensiones 200x70mm colocado a tabla con 50 cm de luz entre pies derechos (37kN/m) (ver tabla A.11 del Anexo I).

Apeo de forjado de planta 3ª (En planta 2ª)

Pie derecho

Cargas: $\frac{1}{2}$ (Peso propio de cubierta + pantas 4ª y 3ª) = 254,062 kN

Solución: 3 Pies derecho de 3 tablones unidos por 6 bridas (119x3=357kN)

Durmiente

Cargas puntuales: 85kN por cada Pie derecho.

Solución: Tablón de dimensiones 200x70mm colocado a tabla (101kN)

Sopanda

Cargas lineales: $\frac{1}{2}$ (cargas cubierta + plantas 4ª y 3ª) = 50,81 kN/m

Al no figurar en la tabla A.11 del Anexo I una sopanda tipo para este esfuerzo procedemos a calcular nuestra sopanda según lo visto en el apartado 3 del mismo Anexo referente al cálculo de sopandas. Para ello utilizaremos la siguiente expresión:

$$f_{m,d} \geq \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot W_y} \quad l \leq \sqrt{\frac{8 \cdot f_{m,d} \cdot W_y}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 9 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \times 933 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3}{50,81 \text{ kN/m}}} = 1,15 \text{ m}$$

Comprobando el esfuerzo cortante:

$$V_d = q \cdot \frac{l}{2} = 50,81 \cdot \frac{1,15}{2} = 29,22 \text{ kN}$$

Y la tensión resultante de este esfuerzo cortante:

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{b \cdot h} = 1,5 \cdot \frac{29,22 \cdot 10^3}{200 \times 140} = 1,57 \text{ N/mm}^2$$



Al obtener el resultado este resulta ser superior al permitido según la tabla 12 del apartado 3.1.4 para madera C18 con clase de servicio 3 y duración media de la carga.

$$f_{v,d} = 1 \text{ N/mm}^2$$

Así pues, para calcular la distancia máxima a la que deberemos colocar nuestros pies derechos, procederemos en el orden inverso considerando esta tensión $\tau_d = 1 \text{ N/mm}^2$

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{b \cdot h} \Rightarrow V_d = \frac{\tau_d \cdot b \cdot h}{1,5} = \frac{1 \cdot 200 \cdot 140}{1,5} = 18,67 \text{ kN}$$

$$V_d = q \cdot \frac{l}{2} \Rightarrow l = \frac{V_d \cdot 2}{q} = \frac{18,67 \cdot 2}{50,81} = 0,73 \text{ m}$$

Solución: Sopanda de 2 tablones de dimensiones 200x70mm embridados y colocados a canto con una separación de 73cm entre pies derechos.

Apeo de forjado de planta 2ª (En planta 1ª)

Pies derechos

Cargas puntuales: Cargas puntuales planta superior + 1/2(cargas de forjado de planta 2ª) = 359,062kN

Solución: 4 Pies derechos de 3 tablones unidos por 6 bridas, una cada 56cm. (119x4 = 476kN)

Durmiente

Cargas puntuales: 89,76 kN por cada pie derecho.

Solución: Tablón de dimensiones 200x70mm colocado a tabla (101kN).

Sopanda

Cargas lineales: cargas lineales planta superior + 1/2 planta 2ª = 50,81 + 21 = 71,81kN/m

Solución: Sopanda de 2 tablones de dimensiones 200x70mm embridados y colocados a tabla con una separación de 51cm entre pies derechos.



$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{b \cdot h} \Rightarrow V_d = \frac{\tau_d \cdot b \cdot h}{1,5} = \frac{1 \cdot 200 \cdot 140}{1,5} = 18,67 \text{ kN}$$

$$V_d = q \cdot \frac{l}{2} \Rightarrow l = \frac{V_d \cdot 2}{q} = \frac{18,67 \cdot 2}{71,81} = 0,51 \text{ m}$$

Apeo de forjado de planta 1ª (En planta baja)

Pies derechos

Cargas puntuales: cargas planta superior + ½ (cargas de forjado de planta 1ª) = 359,062 + 105 = 464,062 kN

Solución: 4 Pies derechos de 4 tablonos unidos por 8 bridas, una cada 54cm (147x4= 588kN)

Durmiente

Cargas puntuales: 116,02 kN por pie derecho.

Solución: Tablón de 200x70mm colocado a tabla (134kN)

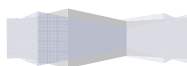
Sopanda

Cargas lineales: cargas lineales planta superior + ½ cargas planta 1ª = 71,81 + 21 = 92,81 kN/m

Solución: sopanda de 3 tablonos embridados colocados a canto con una distancia entre pies derechos de 60cm.

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{b \cdot h} \Rightarrow V_d = \frac{\tau_d \cdot b \cdot h}{1,5} = \frac{1 \cdot 200 \cdot 210}{1,5} = 28 \text{ kN}$$

$$V_d = q \cdot \frac{l}{2} \Rightarrow l = \frac{V_d \cdot 2}{q} = \frac{28 \cdot 2}{92,81} = 0,60 \text{ m}$$



Referencias bibliográficas

Títulos

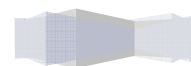
- Título: Apeos y Refuerzos Alternativos. Manual de cálculo y construcción (2002)
Autor: Espadasín López, Jesús.
- Título: Apeos: Apeos y grietas en la edificación
Autor: Andrés Abasolo
Año: 1996
- Título: Arquitectura y Madera. Guía de diseño de elementos estructurales adaptada al CTE.
Autor: Gobierno Vasco
Año: 2010
- Título: Apeos y demoliciones: Unidad didáctica
Autor: CPD formación
Año: 2013

Proyectos Fin de Carrera (Pfc's)

- Título: Guía Técnica sobre Apeos y Apuntalamientos (Pfc Ucam)
Autor: Antonio Liarte Pérez
Año: 2004
- Título: Andamios y Apeos (Pfc Universidad de Alicante)
Autor: Juan Manuel Fernández López
Año: 2005
- Título: Seguridad en Proyectos de derribo y conservación de fachadas
(Pfc Universidad Politécnica de Cataluña)
Autor: Rubén Martínez Barberá
Año: 2009

Normativa

- Título: Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02)
Año: 2002
- Título: NTP 719. Encofrado Horizontal. Puntales telescópicos de Acero
Autor: Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el trabajo.



- Norma UNE:EN 1065:1999 Puntales telescópicos regulables de acero. Especificaciones del producto, diseño y evaluación por cálculo y ensayos.

Manuales

- Título: Manual de Apeos y Apuntalamientos (Escuela Nacional de Protección Civil)
Autor: Escuela Nacional de Protección Civil??
- Título: Curso de búsqueda y rescate en estructuras colapsadas
Autor: Bomberos en Acción Ongd
- Título: Diploma de especialización Profesional Universitario en Servicios de prevención, Extinción de incendios y Salvamento.
Autor: Universidad de Valencia
Año: 2006
- Título: Manual S.E.P.E.I. de bomberos. Cursos de iniciación y reciclaje.
Autor: Diputación de Albacete
Año: 2003

Artículos

- Título: Patología, rehabilitación y mantenimiento
Revista: Aparejadores y arquitectos técnicos de Cáceres.
Autor: Alfonso Barrón del Pozo (Arquitecto Técnico)
Año: Noviembre de 2003
- Título: Algunos conceptos básicos en patología de la edificación
Revista: ReCoPaR (Revista Electrónica)
Autor: Félix Lasheras
Año: Marzo 2006

