

CUADERNOS INTEMAC

Una novedad en la EHE: el método de bielas y tirantes

A new development in the spanish code EHE: the strut-and-tie-method

José Calavera Ruiz
Doctor Ingeniero de Caminos



INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 34

2.º TRIMESTRE '99

INTEMAC



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTIA DE CALIDAD

SONDEOS, ENSAYOS E INFORMES GEOTECNICOS

INFORMES DE PATOLOGIA, REHABILITACION Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PUBLICAS
EDIFICACION
INSTALACIONES



INTEMAC
AUDIT

AUDITORIA TECNICO-ECONOMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORIA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACION DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCION
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORIAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACION DE LA OBRA



INTEMAC
E C O

AUDITORIA TECNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas
Edificación
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire
Agua
Ruido

AUDITORIA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

UNA NOVEDAD EN LA EHE: EL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES¹

A NEW DEVELOPMENT IN THE SPANISH CODE EHE: THE STRUT-AND-TIE METHOD²



José Calavera Ruiz.

Doctor Ingeniero de Caminos.
Catedrático de Edificación y Prefabricación de la
ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y
Puertos de Madrid.

Doctor in Civil Engineering.
Head of Department of Building and Prefabrication
ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y
Puertos de Madrid.

¹ Este texto coincide, con pequeñas modificaciones y adiciones, con la exposición del tema que figura en mi libro Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón (En Masa, Armado, Pretensado), INTEMAC, Madrid, 1999.

² The present article is essentially a reproduction, with some modifications and additions, of the discussion of this subject in my book Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (En Masa, Armado, Pretensado), INTEMAC, Madrid, 1999.

Copyright © 1999, INTEMAC

Todos los derechos reservados. Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida o distribuida de ninguna manera ni por ningún medio, ni almacenada en base de datos o sistema de recuperación, sin el previo permiso escrito del editor.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or distributed in any form or by any means, or stored in a data base or retrieval system, without the prior written permission of the publisher.

ISSN 1133-9365

Depósito legal: M - 41.475 -1999
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

INDEX

1. CONTINUOUS AND DISCONTINUOUS REGIONS IN CONCRETE STRUCTURES
2. METHODS FOR DESIGNING DISCONTINUOUS REGIONS
3. STRUT-AND-TIE METHOD. GENERAL APPROACH
4. VERIFICATION OF STRESS FIELDS IN STRUT CONCRETE
 - 4.1. COMPRESSION STRESS IN UNCONFINED STRUTS
 - 4.2. COMPRESSION STRESS IN STRUT CONCRETE WITH COMPRESSION AND/OR CONFINEMENT REINFORCEMENTS
5. VERIFICATION OF STRESS FIELDS IN TIES
6. DIMENSIONING NODES
7. DIMENSIONING STRUTS
8. CHECKING TIE ANCHORAGE IN NODES
9. BASIC ARRANGEMENTS
 - EXAMPLE 1.
 - EXAMPLE 2.
 - REFERENCES

ÍNDICE

1. ZONAS DE CONTINUIDAD Y DISCONTINUIDAD EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN
2. MÉTODOS DE CÁLCULO DE LAS ZONAS DE DISCONTINUIDAD
3. PLANTEAMIENTO DEL MÉTODO DE LAS BIELAS Y TIRANTES
4. COMPROBACIÓN DE LOS CAMPOS DE TENSIONES EN EL HORMIGÓN DE LAS BIELAS
 - 4.1. TENSIONES DE COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN EN BIELAS NO CONFINADAS
 - 4.2. TENSIONES DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN EN BIELAS CON ARMADURAS COMPRIMIDAS Y/O ARMADURAS DE CONFINAMIENTO
5. COMPROBACIÓN DE LOS CAMPOS DE TENSIONES EN LOS TIRANTES
6. DIMENSIONAMIENTO DE LOS NUDOS
7. DIMENSIONAMIENTO DE LAS BIELAS
8. COMPROBACIÓN DEL ANCLAJE DE LOS TIRANTES EN LOS NUDOS
9. ESQUEMAS BÁSICOS
 - EJEMPLO 1.
 - EJEMPLO 2.
 - BIBLIOGRAFÍA

SUMMARY

Although the Strut-and-Tie Method was a latent theme in even the earliest theoretical papers on reinforced concrete, it actually owes its conceptual design and technical development to J. SCHALAICH and K. SCHAFFER. Their paper "Toward a consistent design of structural concrete", co-authored by M. JENNEWEIN, is essential to any study of the subject.

MODEL CODE 90 has not only adopted the Method, but devotes considerable attention to the subject. Although for reasons of drafting deadlines it is not included in the present version of EUROCODE 2, it will be addressed in the revision of the standard, which is presently in preparation.

Spanish code EHE contains a section on the Method, which, together with the issue of durability, is one of the highlights of the new version of the code.

The discussion of the Method hereunder deals with the subject in some depth and describes a number of examples.

The author stresses that the fact that the Method allows for simple engineering solutions for many complex structural members does not mean that its use does not call for proper training and a reasonable amount of experience.

In particular, the paper not only emphasises the need for at least an approximate understanding of the network of isostatic forces, but in fact addresses the kinds of problems most commonly encountered in the eighteen cases shown in Table 2.

1. CONTINUOUS AND DISCONTINUOUS REGIONS IN CONCRETE STRUCTURES

Given a member subjected to uniformly distributed loads as in Figure 1 a), it will be noted from the network of isostatic lines that whereas the stresses are uniform in most of the span, the regions adjacent to the supports are subject to disturbance due to the discontinuous reactions that concentrate there.

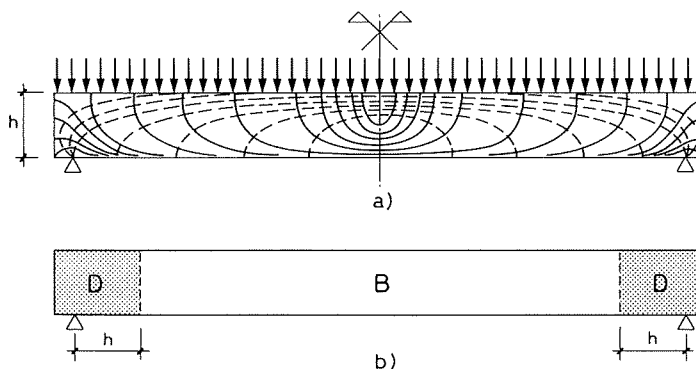


Fig. 1

In keeping with the Saint-Venant hypothesis, (Figure 1 b)) it may be assumed that the above disturbance will be found in a region extending out from the supports at a maximum distance approximately equal to the depth of the member. In such areas, hereafter called *D* regions¹ by reason of their discontinuity, the radius of the deformation of sections does not conform to the Bernoulli law.

The rest of the member, by contrast, hereafter termed *B*, does hold to the Bernoulli law. Traditional notions such as bending moment, shear stress, etc., are not applicable in the *D* regions and the member may be likened to two parallel chords absorbing both compressive and tensile stresses and joined by a web consisting of shear reinforcement bars and compressive struts.

Figure 2 illustrates regions *B* and *D* in a somewhat more complex structure.

¹ EHE uses the very common and general term "discontinuity regions". Another tendency is to call them "disturbed regions or zones". The term "discontinuity" may be understood to mean that Bernoulli's law does not hold in such zones

RESUMEN

El Método de Bielas y Tirantes, aunque latente desde los primeros trabajos teóricos sobre hormigón armado, debe en gran medida su estructuración conceptual y su desarrollo técnico a J. SCHALAICH y K. SCHAFFER. Su trabajo "Toward a Consistent Design of Structural Concrete" redactado con M. JENNEWEIN, es un documento esencial para el estudio del tema.

El MODEL CODE 90 lo ha adoptado concediéndole un espacio importante y si bien la actual versión del EUROCÓDIGO 2 no lo incluye, ello fue debido a un problema de fechas de redacción y será incluido en la revisión, actualmente en marcha, de dicha norma.

La Instrucción española EHE lo ha recogido y es, junto con el tema de la durabilidad, una de las novedades importantes de dicha Instrucción.

El desarrollo de este tema que se presenta a continuación, lo trata con una cierta extensión incluyendo también algunos ejemplos.

El Autor insiste en que el hecho de que el método permita cálculos simples de muchos elementos estructurales complejos no significa que para su aplicación no sea necesaria una adecuada formación y una cierta experiencia.

Especialmente la necesidad de tener un conocimiento, al menos aproximado, de la red de isostáticas, no solo se subraya sino que mediante los dieciocho casos recogidos en la Tabla 2 se cubre el campo más habitual de trabajo.

1. ZONAS DE CONTINUIDAD Y DISCONTINUIDAD EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Si consideramos la pieza indicada en la Figura 1a), sometida a cargas uniformemente repartidas, con su red de isostáticas, se aprecia que si bien la red tensional es uniforme en la mayor parte de la luz, la zona próxima a los apoyos está perturbada por la discontinuidad que representan las reacciones concentradas de los mismos.

Partiendo de la Hipótesis de Saint-Venant, podemos aceptar (Fig. 1b) que, en zonas de una extensión máxima aproximadamente igual a un canto a partir de los apoyos, se apreciará la perturbación causada por las reacciones. En dichas zonas no se cumplirá naturalmente la Ley de Bernouilli referente a la deformación plana. A estas zonas, por su discontinuidad, las llamaremos zonas D ¹.

En el resto de la pieza la Ley de Bernouilli será aplicable y esa zona la designaremos como B. En las zonas D los conceptos clásicos de momento flector, esfuerzo cortante, etc. no pueden aplicarse y la pieza puede ser asimilada a dos cordones paralelos que recogen los esfuerzos de compresión y tracción y una celosía constituida por la armadura de corte y las bielas comprimidas.

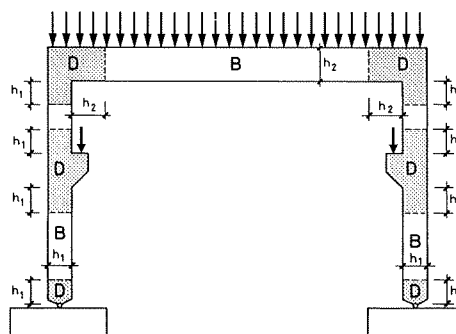


Fig. 2

La Figura 2 indica las zonas B y D en una estructura algo más compleja.

¹ La EHE emplea la designación, muy frecuente y general, de "regiones de discontinuidad". Otra tendencia existente es designarlas como "regiones o zonas perturbadas". El término "discontinuidad" puede interpretarse en el sentido de que en esas zonas no continúa siendo válida la Ley de Bernouilli.

Discontinuities in a structure may be caused by its geometry (geometric discontinuity) or the forces to which it is subjected (mechanical discontinuity).

Figure 3 shows several types of geometric discontinuities.

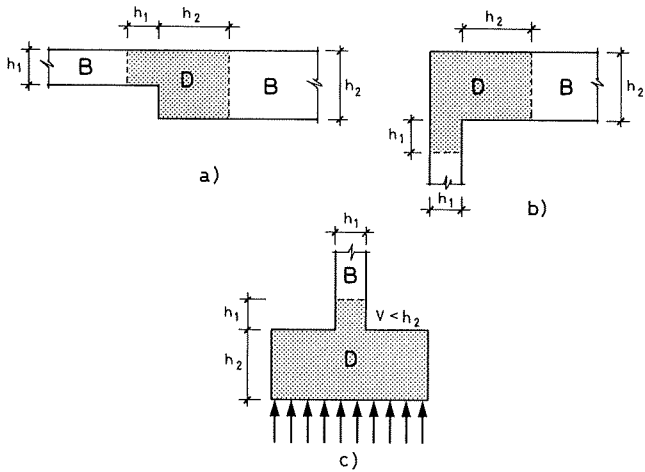


Fig. 3

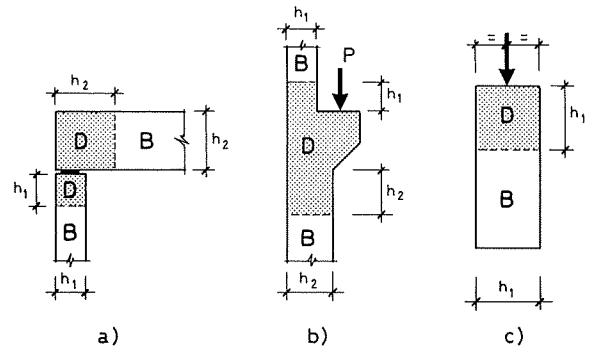


Fig. 4

Figure 4 shows several types of mechanical discontinuities.

2. METHODS FOR DESIGNING DISCONTINUOUS REGIONS

It is obvious that since the Bernoulli law is not applicable to these regions, they cannot be engineered using general stress-based procedures (bending moment, axial force, shear force, torsional moment, etc.).

What was probably the first method used to engineer them was derived from photoelastic methods. A second method involved the use of scale model tests made with concrete and reinforcements. A third, consistently applied in prefabrication, consists of full scale tests. In recent years the interest in scale model testing and photoelastic methods has declined as a result of improvements in computer applications for finite element calculations, particularly as they have proved capable of delivering sufficiently accurate bonding and crack forming formulations.

The application of all these methods is, however, both costly and time-consuming. One traditional solution has been the development of approximate formulas, generally derived from laboratory tests. Examples of the development of three such approximate formulas are given in Figures 3 a), b) and c).

The so-called "Strut-and-tie method", perfected in recent years, has been included in both Model Code 90 and the EHE although not, however, in Eurocode EC-2.

A preliminary illustration of the Method, in this case for a deep beam, is given in Figure 5.

Figure 5 a) illustrates a network of isostatic lines for a uniformly distributed load. If that load is replaced by two point loads with an equivalent total value, positioned at the span quarter points, the stress flow can be simplified as shown in Figure 5 b). The diagram in Figure 5 c) is the result of likening member behaviour to a set of struts and ties.

The diagram shows the three basic elements comprising the Method.

- Struts C_1, C_2, C_3 , in compression, represented in all figures hereafter as dashed lines.
- Ties, in this case only one, T , in tension.
- Nodes, or points of convergence for struts, ties or struts and ties, shown as small circles.

The discussion hereunder addresses a number of questions that may arise in connection with the method, such as what cross section should be considered for struts, which of the various possible positions should be chosen to locate struts, such as C_2 in Figure 5 c), how reinforcements are to be anchored to the ties at nodes, what strength of concrete is acceptable for the various kinds of struts and nodes, etc.

Although the earliest version for this Method dates, of course, back to MÖRSCH'S (1) and RITTER'S (2) early Twentieth Century theories, it will be recalled that both authors used it almost exclusively for what we now call "B" zones. It was not until the sixties that German engineers, in particular LEONHARDT (3), RÜSCH (4) and KUPFER (5) and their Swiss

Las discontinuidades en una estructura pueden venir originadas por su geometría (Discontinuidad geométrica) o por las acciones aplicadas (Discontinuidad mecánica).

La Figura 3 presenta varios casos de discontinuidades geométricas.

En la Figura 4 se indican varios casos de discontinuidades mecánicas.

2. MÉTODOS DE CÁLCULO DE LAS ZONAS DE DISCONTINUIDAD

Es claro que al no ser aplicable en ellas la Ley de Bernoulli, estas zonas no pueden ser calculadas con los procedimientos generales derivados de los esfuerzos (momento flector, esfuerzo axial, esfuerzo cortante, esfuerzo rasante, momento torsor, etc.).

El primer método utilizado para calcularlas fue probablemente el derivado de los métodos fotoelásticos. Un segundo fue el de los ensayos en modelo reducido, pero construido con hormigón y armaduras. Un tercero, de permanente aplicación en prefabricación, es el de los ensayos a escala real. En los últimos años el perfeccionamiento de las aplicaciones informáticas a los elementos finitos, sobre todo con la aceptable precisión de formulación de los fenómenos de adherencia y formación de fisuras, ha reducido mucho el interés de los métodos fotoelásticos y de los ensayos en modelo reducido.

Sin embargo, la aplicación de todos estos métodos es costosa y requiere bastante tiempo. Una solución clásica ha sido el desarrollo de fórmulas aproximadas, generalmente derivadas de ensayos en laboratorio. Tres ejemplos frecuentes de desarrollo de tales fórmulas aproximadas son los casos de la Figura 3 c) y b) y c).

En los últimos años se ha puesto a punto el llamado "Método de las bielas y tirantes", adoptado por el Model Code 90 y también por la EHE. No lo trata en cambio el Eurocódigo EC-2.

Esencialmente expuesto de forma preliminar, el Método se indica en la Figura 5 para el caso de una viga de gran canto.

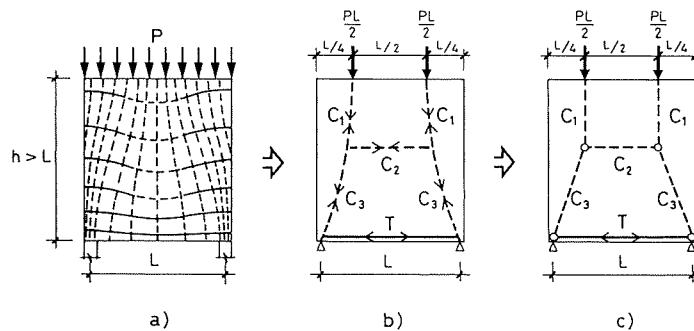


Fig. 5

La Figura 5a) indica la red de isostáticas para el caso de carga uniformemente repartida. Si sustituimos dicha carga por dos puntuales aplicadas en los cuartos de la luz, con valor total equivalente, el flujo de tensiones puede simplificarse de acuerdo con la Figura 5b). El esquema de la Figura 5c) es la asimilación del funcionamiento de la pieza a un conjunto de bielas y tirantes.

En el esquema figuran los tres elementos básicos del Método.

- Las bielas comprimidas C_1 , C_2 , C_3 , representadas siempre en lo que sigue por líneas rectas de trazos.
- Los tirantes en tracción, en este caso uno solo, T.
- Los nudos de coincidencia de bielas entre sí, de tirantes entre sí o de bielas y tirantes, representados por pequeños círculos.

Más adelante entraremos en los problemas, tales como el de qué sección transversal podemos considerar en las bielas, dónde se sitúan bielas de las diversas posiciones posibles, como la C_2 de la Figura 5c), cómo se anclan las armaduras de los tirantes en los nudos, qué resistencia podemos aceptar para el hormigón en los diferentes tipos de bielas y nudos, etc.

El Método tiene naturalmente su antecedente más remoto en las teorías de MÖRSCH (1) y RITTER (2) de principios del siglo XX, si bien no debe olvidarse que ambos la aplicaron casi exclusivamente en lo que ahora llamamos

counterparts THÜRLIMANN (6) and MUELLER (7) actually authored restatements of the Method. Important contributions were also made by U.S. authors such as MARTI (8) and Canadian engineers COLLINS and MITCHELL (9).

Nonetheless, the Method largely owes its development, substantiation and definition to German engineer SCHLAICH (10). The paper "Toward a consistent design of structural concrete" (11), written in conjunction with co-authors SCHÄFER and JENNEWEIN, was essential to the development of the Method.

3. STRUT-AND-TIE METHOD. GENERAL APPROACH

One preliminary recommendation is to engineer the overall structure according to general procedures, but clearly identifying the *D* zones.

This is not only an advisable, but a necessary procedure, because it is the only way to compute the stresses along the boundaries of the *D* zones, i.e., occasioned by border forces or the forces applied by the *B* zones to the adjacent *D* zones.

Any available information on the actual distribution of tension in the *D* regions, acquired by any other reliable method of calculation, always proves to be very helpful and provides excellent information for establishing the arrangement of struts and ties.

A recommended procedure for applying the Method follows:

1. Establish the diagram of struts and ties for the member and the forces to which it is subject.

Further to the sequence set out in Figure 5, the stress field represented by the law of isostatic forces is replaced by an arrangement of struts and ties, in which **straight struts and ties** are used and the **stress field curvatures concentrate at specific points on the nodes**.

2. **Compute the compression forces *C* on the struts and the tensile stress *T* on the nodes under equilibrium conditions.**
3. Ensure that the compression on the struts is acceptable in terms of the strength of the concrete used and design the section of the ties taking account of the tensile stress *T* and the characteristics of the steel used.
4. Since what is in fact involved in the procedures in 2 and 3 above is applying the Lower Bound Theorem of Limit Analysis to plastic stress fields, neither strain compatibility nor sufficient limitation of cracking is guaranteed. Nor, moreover, is the limitation of plastic rotation ensured. Ways to appropriately address such aspects are discussed hereunder.
5. There is normally more than one pattern of struts and ties that meets equilibrium condition requirements. The example below indicates how to select the most suitable pattern. Figure 6 shows three variations on the model given in Figure 5:

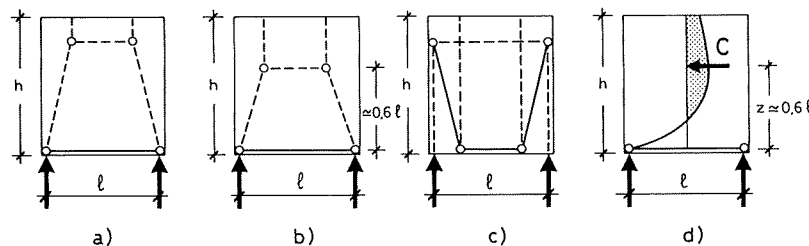


Fig. 6

- Solution a) is technically possible but deviates widely from the known fact, indicated in d), that the value of *z* should be approximately $z \approx 0.6l$.
- Solution b) is correct.
- Solution c) meets equilibrium condition requirements but has two drawbacks:
 - The length of the ties and therefore of the tension reinforcement is larger than in solution b). (This will lead to greater deformation and higher cost).

"zonas B". Realmente el Método comenzó a plantearse de nuevo por ingenieros alemanes y suizos, entre los cuales debe destacarse a LEONHARDT (3), RÜSCH (4) y KUPFER (5) en Alemania y a THÜRLIMANN (6) y MUELLER (7) en Suiza. Ha habido aportaciones también de gran importancia de Estados Unidos con MARTI (8) y de Canadá con COLLINS y MITCHELL (9).

Sin embargo el gran desarrollo, fundamentación y definición del Método se debe a SCHLAICH (10) en Alemania. El trabajo "Toward a Consistent Design of Structural Concrete" (11), publicado con sus colaboradores SCHÄFER y JENNEWEIN, constituye un documento excepcionalmente importante.

3. PLANTEAMIENTO DEL MÉTODO DE LAS BIELAS Y TIRANTES

Una recomendación general de orden previo es que la estructura en general debe ser calculada de acuerdo con los procedimientos generales, pero ello debe hacerse con una clara identificación de las zonas D.

Este planteamiento es no sólo conveniente sino también necesario, pues es la única forma de calcular los esfuerzos en los límites de las zonas D, es decir, de las fuerzas aplicadas por las zonas B sobre las D contiguas, es decir sus fuerzas de contorno.

Cualquier información de que se disponga sobre la distribución real de tensiones en las regiones D, procedente de cualquier otro método correcto de cálculo, es siempre una gran ayuda y una excelente información para establecer el esquema de bielas y tirantes.

Un orden recomendable en la aplicación del Método es el que sigue:

1. Establecer el esquema de bielas y tirantes para la pieza y las acciones aplicadas sobre ella.

De acuerdo con la secuencia indicada en la Figura 5, el esquema de bielas y tirantes reemplaza al campo de tensiones reflejado por la ley de isostáticas, mediante **bielas y tirantes rectos** y las **curvaturas del campo de tensiones se concentran puntualmente en los nudos**.

2. **Calcular las fuerzas de compresión C en las bielas y las fuerzas de tracción T en los nudos, mediante la aplicación de las condiciones de equilibrio.**
3. Comprobar que las tensiones de compresión en las bielas son admisibles de acuerdo con la resistencia del hormigón utilizado y dimensionar la sección de los tirantes de acuerdo con las fuerzas T de tracción y las características del acero empleado.
4. Como lo expuesto en 2 y 3 constituye en definitiva una aplicación a un campo plástico de tensiones del Teorema de Estado Límite Inferior, no garantiza por tanto ni la compatibilidad de deformaciones ni la limitación adecuada de la fisuración. Adicionalmente, tampoco queda garantizada la limitación de las rotaciones plásticas. Más adelante veremos que estos aspectos pueden ser adecuadamente considerados.
5. Normalmente existen diversos esquemas de bielas y tirantes que cumplen las condiciones de equilibrio. El ejemplo siguiente indica la forma de selección del esquema preferible. Volviendo al caso de la Figura 5, en la 6 se presentan tres variantes:
 - La variante a) es técnicamente posible, pero discrepa notablemente del hecho conocido que se indica en d), de que el valor de z debe ser aproximadamente $z \approx 0.6l$.
 - La variante b) es correcta.
 - La variante c) cumple las leyes del equilibrio pero presenta dos inconvenientes:
 - La longitud de tirantes y por lo tanto de armadura de tracción es mayor que en la solución b) (Ello conducirá además a mayores deformaciones).
 - Exige armadura resistente (no de carácter secundario como las de retracción y temperatura, etc.) en ambas direcciones.

Como la variante b) no presenta estos inconvenientes, es por tanto la preferible.

6. El paso final es la comprobación de los nudos, tanto en los estados de tensión del hormigón como en las condiciones de anclaje de las armaduras.

- It calls for substantial reinforcement (not just secondary reinforcements such as for shrinkage and temperature, etc.) in both directions.

Variation b), which is not subject to such drawbacks, is clearly preferable.

- The final step is to verify the nodes, as regards both concrete states and anchorage of the reinforcement bars.

4. VERIFICATION OF STRESS FIELDS IN STRUT CONCRETE

4.1. COMPRESSION STRESS IN UNCONFINED STRUTS

The stress fields appearing in the strut and tie method are shown in figures 7 a) and b).

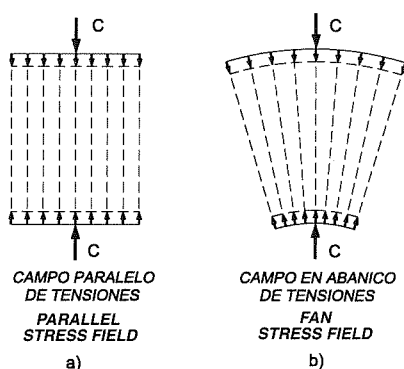


Fig. 7

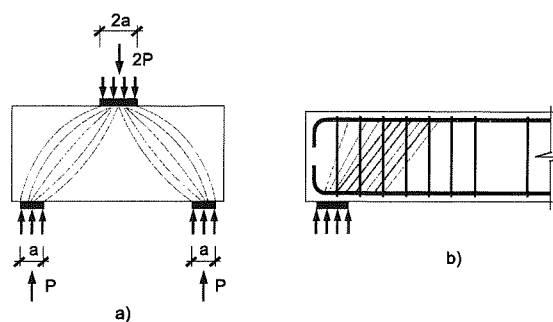


Fig. 8

These stress fields are, of course, simplifications of real, more complex, situations. The fields shown in Figure 8 a) and b) correspond to the actual cases from which the simplifications in figures 7 a) and b) were drawn.

Strut compression strength depends not only on the intrinsic strength of the concrete, but also on the existence of other stresses that are not parallel to the strut axis as well as on any possible reinforcements transverse to such axis.

The maximum values allowed by the spanish Code EHE to design compression on struts are as follows:

- Case a) **Concrete struts with potential cracks parallel to the struts and transverse reinforcement.**

Such, for instance, is the case illustrated in Figure 9.

The node resistance to be considered in such cases is:

$$f_{lcd} = 0.70 f_{cd} \quad [1]$$

where $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5}$. It is understood that the reinforcement is anchored from the inner edges of any potential crack.

- Case b) **Concrete struts that transmit compression stress across transverse reinforcement controlled-crack widths (Interlock effect).**

This is, for instance, the case in Figure 10.

The resistance to be considered in such cases is

$$f_{lcd} = 0.60 f_{cd} \quad [2]$$

- Case c) **Compressed struts that transmit compression stress across non-controlled crack widths with sufficient transverse reinforcement (Interlock effect negligible).**

4. COMPROBACIÓN DE LOS CAMPOS DE TENSIONES EN EL HORMIGÓN DE LAS BIELAS

4.1. TENSIONES DE COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN EN BIELAS NO CONFINADAS

Los campos de tensiones que aparecen en el Método de bielas y tirantes se indican en las figuras 7a) y b).

Estos campos de tensiones son por supuesto simplificaciones de casos reales más complejos. Tal como se indica en la Figura 8, los campos de tensiones a) y b) corresponden a casos reales de las simplificaciones de las figuras 7a) y b).

La resistencia a compresión de las bielas no depende sólo de la resistencia intrínseca del hormigón, sino de la existencia de otras tensiones no paralelas al eje de la biela y de la posible armadura transversal a la biela.

De acuerdo con EHE, los valores máximos de cálculo de las tensiones de compresión en las bielas son los siguientes:

Caso a) **Bielas de hormigón con fisuras potenciales paralelas a las bielas y armadura transversal de cosido.**

Es, por ejemplo, el caso de la Figura 9.

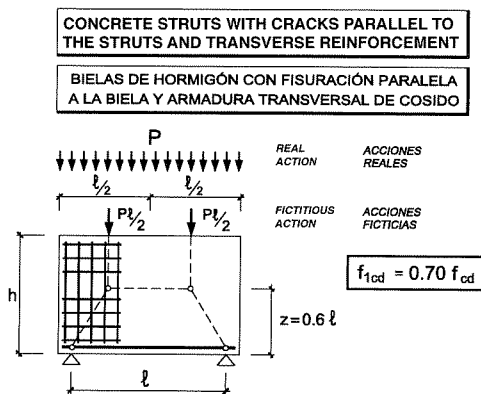


Fig. 9

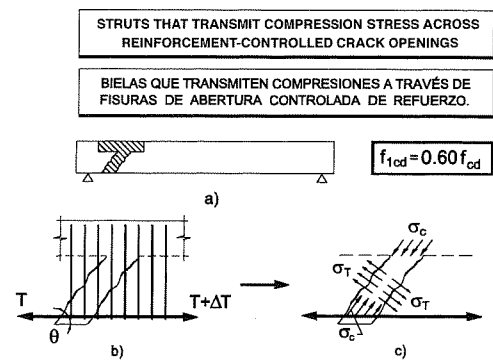


Fig. 10

La resistencia a considerar en el nudo en estos casos es

$$f_{1cd} = 0,70 f_{cd} \quad [1]$$

donde $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$. Se sobreentiende que la armadura está anclada a partir de los labios de cualquier fisura potencial.

Caso b) **Bielas de hormigón que transmiten compresiones a través de fisuras de abertura controlada por armadura transversal (Efecto de engranamiento).**

Es, por ejemplo, el caso de la Figura 10.

La resistencia a considerar en estos casos es

$$f_{1cd} = 0,60 f_{cd} \quad [2]$$

Caso c) **Bielas comprimidas que transmiten compresiones a través de fisuras de abertura no controlada con suficiente armadura transversal (Efecto de engranamiento despreciable).**

This is the case, for instance, of the shear stress on I-section flange joints subjected to tension perpendicular to the web (Fig. 11).

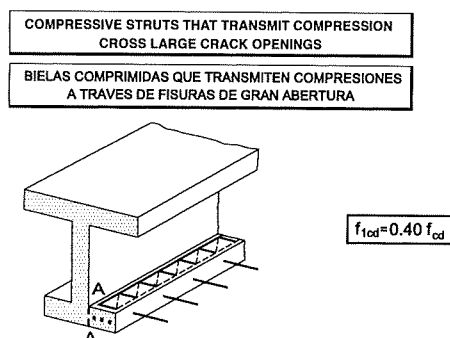


Fig. 11

The resistance to be considered in this case is

$$f_{1cd} = 0.40 f_{cd} \quad [3]$$

EHE specifies values for f_{1cd} under certain conditions, as follows:

- Diagonal web compression due to shear stress	0.60 f_{cd}
- I-section wings, caisson, etc.	
Flanges in compression	0.60 f_{cd}
Flanges in tension	0.40 f_{cd}
- Struts in diagonal compression due to torsional moment	0.30 f_{cd}
- Struts in diagonal compression due to punching	0.30 f_{cd}
- Loads concentrated on foundation blocks	$0.85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd}$
- Verification of nodes and struts on deep-beams	0.70 f_{cd}
- Verification of nodes and struts on short corbels	0.70 f_{cd}

The values cited by SCHLAICH (11) in the paper referred above differ somewhat from the EHE specifications, while MODEL CODE 90, in turn, lays down a third set of values.

The three specifications are summarised in Table T-1 below:

The two values shown under the MC-90 column correspond to H-25 and H-50 concrete, respectively.

Another question of interest is the width of the strut where ducts or bars of substantial widths are to be used.

- If the sum of the diameters of the ducts or bars is 1/6 or less of the width of the strut or the sum of their areas is 4% or less of the strut area, the width need not be reduced.
- Otherwise, the width of the strut should be reduced as follows:

$$b_{red} = b - \eta \sum \phi \quad [4]$$

where

$\eta = 0.5$ for bonded and injected tendons

$\eta = 1.2$ for unbonded active or passive reinforcements

b is the minimum width of the various strut sections

The above are MODEL CODE 90 specifications. EHE adopts a simplified version, disregarding bars and the 4% limitation.

Es el caso, por ejemplo, del cortante en las uniones de alas traccionadas perpendicularmente al alma en secciones I, (Fig. 11).

La resistencia a considerar en estos casos es

$$f_{1cd} = 0,40 f_{cd} \quad [3]$$

La EHE indica valores para muchos casos concretos para f_{1cd} , de acuerdo con lo siguiente:

- Compresión oblicua del alma debida al esfuerzo cortante	0,60 f_{cd}
- Alas de secciones I, cajón, etc.	
Alas comprimidas	0,60 f_{cd}
Alas traccionadas	0,40 f_{cd}
- Compresión oblicua de bielas debida al momento torsor	0,30 f_{cd}
- Compresión oblicua de bielas debida al punzonamiento	0,30 f_{cd}
- Cargas concentradas sobre macizos	$0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$
- Comprobación de nudos y bielas en vigas-pared	0,70 f_{cd}
- Comprobación de nudos y bielas en ménsulas cortas	0,70 f_{cd}

SCHLAICH, en el trabajo de la referencia (11) adopta valores algo diferentes de los de la EHE y también el MODEL CODE 90 adoptó a su vez otros valores.

La Tabla T-1 resume estas especificaciones.

TABLE T-1
CONCRETE COMPRESSION STRENGTH IN STRUTS.
k VALUES FOR THE EXPRESSION $f_{1cd} = k f_{cd}$

TABLA T-1
VALORES k DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN
DEL HORMIGÓN EN BIELAS, $f_{1cd} = k f_{cd}$

CASE	CASO	EHE	MC-90	SCHLAICH
	a)	0,70	0,77 / 0,68	0,68
	b)	0,60	0,54 / 0,48	0,51
	c)	0,40		0,34

Los dos valores indicados para el MC-90, en cada caso, corresponden a hormigones H-25 y H-50 respectivamente.

Un punto de interés es el ancho de biela a considerar en el cálculo, cuando existen anchos importantes ocupados por vainas o barras.

- Si la suma de los diámetros de las vainas o barras no supera 1/6 del ancho de la biela o la suma de sus áreas no supera el 4% del área de la biela, no es necesario realizar ninguna reducción del ancho.
- En caso contrario, se tomará para la biela un ancho reducido

$$b_{red} = b - \eta \sum \phi \quad [4]$$

donde

$\eta = 0,5$ para armaduras adheridas y tendones inyectados

$\eta = 1, 2$ para armaduras activas o pasivas no adheridas

b es el ancho mínimo en las diferentes secciones de la biela

La especificación anterior corresponde al MODEL CODE 90. La EHE adopta una versión simplificada, eliminando el caso de barras y la limitación del 4%.

4.2 COMPRESSION STRESS IN STRUT CONCRETE WITH COMPRESSION AND/OR CONFINEMENT REINFORCEMENTS

General formulas for centrally applied compression are valid for both simply reinforced and confined members.

In both cases, if compatibility conditions can be established, the resultant will be the design yield stress of the steel, which may reach the f_{yd} value computed. Otherwise the ultimate steel stress should be limited to 400 N/mm².

5. VERIFICATION OF STRESS FIELDS IN TIES

Ties may be directly dimensioned in accordance with the following rules:

- a) The plastic barycentre of passive and active reinforcements should coincide with the plastic barycentre of the tie.
- b) Active and passive reinforcement areas $A_s + A_p$ are computed for the ultimate limit state.
- c) There is no need to check for cracking as described in section 7 below.
- d) A careful study of tie anchorage conditions is indispensable. This will be discussed below in the section on nodes.

6. DIMENSIONING NODES

Verification procedures depend essentially on whether bi- or tridimensional nodes are involved and their stress state.

A node is understood to be the part of the discontinuity region whose volume is contained within the intersection where strut compression fields, ties converging on the node and the loads or reactions to which it is subjected, meet.

In the event of nodes where only compressive struts and possibly reaction or imposed load compressive forces converge, the maximum design compression stress, σ_{cd} , should not exceed $\sigma_{cd} \leq f_{2cd}$ ó $\sigma_{cd} \leq f_{3cd}$, as follows

$$f_{2cd} = f_{cd}$$

where compression is biaxial

$$f_{3cd} = 3.30 f_{cd}$$

where compression is triaxial.

- a) **CCC nodes** (Nodes where only compressive struts converge)

Load or reaction nodes are governed by the forces shown in figures 12 and 13.

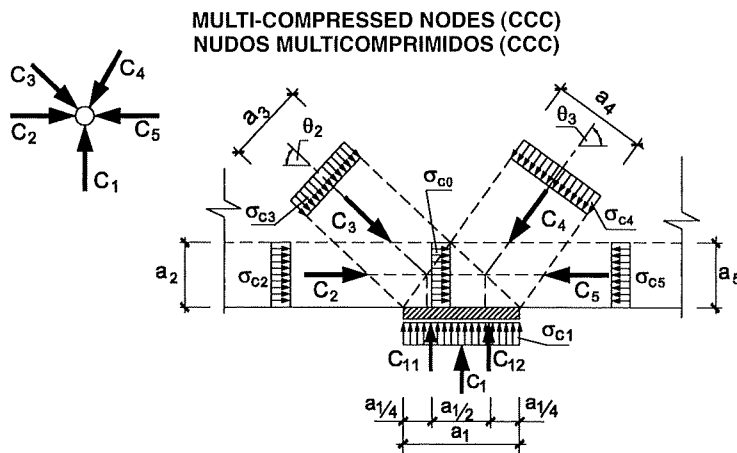


Fig. 12

4.2. TENSIONES DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN EN BIELAS CON ARMADURAS COMPRIMIDAS Y/O ARMADURAS DE CONFINAMIENTO

Valen las fórmulas generales de compresión centrada, tanto para piezas simplemente armadas como para piezas confinadas.

En ambos casos, si se pueden establecer las condiciones de compatibilidad, la tensión de cálculo del acero será la resultante de ello, pudiendo alcanzar el valor f_{yd} . En caso contrario la tensión última del acero debe limitarse a 400 N/mm^2 .

5. COMPROBACIÓN DE LOS CAMPOS DE TENSIONES EN LOS TIRANTES

Su dimensionamiento es inmediato, bajo las reglas siguientes:

- El baricentro plástico de las armaduras pasivas y activas debe coincidir con el del tirante.
- La sección $A_s + A_p$ de armaduras pasivas y activas se calcula en estado límite último.
- No es necesaria la comprobación de fisuración que se hará de acuerdo con 7.
- Es esencial el estudio cuidadoso de las condiciones de anclaje de los tirantes. Este tema lo veremos a continuación al tratar el tema de los nudos.

6. DIMENSIONAMIENTO DE LOS NUDOS

La comprobación de los nudos depende esencialmente de su carácter bi o tridimensional y de su estado tensional.

Se entiende como nudo aquella parte de la zona de discontinuidad cuyo volumen es común a las distintas bielas comprimidas convergentes, a los tirantes convergentes en él y a las cargas o reacciones aplicadas sobre esa parte.

El valor máximo de la tensión de compresión de cálculo σ_{cd} en el caso de nudos en los que convergen sólo bielas comprimidas y eventualmente fuerzas de compresión de reacciones o cargas aplicadas, no debe ser superior a $\sigma_{cd} \leq f_{2cd}$ ó $\sigma_{cd} \leq f_{3cd}$ de acuerdo con lo siguiente

$$f_{2cd} = f_{cd}$$

en estados biaxiales de compresión

$$f_{3cd} = 3,30 f_{cd}$$

en estados triaxiales de compresión.

- Nudos CCC** (Nudos en que concurren solamente bielas comprimidas).

Los nudos correspondientes a cargas o reacciones se rigen por lo indicado en las figuras 12 y 13.

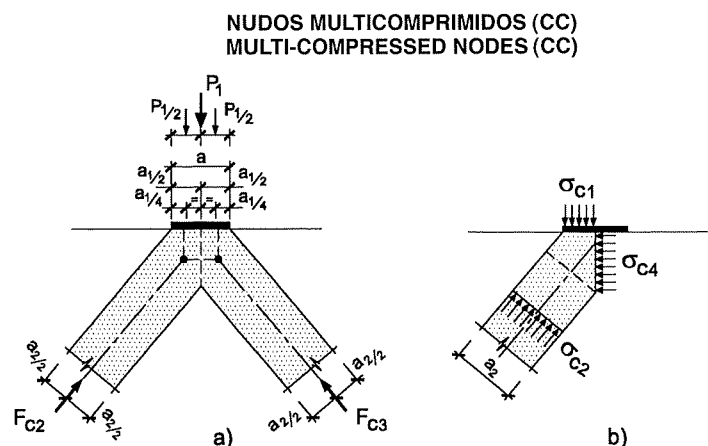


Fig. 13

b) **CTT nodes.** Figure 14 shows a frame corner with closing moments. Figure 15 illustrates the most common case, i.e, a bent bar, with the centre at point O.

Once the tensile stresses acting on the bar in directions T_1 and T_2 are found (a question discussed below), it suffices (Figure 15) to compose them to obtain the resultant R and the respective direction, and thus to fix the placement of the strut axis, O'A.

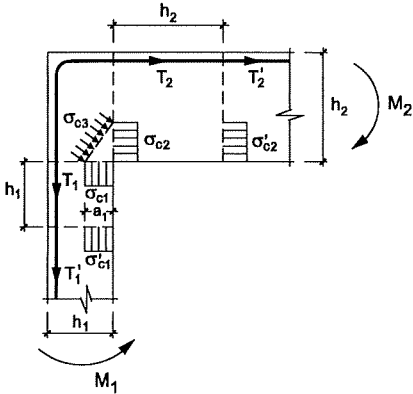


Fig. 14

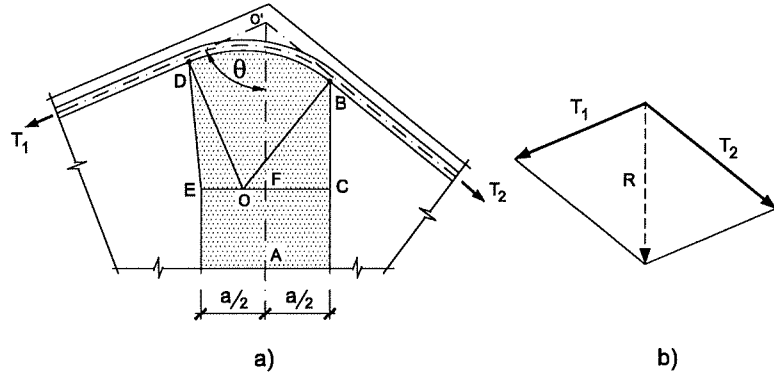


Fig. 15

Given that the concrete-reinforcement bar pressures are formed in the internal generatrix of the latter, the line parallel to O'A that passes through B determines the strut half-width $\frac{a}{2}$. An approximate procedure would be to plot a segment perpendicular to O'A through O, which yields $EF = FC = \frac{a}{2}$ and defines the strut width.

c) **CCT nodes.** A typical case is the loads at the ends of corbels, as shown in Figure 16. Strut design, minimum width and compression value can be computed directly from the suite of compression forces $C_2 = T_2$. (General bending-compression dimensioning methods are used to determine y_2 and σ_{c2}).

7. DIMENSIONING STRUTS

The strut end widths and compression value as well as the verification criterion for the latter can be determined as discussed in sections 5 and 6.

By way of example, Figure 17 shows the definition and verification of a frame node subjected to a uniform vertical load on the lintel.

The strut and tie arrangement is shown in Figure 17 a). Projecting the action on the node ABCD over the lintel and column directrix yields:

$$T_{2d} - C_{2d} + V_{1d} = 0$$

where $C_{2d} = T'_{2d}$

$$T_{2d} = T'_{2d} - V_{1d}$$

$$-T_{1d} + C_{1d} - V_{2d} = 0$$

and where $C_{1d} = T'_{1d}$

$$T_{1d} = C_{1d} - V_{2d}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{T_{1d}}{T_{2d}} = \frac{C_{1d} - V_{2d}}{C_{2d} - V_{1d}}$$

$$F_d = \frac{T_{2d}}{\cos \alpha}$$

(T'_{1d} y T'_{2d} are obtained directly from the moment acting on the area from which the lintel springs).

The CCC node materialises as wedge EFG (Figure 17 c)) and the strut axis passes through the mid-point on EG.

Applying the method described in 6 b), with O as the centre of the arch of the bent bar, the width of the strut in this zone is MN. Once the strut is defined, the width to be taken for verification purposes should be the minimum width in the orthogonal direction, which in the case of the figure is m .

b) **Nudos CTT.** La Figura 14 indica el caso de esquina de pórtico con momentos de cierre. El caso más general y frecuente es el indicado en la Figura 15, correspondiente a la curva de una barra, con centro en O.

Conocidas las fuerzas de tracción T_1 y T_2 de la barra en las dos direcciones (tema que veremos más adelante), basta (Fig. 15) componerlas para tener la resultante R y su dirección, lo cual permite situar el eje O'A de la biela.

Aceptando que las presiones entre hormigón y barra se producen en la generatriz interior de ésta, la paralela a

O'A por B determina el semiancho $\frac{a}{2}$ de la biela. Una construcción aproximada es trazar por O la perpendicular

a O'A y con ello se tiene $EF = FC = \frac{a}{2}$ y definida la biela.

c) **Nudos CCT.** Un caso típico es el de las cargas en punta de voladizo o ménsula, tal como se indica en la Figura 16. El trazado de la biela, la determinación del ancho mínimo y el valor de la compresión son inmediatos, a partir del bloque de compresiones $C_2 = T_2$ (Para la determinación de y_2 y σ_{c2} se emplean los métodos generales de dimensionamiento en flexión compuesta).

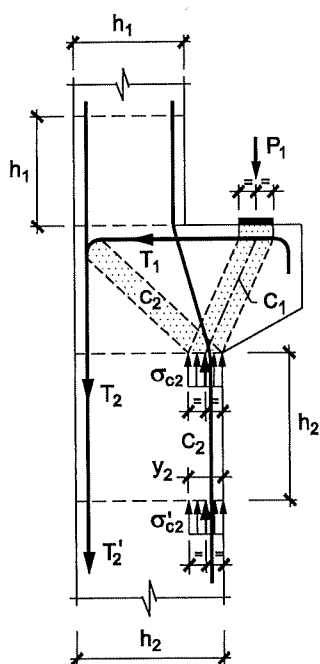


Fig. 16

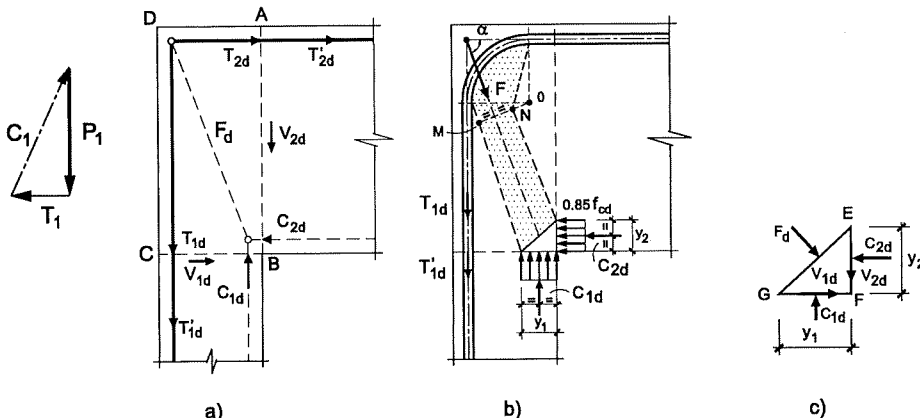


Fig. 17

7. DIMENSIONAMIENTO DE LAS BIELAS

Con lo visto en 5 y 6 se definen los anchos de la biela en sus extremos y el valor de la compresión, así como el criterio de comprobación de ésta.

Como ejemplo, en la Figura 17 se indica la definición y comprobación de un nudo de pórtico sometido a carga vertical uniforme sobre el dintel.

El esquema de bielas y tirantes en el nudo se indica en la Figura 17a). Proyectando las acciones sobre el nudo ABCD sobre directriz del dintel y del pilar, se obtiene

$$T_{2d} - C_{2d} + V_{1d} = 0$$

y con $C_{2d} = T'_{2d}$

$$T_{2d} = T'_{2d} - V_{1d}$$

$$-T_{1d} + C_{1d} - V_{2d} = 0$$

y con $C_{1d} = T'_{1d}$

$$T_{1d} = C_{1d} - V_{2d}$$

The stress on the strut is, then

$$\sigma_{cd} = \frac{F_d}{mb}$$

and, further to 6, $\sigma_{cd} \leq f_{cd}$.

Note that, in general, the strut must be checked at both ends since node D is a CTT node and B a CCC node, whereby their limit values for compression stress differ. In node D, $\sigma_{cd} = \frac{F_d}{nb} \leq 0.7 f_{cd}$.

8. CHECKING TIE ANCHORAGE IN NODES

This is crucial to node dimensioning and to the strut-and-tie method in general.

a) **Where anchorage can be developed by bonding.** The general solution is shown in figures 18 and 19.

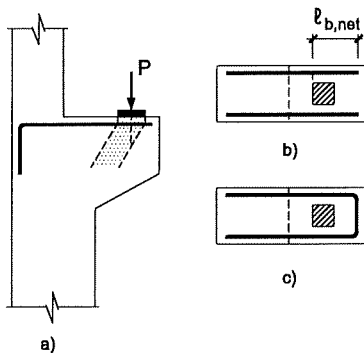


Fig. 18

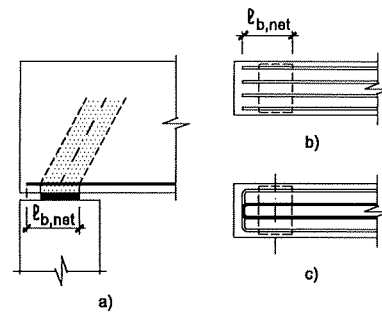


Fig. 19

If the design length, $l_{b,net}$, can be reached by prolonging the anchorage along a straight line, type b) solutions are valid. Otherwise, type c) anchorage is required.

If anchorage problems are encountered when designing the reinforcement, one solution is to distribute it over several layers of thin bars (Figure 20).

An illustration of strut width determination as discussed above is given in the Figure. The depth of the virtual strut should not be more than 20% of the length, l_{zd} , of the discontinuous region, determined in accordance with the Saint-Venant principle.

Variations b) or c) in figures 18 and 19, corresponding to straight or looped anchorage bars, are likewise applicable to this case.

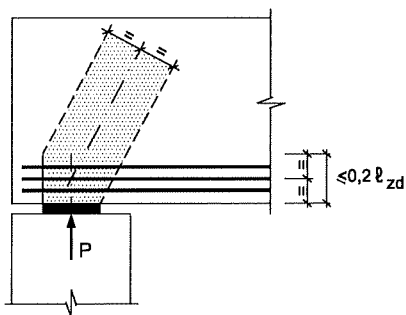


Fig. 20

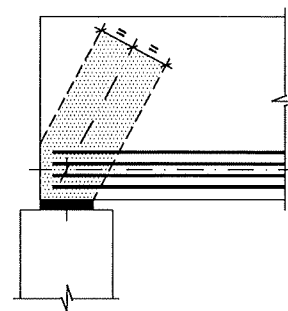


Fig. 21

One case calling for very rigorous application of the method is shown in Figure 21, where reinforcement is layered but where there is very little space to reach anchorage development length.

In this and the preceding cases, as applicable, any of the solutions shown in Figure 22 may be employed. (Note that solution A, involving transversal bar welding anchorage, exerts beneficial compression on the node). This is analogous to anchoring a post-tensioned tendon.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{T_{1d}}{T_{2d}} = \frac{C_{1d} - V_{2d}}{C_{2d} - V_{1d}}$$

$$F_d = \frac{T_{2d}}{\cos \alpha}$$

(T'_{1d} y T'_{2d} se obtienen directamente a partir del momento actuante en la sección de arranque del dintel).

El nudo CCC está materializado por la cuña EFG (Fig. 17c) y el eje de la biela pasa por el punto medio de EG.

Aplicando el método expuesto en 6.b) siendo 0 el centro del arco de curva de la barra, el ancho de biela en esa zona es MN. Definida la biela, las comprobaciones deben realizarse con el ancho mínimo en sentido ortogonal a la biela, que en el caso de la figura es m .

La tensión en la biela resulta por tanto

$$\sigma_{cd} = \frac{F_d}{mb}$$

y de acuerdo con 6 $\sigma_{cd} \leq f_{cd}$.

Obsérvese que, en general, es obligada la comprobación de la biela en ambos extremos pues el nudo D es un nudo CTT y el B un nudo CCC, por lo que los valores límites de sus tensiones de compresión son diferentes. En el nudo D,

$$\sigma_{cd} = \frac{F_d}{nb} \leq 0,7 f_{cd}$$

8. COMPROBACIÓN DEL ANCLAJE DE LOS TIRANTES EN LOS NUDOS

Es un punto crítico en el dimensionamiento del nudo, y en general del Método de bielas y tirantes.

a) **Caso en que el anclaje puede ser desarrollado por adherencia.** La solución general se indica en las figuras 18 y 19.

Si la longitud $l_{b,net}$ puede conseguirse por prolongación recta, valen las soluciones tipo b). En otro caso, los anclajes tipo c) son necesarios.

Si la armadura presenta problemas de anclaje, una solución es distribuirla en varias capas de redondos finos (Fig. 20).

En la figura se indica, de acuerdo con lo visto anteriormente, la determinación del ancho de biela. El canto del tirante virtual no debe superar el 20% de la longitud l_{zd} de la zona de discontinuidad, determinada de acuerdo con el principio de Saint-Venant.

Son de aplicación también a este caso las variantes b) o c) de las figuras 18 y 19, correspondientes a anclaje por prolongación recta o con vuelta.

Un caso siempre estricto es el indicado en la Figura 21 con armadura distribuida en varias capas pero con muy escaso espacio para desarrollar el anclaje.

Este caso, y los anteriores si es necesario, admiten diversas soluciones tal como se indica en la Figura 22. (Obsérvese que la solución A, de anclaje con placa soldada ejerce una beneficiosa compresión sobre el nudo). Este caso es análogo al de un anclaje de tendón postesado.

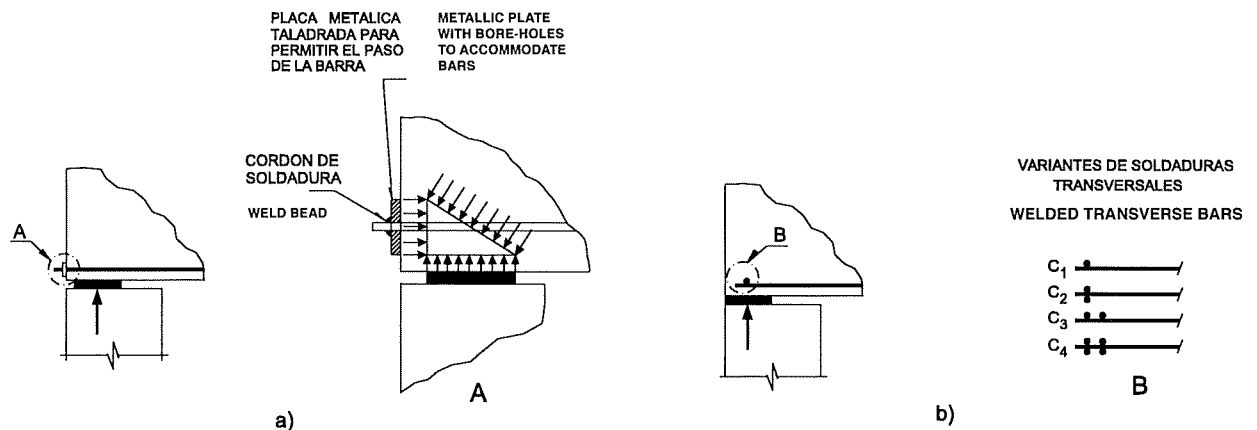


Fig. 22

Welded transverse bar anchorage (Figure 22 b)) is described in detail in Reference (13).

In all the above cases, it is assumed that the actions or reactions concentrated in the anchorage node zone are perpendicular to the member and to the direction of the tie.

If the load or reaction is diagonal, such as is the case of supports coacting with the parallel movement of the support (Figure 23 a)), the angle, α , formed by the resultant of the node reactions and the direction of the tie entails a slight change in the position of the strut (Figure 23 c)).

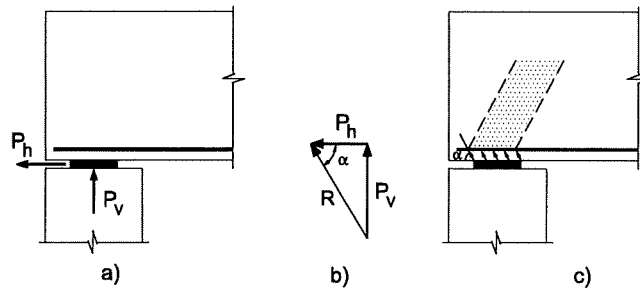


Fig. 23

SUNG-GUL HUNG and PETER MUELLER (12) recently authored an important paper on this type of nodes.

Important notes:

1. Where compression is transverse to the anchorage, $l_{b,net}$ should be designed using the MODEL CODE 90 method, since EHE does not cover this case (See J. CALAVERA (13)).
2. The method described in Reference (13) to simultaneously compute the effect of welded transverse bar and transverse compression anchorage is of particular interest in such cases.

9. BASIC ARRANGEMENTS

Table T-2 lists the most relevant instances. The reinforcement layout, isostatic network if known and the strut-and-tie arrangement are included for each case.

TABLE T-2
STRUT AND TIE LAYOUTS FOR VARIOUS MEMBERS
ESQUEMAS DE BIELAS Y TIRANTES PARA DIVERSOS ELEMENTOS

LOAD LAYOUT	STRESS FLOW	STRUT, TIE AND NODE ARRANGEMENT
ESQUEMA DE CARGAS	FLUJO DE TENSIONES	ESQUEMA DE BIELAS, NUDOS Y TIRANTES
<p>① CENTRALLY-APPLIED, LOCALISED LOAD CARGA LOCALIZADA CENTRADA</p>		

El anclaje por barras transversales soldadas (Fig. 22b)) se expone en detalle en la referencia (13).

En todos los casos anteriores, se ha considerado que las acciones o reacciones concentradas en la zona de los nudos de anclaje eran normales a la pieza y a la dirección del tirante.

Si la carga o reacción es oblicua, como por ejemplo en el caso de apoyos con coacción al movimiento paralelo del apoyo (Fig. 23a)), la resultante de las reacciones sobre el nudo formará un ángulo α con la dirección del tirante, lo cual modifica ligeramente la posición de la biela (Fig. 23 c)).

Un trabajo importante reciente sobre este tipo de nudos es el de SUNG-GUL HONG y PETER MUELLER (12).

Notas importantes:

1. Siempre que exista compresión transversal al anclaje, conviene calcular $I_{b,net}$ con el método del MODEL CODE 90, ya que la EHE no cubre este caso (Ver J.CALAVERA (13)).
2. El método expuesto en el Anejo nº 1 para calcular simultáneamente el efecto de anclaje de barras transversales soldadas y de compresiones transversales es de especial interés en estos casos.

9. ESQUEMAS BÁSICOS

En la tabla T-2 se indican los casos básicos. Para cada caso se incluye el esquema de armado, la red de isostáticas si es conocida y el esquema de bielas y tirantes.

TABLA T-2
ESQUEMAS DE BIELAS Y TIRANTES PARA DIVERSOS ELEMENTOS
STRUT AND TIE LAYOUTS FOR VARIOUS MEMBERS

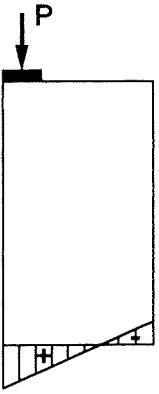
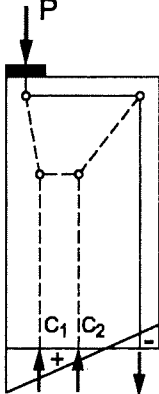
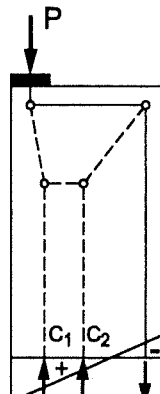
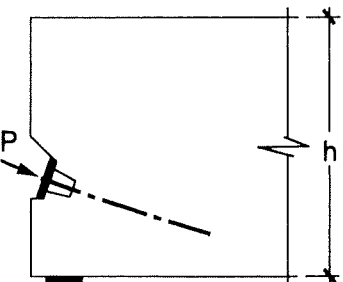
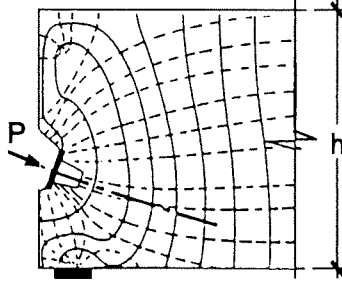
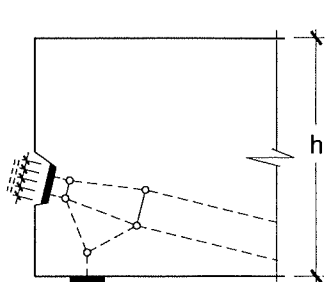
ESQUEMA DE CARGAS	FLUJO DE TENSIONES	ESQUEMA DE BIELAS, NUDOS Y TIRANTES
LOAD LAYOUT	STRESS FLOW	STRUT, TIE AND NODE ARRANGEMENT
<p>② CARGA LOCALIZADA DESCENTRADA ECCENTRIC, LOCALISED LOAD</p> 		
<p>③ ANCLAJE DE TENDÓN POSTESADO POST-TENSIONED TENDON ANCHORAGE</p> 		

TABLE T-2

STRUT AND TIE LAYOUTS FOR VARIOUS MEMBERS
 ESQUEMAS DE BIELAS Y TIRANTES PARA DIVERSOS ELEMENTOS

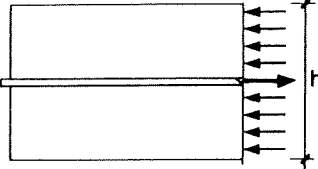
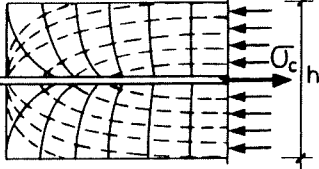
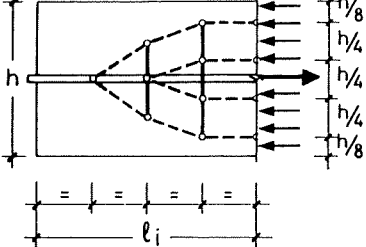
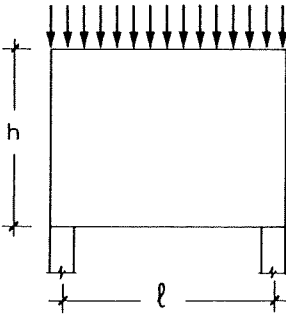
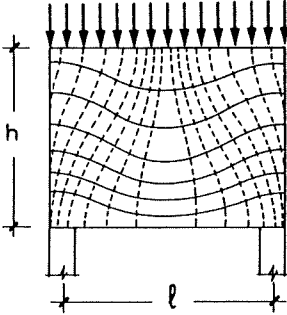
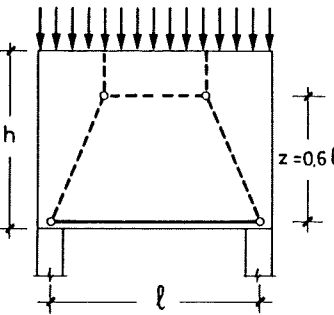
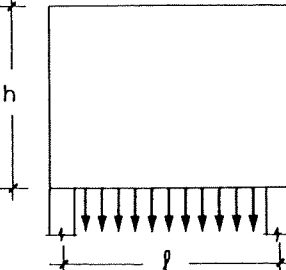
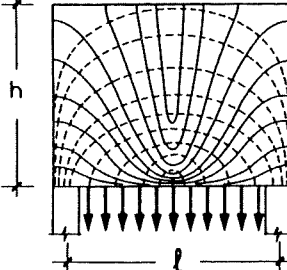
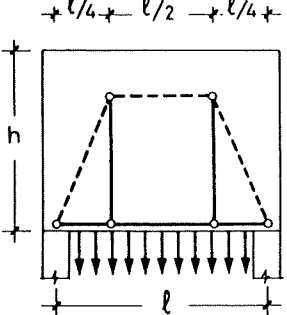
LOAD LAYOUT	STRESS FLOW	STRUT, TIE AND NODE ARRANGEMENT
ESQUEMA DE CARGAS	FLUJO DE TENSIONES	ESQUEMA DE BIELAS, NUDOS Y TIRANTES
<p>④ ANCHORAGES ANCLAJES</p> 		
<p>⑤</p> 		
<p>⑥</p> 		

TABLA T-2
ESQUEMAS DE BIELAS Y TIRANTES PARA DIVERSOS ELEMENTOS
STRUT AND TIE LAYOUTS FOR VARIOUS MEMBERS

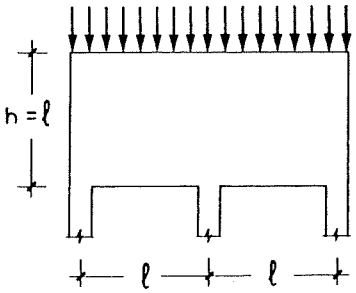
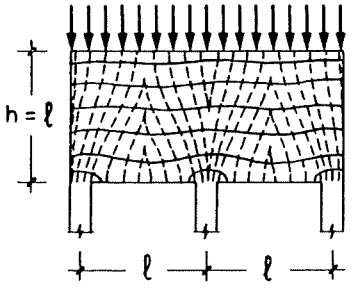
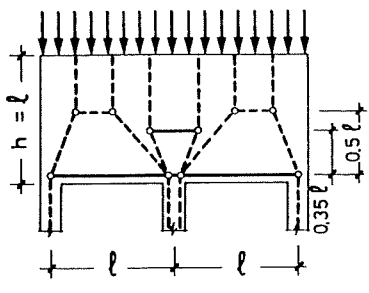
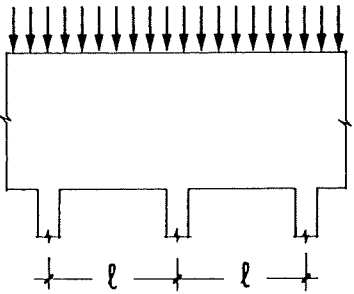
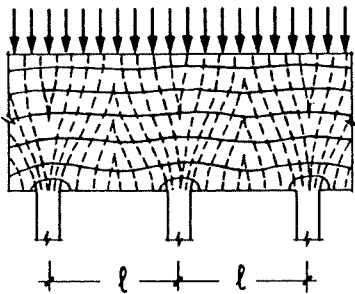
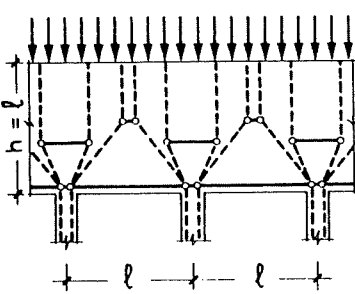
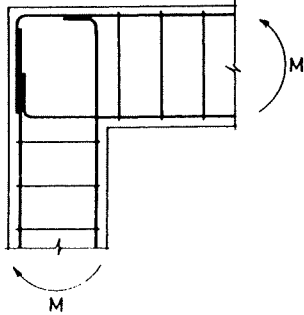
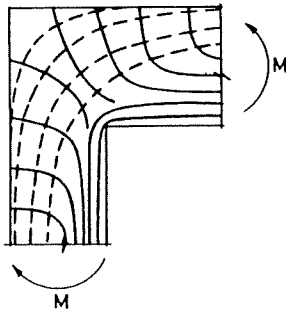
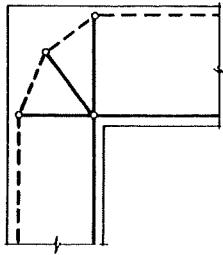
ESQUEMA DE CARGAS	FLUJO DE TENSIONES	ESQUEMA DE BIELAS, NUDOS Y TIRANTES
LOAD LAYOUT	STRESS FLOW	STRUT, TIE AND NODE ARRANGEMENT
<p>⑦</p> 		
<p>⑧</p> 		
<p>⑨</p> 		

TABLE T-2
STRUT AND TIE LAYOUTS FOR VARIOUS MEMBERS
ESQUEMAS DE BIELAS Y TIRANTES PARA DIVERSOS ELEMENTOS

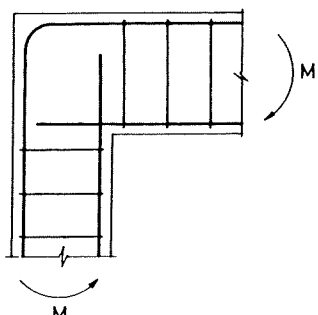
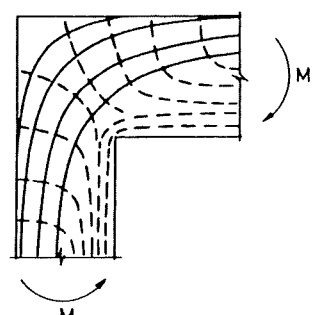
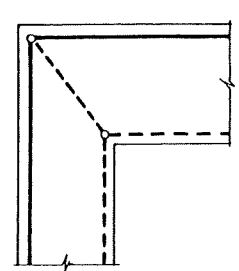
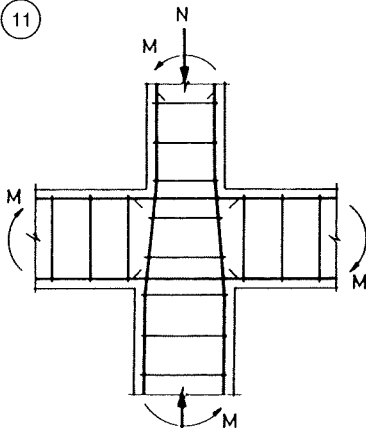
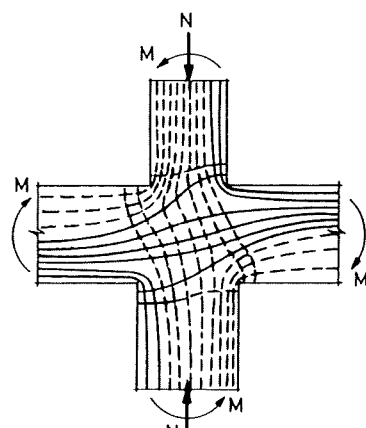
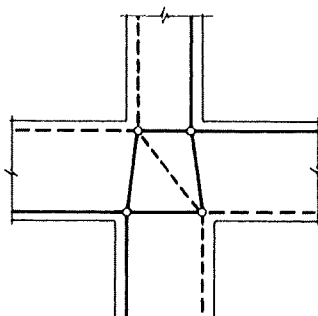
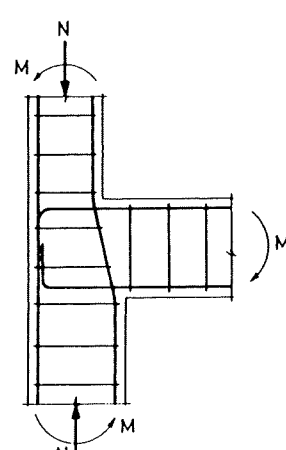
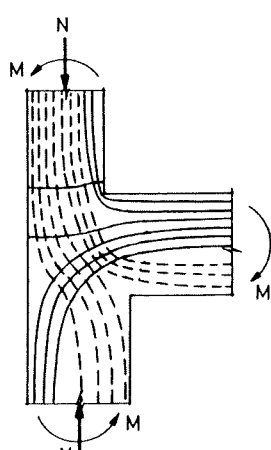
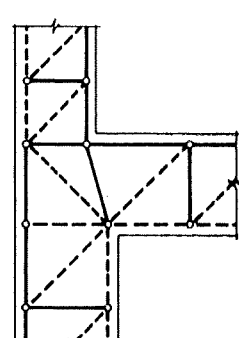
LOAD LAYOUT	STRESS FLOW	STRUT, TIE AND NODE ARRANGEMENT
ESQUEMA DE CARGAS	FLUJO DE TENSIONES	ESQUEMA DE BIELAS, NUDOS Y TIRANTES
<p>10</p> 		
<p>11</p> 		
<p>12</p> 		

TABLA T-2

ESQUEMAS DE BIELAS Y TIRANTES PARA DIVERSOS ELEMENTOS
 STRUT AND TIE LAYOUTS FOR VARIOUS MEMBERS

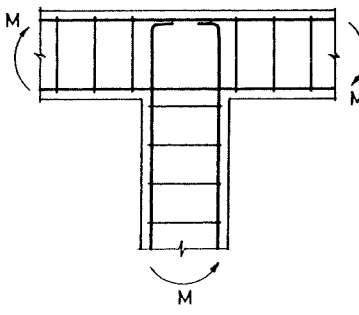
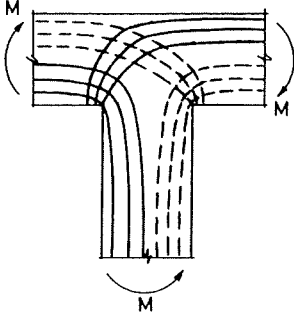
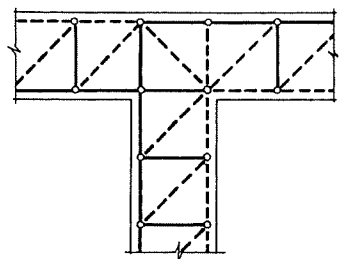
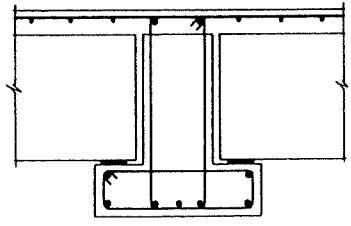
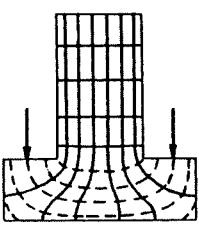
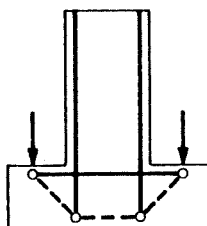
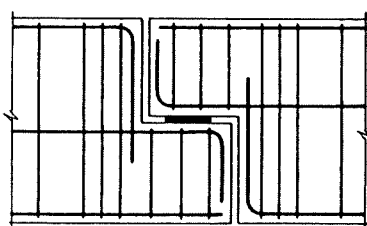
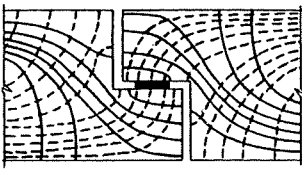
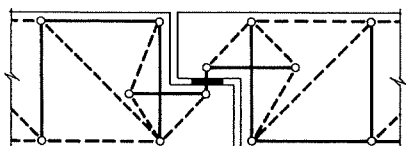
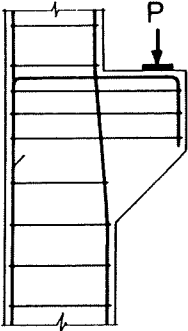
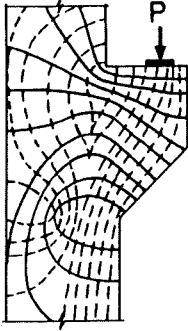
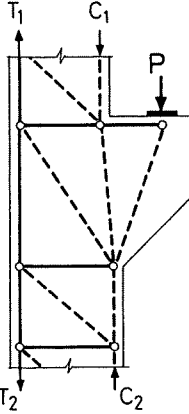
ESQUEMA DE CARGAS	FLUJO DE TENSIONES	ESQUEMA DE BIELAS, NUDOS Y TIRANTES
LOAD LAYOUT	STRESS FLOW	STRUT, TIE AND NODE ARRANGEMENT
<p>13</p> 		
<p>14 VIGA T INVERTIDA INVERTED T-BEAM</p> 		
<p>15 APOYO A MEDIA MADERA OVERLAP-FITTED SUPPORT</p> 		

TABLE T-2
STRUT AND TIE LAYOUTS FOR VARIOUS MEMBERS
ESQUEMAS DE BIELAS Y TIRANTES PARA DIVERSOS ELEMENTOS

LOAD LAYOUT	STRESS FLOW	STRUT, TIE AND NODE ARRANGEMENT
ESQUEMA DE CARGAS	FLUJO DE TENSIONES	ESQUEMA DE BIELAS, NUDOS Y TIRANTES
<p>16 POINT LOAD ON SHORT CORBEL CARGA PUNTUAL EN MÉNSULA CORTA</p> 		

EXAMPLE 1.

Assume the corbel in the Figure, intended to withstand design action $F_{vd} = 1000 \text{ kN}$ and $F_{hd} = 100 \text{ kN}$ (Figure 24), generated by the reactions of a gantry crane. H-35 concrete and B 400 S steel are used. The reinforcement is to be dimensioned and the corbel verified using the Strut-and-tie method.

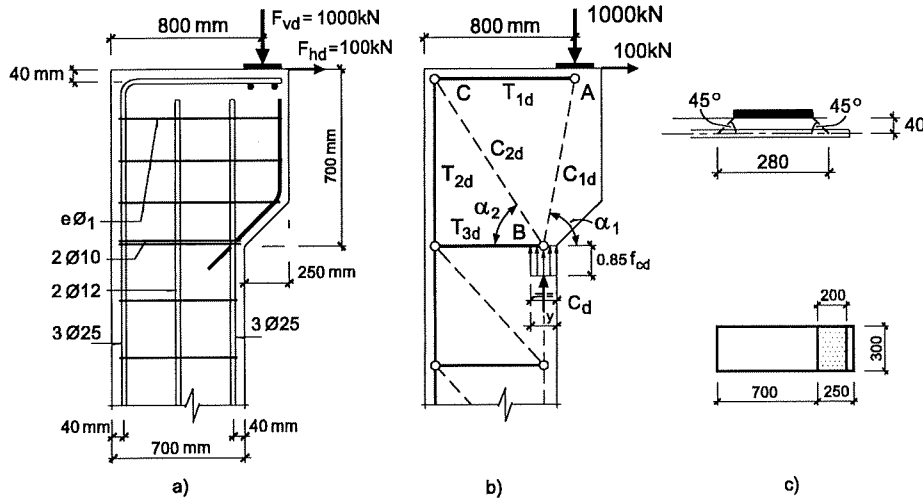


Fig. 24

SOLUTION. The reinforcement layout is shown in Figure 24 a) and the strut-and-tie arrangement in Figure 24 b).

Prior dimensioning of the column directly under the corbel reveals that the 700·300 mm section is subjected to the following forces

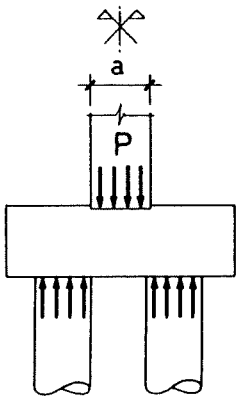
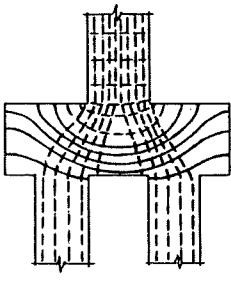
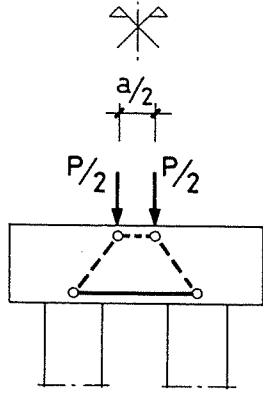
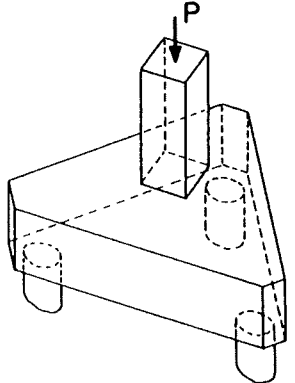
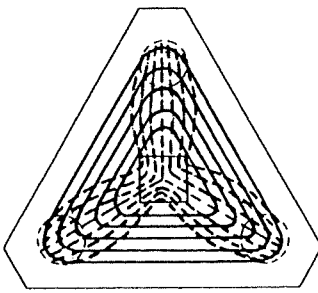
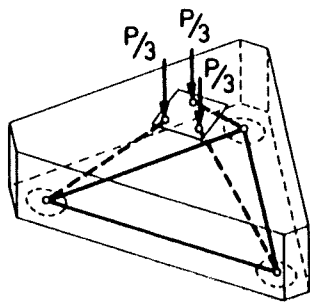
$$M_d = -1000 \cdot 0.45 - 100 \cdot 0.70 = -520 \text{ mkN}$$

$$N_d = 1000 \text{ kN}$$

Bending-compression dimensioning procedures indicate that a symmetrical 3 ϕ 25 reinforcement is required on each side plus 2 ϕ 12 for assembly. The depth of the rectangular block is $y = 168 \text{ mm}$.

TABLA T-2

ESQUEMAS DE BIELAS Y TIRANTES PARA DIVERSOS ELEMENTOS
STRUT AND TIE LAYOUTS FOR VARIOUS MEMBERS

ESQUEMA DE CARGAS	FLUJO DE TENSIONES	ESQUEMA DE BIELAS, NUDOS Y TIRANTES
LOAD LAYOUT	STRESS FLOW	STRUT, TIE AND NODE ARRANGEMENT
<p>17 ENCEPADO DE DOS PILOTES TWO-PILE WAILING</p> 		
<p>18 ENCEPADO DE TRES PILOTES THREE-PILE WAILING</p> 		

EJEMPLO 1.

Sea la ménsula de la figura destinada a soportar las acciones de cálculo $F_{vd} = 1000 \text{ kN}$ y $F_{hd} = 100 \text{ kN}$ (Fig. 24) procedentes de las reacciones de un puente grúa. Se emplea hormigón H-35 y acero B 400 S. Se desea dimensionar la armadura y comprobar la ménsula por el método de bielas y tirantes.

SOLUCIÓN. El esquema de armado se indica en la Figura 24a). El esquema de bielas y tirantes en la 24b).

Dimensionando en primer lugar el pilar, inmediatamente por debajo de la ménsula, la sección de 700-300 mm se encuentra sometida a unos esfuerzos

$$M_d = - 1000 \cdot 0.45 - 100 \cdot 0.70 = - 520 \text{ mkN}$$

$$N_d = 1000 \text{ kN}$$

El dimensionamiento en flexión compuesta conduce a una armadura simétrica de 3 ϕ 25 en cada cara más 2 ϕ 12 de montaje. La profundidad del bloque rectangular es $y = 168 \text{ mm}$.

Substituting the notations given in Figure 24 b):

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha_1 &= \frac{660}{100 + \frac{168}{2}} = 3.59 & \alpha_1 &= 74.4^\circ \\ \operatorname{tg} \alpha_2 &= \frac{660}{700 - 40 - \frac{168}{2}} = 1.146 & \alpha_2 &= 48.9^\circ \end{aligned}$$

Balancing node A:

$$\begin{aligned} C_{1d} \cdot \operatorname{sen} \alpha_1 &= 1000 & C_{1d} &= 1038 \text{ kN} \\ 100 + C_{1d} \cos \alpha_1 &= T_{1d} & T_{1d} &= 379 \text{ kN} \\ C_{2d} \cos \alpha_2 &= T_{1d} & C_{2d} &= 577 \text{ kN} \\ C_{2d} \operatorname{sen} \alpha_2 &= T_{2d} & T_{2d} &= 435 \text{ kN} \end{aligned}$$

Horizontally projecting the forces in node B:

$$T_{3d} = C_{2d} \cos \alpha_2 - C_{1d} \cos \alpha_1 = 100 \text{ kN}$$

The design calls for 2 two-legged $\phi 10$ stirrups.

Where $T_{2d} = 435,000 \text{ N}$ $A_s = \frac{435.000}{400 / 1,15} = 1.251 \text{ mm}^2 \approx 3 \phi 25$ bars, running to the end of the corbel.

(Less reinforcement is needed in tie AC).

The solution for tie AC anchorage, which cannot be developed by bonding because of a lack of space, consists of two $\phi 25$ welded cross bars that anchor the entire mechanical capacity.

Verifying struts

- Compression under the steel plate

$$\sigma_{cd} = \frac{1000000}{200 \cdot 300} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

fully admissible.

- Compression on strut AB

At end A:

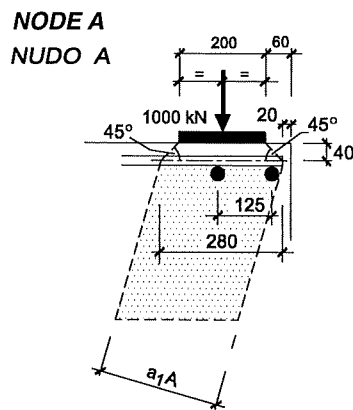


Fig. 25

$$a_{1A} = 280 \cdot \operatorname{sen} 74.4^\circ = 270 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cd,1A} = \frac{1038000}{270 \cdot 300} = 12.8 \text{ N/mm}^2$$

Since this is a CCT node for which $\sigma_{cd} \leq 0.70 \cdot f_{cd} = 16.3 \text{ N/mm}^2$, the above compression value is well within the established limits.

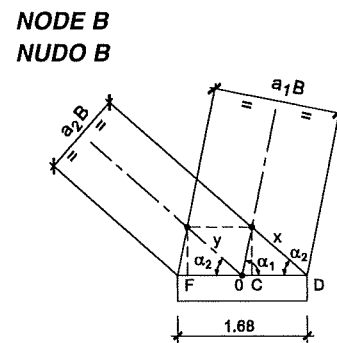


Fig. 26

Con las notaciones de la Figura 24b), es inmediato obtener

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{660}{100 + \frac{168}{2}} = 3,59 \quad \alpha_1 = 74,4^\circ$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{660}{700 - 40 - \frac{168}{2}} = 1,146 \quad \alpha_2 = 48,9^\circ$$

Estableciendo el equilibrio en el nudo A

$$C_{1d} \cdot \operatorname{sen} \alpha_1 = 1000 \quad C_{1d} = 1038 \text{ kN}$$

$$100 + C_{1d} \cos \alpha_1 = T_{1d} \quad T_{1d} = 379 \text{ kN}$$

$$C_{2d} \cos \alpha_2 = T_{1d} \quad C_{1d} = 577 \text{ kN}$$

$$C_{2d} \operatorname{sen} \alpha_2 = T_{2d} \quad T_{2d} = 435 \text{ kN}$$

La proyección horizontal de fuerzas en el nudo B conduce a

$$T_{3d} = C_{2d} \cos \alpha_2 - C_{1d} \cos \alpha_1 = 100 \text{ kN}$$

Disponemos 2 estribos ϕ 10 de dos ramas.

Con $T_{2d} = 435,000 \text{ N}$ $A_s = \frac{435.000}{400 / 1,15} = 1.251 \text{ mm}^2 \approx 3 \phi 25$ que se mantienen hasta el extremo de la ménsula.

(El tirante AC requiere menos armadura).

El anclaje del tirante AC, como no se puede desarrollar por adherencia por falta de espacio, se resuelve con dos travesaños soldados ϕ 25 que anclan la capacidad mecánica total.

Comprobación de bielas

- Compresión bajo la placa de acero

$$\sigma_{cd} = \frac{1000000}{200 \cdot 300} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

Sobradamente admisible.

- Compresión en la biela AB

En el extremo A:

$$a_{1A} = 280 \cdot \operatorname{sen} 74,4^\circ = 270 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cd,1A} = \frac{1038000}{270 \cdot 300} = 12,8 \text{ N/mm}^2$$

Como es un nudo CCT, $\sigma_{cd} \leq 0,70 \cdot f_{cd} = 16,3 \text{ N/mm}^2$, luego es válida la comprobación.

En el extremo B: De acuerdo con la Figura 26

$$a_{1B} = 168 \operatorname{sen} \alpha_1 = 162 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cd,1B} = \frac{1038000}{162 \cdot 300} = 21,4 \text{ N/mm}^2$$

Como es un nudo CCC, $\sigma_{cd} \leq f_{cd} = 23,3 \text{ N/mm}^2$ que se cumple.

At end B: According to Figure 26

$$a_{1B} = 168 \operatorname{sen} \alpha_1 = 162 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cd,1B} = \frac{1038000}{162 \cdot 300} = 21.4 \text{ N/mm}^2$$

As the limit for CCC nodes such as this one is $\sigma_{cd} \leq f_{cd} = 23.3 \text{ N/mm}^2$, the above value is acceptable.

– **Compression on strut BC**

The node at end C is shown in Figure 27. The minimum reinforcement radius, i.e., 10ϕ , is used. Further to the procedure set out in section 6 b) above, it may be immediately deduced (Figure 27) that $PQ = 171 \text{ mm}$ and therefore that the strut width is $2 PQ = 342 \text{ mm}$.

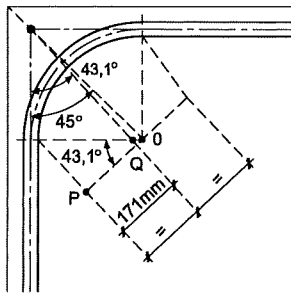


Fig. 27

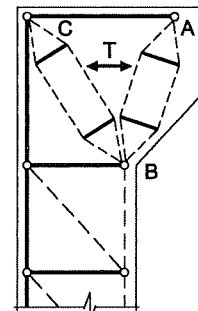


Fig. 28

$$\sigma_{cd} = \frac{408000}{342 \cdot 300} = \text{N/mm}^2$$

This figure is well within the limit value for CCT nodes, i.e., $\sigma_{cd} \leq 0.70 f_{cd}$.

At end B, returning to Figure 26,

$$a_{2B} = 168 \operatorname{sen} \alpha_2 = 123 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{408000}{123 \cdot 300} = 11 \text{ N/mm}^2$$

which is well under the CCC node limit value of $\sigma_{cd} < f_{cd} = 23.3 \text{ N/mm}^2$.

It may be deduced, after a close examination of the actual stress flow in the strut-and-tie method, that the situation is as described in Figure 28. Struts AB and BC are subject to tensile stress orthogonal to their directrices, which ultimately indicates the existence of tensile stresses T perceptibly parallel to the upper edge of the corbel; these must be absorbed by horizontal reinforcement that cannot be designed on the zone of the T_{1d} value for tie AC and which is distributed over a certain fraction of the corbel depth. (stirrups $\phi 1$ in Figure 24 a)).

This example has been chosen because it clearly illustrates the advantages of the Strut-and-tie method, but also the great care that must be exercised when applying this method, in particular in connection with the risks involved in its application without a sufficiently clear idea of how the isostatic forces are distributed.

EXAMPLE 2

Two piles with $\phi = 550 \text{ mm}$, reinforced with $6 \phi 12 \text{ B } 400$ steel, transmit the load of a $500 \cdot 500 \text{ mm}$ column, reinforced with $8 \phi 16 \text{ mm}$ steel and subjected to an axial force of $N_g = 500 \text{ kN}$ and $N_q = 400 \text{ kN}$. Calculate their reinforcement for $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ and B 400 steel, knowing that the distance between pile axes is 1.65 m ($\gamma_c = 1.5$, $\gamma_s = 1.5$).

Pursuant to minimum dimension specifications, the overhangs should be equal to the radius of the pile = 275 mm : i.e., the plan view dimensions are $1.10 \cdot 2.75 \text{ m}$. The height is assumed to be $h = 800 \text{ mm}$ so that $d \approx 700 \text{ mm}$, account taken of the pile topping.

The tensile stress on the tie is (Figure 29)

- Compresión en la biela BC

En el extremo C el nudo se indica en la Figura 27. El radio de la armadura es el mínimo permitido, de 10ϕ . De acuerdo con la construcción indicada en 6.b), es inmediato deducir (Fig. 27) que $PQ = 171 \text{ mm}$ y por tanto el ancho de la biela es $2 PQ = 342 \text{ mm}$.

$$\sigma_{cd} = \frac{408000}{342 \cdot 300} = 4 \text{ N/mm}^2$$

Como es nudo CCT $\sigma_{cd} \leq 0,70 f_{cd}$, lo que se cumple sobradamente.

En el extremo B, volviendo a la Figura 26,

$$a_{2B} = 168 \text{ sen } \alpha_2 = 123 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{408000}{123 \cdot 300} = 11 \text{ N/mm}^2$$

lo que resulta sobradamente admisible ya que $\sigma_{cd} < f_{cd} = 23,3 \text{ N/mm}^2$.

Si se observa con detenimiento el flujo real de tensiones en el modelo de bielas y tirantes, la situación sería la indicada en la Figura 28. Las bielas AB y BC presentan tracciones ortogonales a su directriz, que en definitiva anuncian la existencia de tracciones T sensiblemente paralelas al borde superior de la ménsula, que deberán ser resistidas con una armadura horizontal no proporcionada por el valor T_{1d} del tirante AC y que además debe repartirse en una cierta fracción del canto de la ménsula. (Estribos $\phi 1$ en la Fig. 24a).

Hemos elegido este caso como ejemplo, porque indica claramente las ventajas del Método de Bielas y Tirantes, pero también la necesidad de una detenida reflexión en su aplicación y, sobre todo, el riesgo de aplicarlo sin una idea suficientemente clara de la distribución de las isostáticas.

EJEMPLO 2

Dos pilotes de $\phi = 550 \text{ mm}$ armados con $6 \phi 12$ de acero B 400, transmiten la carga de un pilar de $500 \cdot 500 \text{ mm}$, armado con $8 \phi 16$ y sometido a un esfuerzo axial de $N_g = 500 \text{ kN}$ y $N_q = 400 \text{ kN}$. Calcular su encepado con $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ y acero B 400, sabiendo que la separación entre los ejes de pilotes es de $1,65 \text{ m}$ ($\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,5$).

De acuerdo con las dimensiones mínimas, los vuelos deben ser iguales al radio del pilote = 275 mm , con lo que las dimensiones en planta son de $1,10 \cdot 2,75 \text{ m}$. Adoptamos $h = 800 \text{ mm}$ con lo que teniendo en cuenta el descabezado de los pilotes $d \approx 700 \text{ mm}$.

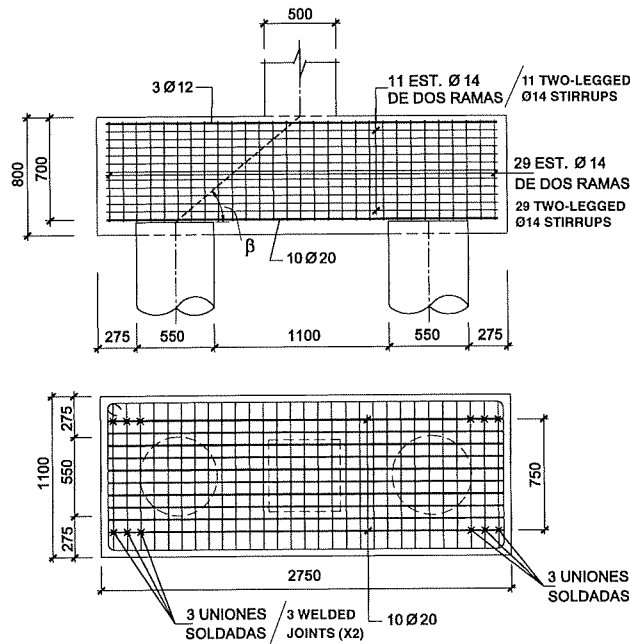


Fig. 29

La tracción en el tirante vale (Fig. 29)

$$T_d = \frac{900 \cdot 10^3 (575 + 125)}{0.85 \cdot 700}$$

$$T_d = 1.059 \cdot 10^3 \text{ N} = 1.059 \text{ kN}$$

$$<> 10 \phi 20$$

According to EHE, the upper reinforcement must be

$$A'_s = \frac{1.059 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{10}}{348} = 304 \text{ mm}^2 <> 3 \phi 12$$

The stirrups in each direction are to supply areas

$$0.004 \cdot 800 \cdot 1,100 = 3,520 \text{ mm}^2 \quad \text{distributed over 800 mm } <> 11 \text{ two-legged, } \phi 14, \text{ horizontally arranged stirrups, at 65-mm intervals}$$

$$0.004 \cdot 800 \cdot 2,750 = 8,800 \text{ mm}^2 \quad <> 29 \text{ 2-legged, } \phi 14, \text{ vertical stirrups, at 90-mm intervals.}$$

Verification of column local contact compression stress:

The ultimate stress is defined by the formula

$$N_u = A_{ci} f_{cd} \sqrt{\frac{A_c}{A_{ci} f_{cd}}} \not\geq 3.3 A_{ci} f_{cd}$$

therefore

$$N_u = 500 \cdot 500 \cdot \frac{25}{1.5} \sqrt{\frac{1100 \cdot 1100}{500 \cdot 500}} = 8.8 \cdot 10^6 \text{ N} = 8800 \text{ kN}$$

$$\left(\not\geq 3.3 \cdot 500 \cdot 500 \cdot \frac{25}{1.5} = 13.75 \cdot 10^6 \text{ N} \right)$$

Verification of the strut at the area from which it springs. Where the angle between the strut axis and the horizontal is β (Figure 29).

$$\text{tg } \beta = \frac{700}{825}$$

$$4 \beta = 0.85$$

$$\beta = 40.4^\circ$$

Strut cross-sections, areas:

$$\text{At the base from which the pile springs } S = \frac{\tau \cdot 550^2}{4} \cdot \cos 49.6 = 153,900 \text{ mm}^2$$

$$\text{At the base from which the column springs } 500 \cdot 500 \cdot \cos 49.6 = 162,030$$

Compression on the strut, F_b .

$$F_b \cos 49.6 = \frac{900}{2} = F_b = 694.3 \text{ kN}$$

Tension values:

$$T_d = \frac{900 \cdot 10^3 (575 + 125)}{0.85 \cdot 700}$$

$$T_d = 1.059 \cdot 10^3 \text{ N} = 1.059 \text{ kN}$$

$$\Leftrightarrow 10 \phi 20$$

La armadura superior ha de ser, de acuerdo con EHE

$$A'_s = \frac{1.059 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{10}}{348} = 304 \text{ mm}^2 \Leftrightarrow 3 \phi 12$$

Los estribos en cada dirección han de proporcionar áreas

$$0,004 \cdot 800 \cdot 1.100 = 3.520 \text{ mm}^2 \quad \text{repartidos en } 800 \text{ mm } \Leftrightarrow 11 \text{ e } \phi 14 \text{ de 2 ramas dispuestos horizontalmente, a } 65 \text{ mm de separación}$$

$$0,004 \cdot 800 \cdot 2.750 = 8.800 \text{ mm}^2 \quad \Leftrightarrow 29 \text{ e } \phi 14 \text{ verticales de 2 ramas, a } 90 \text{ mm de separación.}$$

Comprobación de la tensión de contacto entre pilar y zapata:

El esfuerzo último viene dado por la fórmula

$$N_u = A_{ci} f_{cd} \sqrt{\frac{A_c}{A_{ci} c d}} \geq 3,3 A_{ci} f_{cd}$$

luego

$$N_u = 500 \cdot 500 \cdot \frac{25}{1,5} \sqrt{\frac{1100 \cdot 1100}{500 \cdot 500}} = 8,8 \cdot 10^6 \text{ N} = 8800 \text{ kN}$$

$$\left(\geq 3,3 \cdot 500 \cdot 500 \cdot \frac{25}{1,5} = 13,75 \cdot 10^6 \text{ N} \right)$$

Comprobación de la biela en su sección de arranque. Llamando β al ángulo del eje de la biela con el plano horizontal (Fig. 29).

$$\text{tg } \beta = \frac{700}{825}$$

$$4 \beta = 0,85$$

$$\beta = 40,4^\circ$$

Áreas de las secciones transversales de la biela:

$$\text{En el arranque del pilote } S = \frac{\tau \cdot 550^2}{4} \cdot \cos 49,6 = 153.900 \text{ mm}^2$$

$$\text{En el arranque del pilar } 500 \cdot 500 \cdot \cos 49,6 = 162.030$$

Valor de la compresión F_b en la biela

$$F_b \cos 49,6 = \frac{900}{2} = F_b = 694,3 \text{ kN}$$

Valores de las tensiones:

At the base from which the pile $\frac{694.300}{153.900} = 4.5 \text{ N/mm} < 0.7 f_{cd}$

At the base from which the column $\frac{694.300}{162.030} = 4.3 \text{ N/mm} \leq f_{cd}$

No prolongation is required for the anchorage: the last three stirrups at each end are welded to the longitudinal reinforcement (see Reference 13).

REFERENCES

- (1) MÖRSCH, E. Der eisenbeton. Seine theorie und auwendung. Wittwer, Stuttgart, 1908. (Spanish translation by INTEMAC, 1995).
- (2) RITTER, W. Constructions techniques de Hennebique. Schweizerische Bauzeitung, Zurich, Feb. 1899.
- (3) LEONHARDT, F. "Reducing the Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beams and Slabs". Magazine of Concrete Research, V. 17, N° 53, Diciembre 1965.
- (4) RÜSCH, H. Über die Grenzen der Anwendbarkeit der Fachwerkanalogie bei der Berechnung der Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken (On the Limitations of Applicability of the Truss Analogy for the Shear Design of Reinforced Concrete Beams). Festschrift F. Campus "Amici et Alumni", Universidad de Lieja, 1964.
- (5) KUPFER, H. "Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit" (Expansion of Mörsch's Truss Analogy by Application of the Principle of Minimum Strain Energy). CEB Bulletin 40, París, 1964.
- (6) THÜRLIMANN, B.; MARTI, P.; PRALONG, J.; RITZ, P. y ZIMMERLI, B. Vorlesung zum Fortbildungskurs für Bauingenieure (Advanced Lecture for Civil Engineers). Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zurich, 1983.
- (7) MUELLER, P. "Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und Balken" (Plastic Analysis of Reinforced Concrete Deep Beams and Beams). Bericht n° 83. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zurich, Julio 1978.
- (8) MARTI, P. "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design". ACI Journal, V.82, N° 1, Enero-Febrero 1985.
- (9) COLLINS, M.P. y MITCHELL, D. "Shear and Torsion Design of Prestressed and Nonprestressed Concrete Beams". PCI Journal, V. 25, N° 5, Septiembre-Octubre 1980.
- (10) SCHLAICH, J. y WEISCHEDE, D. "Ein praktisches Verfahren zum methodischen Bemessen und Konstruieren im Stahlbetonbau" (A Practical Method for the Design and Detailing of Structural Concrete). Bulletin d'Information N° 150, Comité Euro-International du Béton, París, Marzo 1982.
- (11) SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K. y JENNEWEIN, M. "Toward a Consistent Design of Structural Concrete". PCI Journal, Mayo-Junio 1987.
- (12) SUNG GUL HONG; MUELLER, P. "Truss Model and Failure Mechanism for Bar Development in C-C-T Nodes". ACI Structural Journal, Sept-Oct. 1996.
- (13) CALAVERA, J.; Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón. INTEMAC. Madrid. 1999.

En el arranque de pilote $\frac{694.300}{153.900} = 4,5 \text{ N/mm} < 0,7 f_{cd}$

En el arranque del pilar $\frac{694.300}{162.030} = 4,3 \text{ N/mm} \leq f_{cd}$

El anclaje se soluciona sin prolongación disponiendo los tres últimos estribos soldados a la armadura longitudinal en cada extremo. (Ver Referencia (13)).

BIBLIOGRAFÍA

- (1) MÖRSCH, E. Der eisenbeton. Seine theorie und auwendung. Wittwer, Stuttgart, 1908. (Spanish translation by INTEMAC, 1995).
- (2) RITTER, W. Constructions techniques de Hennebique. Schweizerische Bauzeitung, Zurich, Feb. 1899.
- (3) LEONHARDT, F. "Reducing the Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beams and Slabs". Magazine of Concrete Research, V. 17, Nº 53, Diciembre 1965.
- (4) RÜSCH, H. Über die Grenzen der Anwendbarkeit der Fachwerkanalogie bei der Berechnung der Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken (On the Limitations of Applicability of the Truss Analogy for the Shear Design of Reinforced Concrete Beams). Festschrift F. Campus "Amici et Alumni", Universidad de Lieja, 1964.
- (5) KUPFER, H. "Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit" (Expansion of Mörsch's Truss Analogy by Application of the Principle of Minimum Strain Energy). CEB Bulletin 40, París, 1964.
- (6) THÜRLIMANN, B.; MARTI, P.; PRALONG, J.; RITZ, P. y ZIMMERLI, B. Vorlesung zum Fortbildungskurs für Bauingenieure (Advanced Lecture for Civil Engineers). Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zurich, 1983.
- (7) MUELLER, P. "Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und Balken" (Plastic Analysis of Reinforced Concrete Deep Beams and Beams). Bericht nº 83. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zurich, Julio 1978.
- (8) MARTI, P. "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design". ACI Journal, V.82, Nº 1, Enero-Febrero 1985.
- (9) COLLINS, M.P. y MITCHELL, D. "Shear and Torsion Design of Prestressed and Nonprestressed Concrete Beams". PCI Journal, V. 25, Nº 5, Septiembre-October 1980.
- (10) SCHLAICH, J. y WEISCHEDE, D. "Ein praktisches Verfahren zum methodischen Bemessen und Konstruieren im Stahlbetonbau" (A Practical Method for the Design and Detailing of Structural Concrete). Bulletin d'Information Nº 150, Comité Euro-International du Béton, París, Marzo 1982.
- (11) SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K. y JENNEWEIN, M. "Toward a Consistent Design of Structural Concrete". PCI Journal, Mayo-Junio 1987.
- (12) SUNG GUL HONG; MUELLER, P. "Truss Model and Failure Mechanism for Bar Development in C-C-T Nodes". ACI Structural Journal, Sept-Oct. 1996.
- (13) CALAVERA, J.; Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón. INTEMAC. Madrid. 1999.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

Jalvo García, Jaime
Luzón Cánovas, José M^a

Ingenieros de Caminos

Arias Cuchí, Ignacio
Barrios Corpa, Roberto
Bauzá Ortúñez, Andrés
Calavera Ruiz, José
Castillo Fernández, Luis Javier
Cortés Bretón, Juan María
Corral Folgado, Claudio
Díaz Lozano, Justo
Fernández Gómez, Jaime Antonio
Garay Sánchez, Raúl
Garrido Baró, Juan Carlos
González González, Juan José
González Valle, Enrique
Hostalet Alba, Francisco
Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M^a
Jordán de Urríes de la Riva, Jorge
Ley Urzaiz, Jorge
Rodríguez Escribano, Raul Rubén
Rodríguez Romero, Jesús M^a
Sanz Pérez, Lorenzo
Sirvent Sirvent, Enrique
Tapia Menéndez, José
Torre Cobo, María Carmen

Ingenieros I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo
Escarpizo-Lorenzana Martínez, Jorge

Ingenieros Industriales

Alvarez Cabal, Ramón Amado
Arroyo Arroyo, José Ramón
Bueno Bueno, Jorge
Durán Boldova, José Miguel
Santos Olalla, Francisco
Valenciano Carles, Federico

Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

Ingeniero de Telecomunicación

San José Arribas, José

Licenciado en Ciencias Geológicas

Blanco Zorroza, Alberto

Licenciados en Ciencias Químicas

Grandes Velasco, Sylvia María
López Sánchez, Pedro
Morgado Sánchez, José Carlos

Licenciada en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Arquitectos Técnicos

Carrato Moñino, Rosa M^a
Fernández Jiménez, Amelia
Iturralde Estefanía, Javier
Miranda Valdés, Javier
Molina Jurado, David
Montaña del Hoyo, Noelia
Montejano Jiménez, María del Carmen
Muñoz Mesto, Angel
Villacian Fernández, Aránzazu

Ingenieros Técnicos Industriales

Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio
González Carmona, Manuel
Madueño Moraño, Antonio

Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Carrero Crespo, Rafael
Galán de Cáceres, M^a del Puerto
García Menéndez, David
González Isabel, Germán
González Nuño, Luis
Mata Soriano, Juan Carlos
Molina Collell, Blas
Montiel Sánchez, Ernesto
Muñoz Mesto, Angel
Romero Taboada, José Vicente
Rosa Moreno, José Andrés
Rozas Hernando, José Juan
Sánchez Vicente, Andrés
Vicente Girón, Susana

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Carreras Ruiz, Francisco
Molero Vicente, M^a Isabel

Profesores Mercantiles

González Alvarez, Vicente
Sampedro Portas, Arturo

Técnico en Administración de Empresas

González del Olmo, M^a de la Peña de F.

Técnico en Informática

García Rodríguez, Juan Tomás

Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

Topógrafo

Alquézar Falceto, Ricardo

CUADERNOS INTEMAC

CUADERNOS INTEMAC es una publicación trimestral, bilingüe en español e inglés, en forma de monografías que recogen trabajos realizados por los técnicos del Instituto o presentados en los Cursos y Conferencias organizados por el mismo.

Los temas tratados cubren tanto el campo de las Obras Públicas como el de la Edificación y sus Instalaciones.

Tarifa de suscripción anual 1999 2.800 ptas.

ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

Cuaderno Nº 33

"Los 30 defectos más frecuentes en la calidad de la Edificación y sus soluciones.

- Cimientos y estructuras.
- Albañilería y acabados.
- Instalaciones".

Autores: Prof. E. GONZÁLEZ VALLE.

Dr. Ing. de Caminos C. y P.

J. M^o. CORTÉS BRETÓN.

Dr. Ing. de Caminos C. y P.

G. MARÍN ESTÉVEZ.

Ingeniero del ICAI.

Cuaderno Nº 34

"Una novedad en la EHE: el Método de bielas y tirantes".

Autor: Prof. J. CALAVERA RUÍZ.

Dr. Ing. de Caminos C. y P.

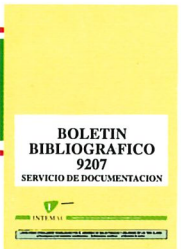


BOLETIN BIBLIOGRAFICO

INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETIN BIBLIOGRAFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

El BOLETIN BIBLIOGRAFICO incluye:

- Fotocopia del índice y de los resúmenes de los artículos contenidos en las 105 revistas técnicas que se reciben en el Instituto referentes a los campos de la Edificación, Instalaciones, Obras Públicas y Urbanismo.
- Una sección de Normativa reciente, nacional y extranjera.
- Secciones de Bibliografía y Cursos.
- Una sección de Congresos, Reuniones Técnicas y Ferias de próxima celebración en todo el mundo.
- Tarifa de suscripción anual (6 números) 18.000 ptas.



CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

Cuaderno Nº 35

"Cálculo de estructuras metálicas. Principales diferencias entre el Eurocódigo EC3 y la Norma Básica EA-95".

Autores: Prof. R. ÁLVAREZ CABAL.

Dr. Ing. Industrial.

J. R. ARROYO ARROYO.

Ing. Industrial.

F. SANTOS OLALLA.

Ing. Industrial.

J. M^o RODRÍGUEZ ROMERO.

Ing. de Caminos.

Cuaderno Nº 36

"Juntas y armaduras de retracción y temperatura en canales de hormigón".

Autor: Prof. J. CALAVERA RUÍZ.

Dr. Ing. de Caminos.

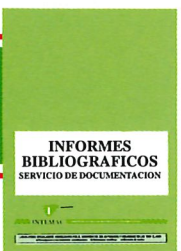
CONSULTAS E INFORMES BIBLIOGRAFICOS

EL INSTITUTO tiene un SERVICIO DE DOCUMENTACION, que pone a su disposición y que le puede informar sobre cualquier tema relacionado con la Edificación, Instalaciones, Obra Civil y Urbanismo. Se efectúan CONSULTAS BIBLIOGRAFICAS sobre cualquiera de los temas indicados anteriormente, de acuerdo con las siguientes tarifas:

- Apertura de expediente 2000 ptas.
- Cantidad a abonar por referencia 60 ptas.
- Cantidad a abonar por hoja de fotocopia de documento 25 ptas

Además de la Consulta Bibliográfica correspondiente, el INFORME BIBLIOGRAFICO contiene un breve documento redactado por un especialista en el tema, miembro de INTEMAC, con una serie de recomendaciones sobre la Bibliografía básica, así como los comentarios correspondientes.

Tarifa correspondiente al Informe Bibliográfico: 15.000 ptas. más la tarifa de la consulta.



MONOGRAFIAS INTEMAC

A partir de junio de 1998 INTEMAC emprendió una nueva línea de publicaciones con un carácter eminentemente práctico, destinadas a tratar temas muy concretos que, o bien presentan un nivel de problemas acusados en la práctica, o bien están insuficientemente cubiertos por la Normativa y la documentación técnica existente.

MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 2

"Puntos críticos en la impermeabilidad de azoteas y fachadas".

Autores: J. Jordán de Urrés, J. Jalvo, J. M^o Luzón y A. Muñoz Mesto

Precio de la Monografía 3.200 Ptas.

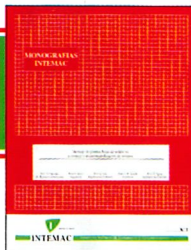
MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 3

"Aspectos visuales del hormigón".

Autores: Prof. J. Calavera Ruiz, Prof. J. Fernández Gómez, G. González Isabel,

P. López Sánchez, Prof. J. M. Pérez Lizarzo

Precio de la Monografía 5.000 Ptas.

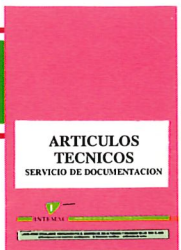


ARTICULOS TECNICOS

INTEMAC dispone de una amplia serie de trabajos publicados por nuestros técnicos en diferentes revistas. A continuación incluimos la lista de los últimos. Si está Vd. interesado, solicite relación completa de títulos.

- 66 INFLUENCIA DE LA RUGOSIDAD Y LA CUANTÍA DE COSIDO EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS PIEZAS COMPUESTAS SOLICITADAS A FLEXIÓN
Enrique González Valle; Jaime Gálvez Ruiz; Luis García Dutari; Ramón Álvarez Caval.
- 67 EL HORMIGON DE ALTA RESISTENCIA (HSC): LAS CARACTERÍSTICAS QUE CONDICIONAN EL CÁLCULO ESTRUCTURAL. Enrique González Valle.
- 68 LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS DE INFORMACIÓN EN LAS OBRAS. Adolfo Delibes Liniers.
- 69 INVESTIGACIÓN SOBRE REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DAÑADAS POR CORROSIÓN DE ARMADURAS. Adolfo Delibes Liniers; Jaime Fernández Gómez.
- 70 HORMIGONADO EN CONDICIONES METEOROLÓGICAS ADVERSAS: ESTUDIO DE LOS ACCIDENTES OCURRIDOS DURANTE EL HORMIGONADO DE UN TABLERO POSTENSADO.
Adolfo Delibes Liniers; Jaime Fernández Gómez; Miguel Angel Acón Robleña.
- 71 LA INFLUENCIA DEL DIAGRAMA TENSIÓN DEFORMACIÓN EN EL CÁLCULO A FLEXIÓN DE SECCIONES REALIZADAS CON HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA.
Enrique González Valle; José M^o Izquierdo; Bernaldo de Quirós.
- 72 EFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES. VARIACION DEL COEFICIENTE DE IMPACTO.
Enrique López del Hierro Fernández; Juan José Benito Muñoz; Javier Gallego Valarde; Ramón Álvarez Cabal.
- 73 CUBIERTAS METÁLICAS DE GRAN LUZ. Mercedes Gómez Álvarez; Justo Díaz Lozano; Ramón Álvarez Cabal.
- 74 LA INSPECCIÓN Y ENSAYO. ORGANIZACIONES DE CONTROL DE CALIDAD Y LABORATORIOS.
José Calavera Ruiz.

P.V.P. 400 ptas./ ejemplar.



VIDEOS TECNICOS

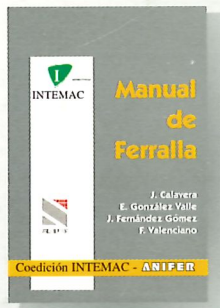
INTEMAC, dentro de sus actividades en el campo de la formación, ha iniciado la edición de una serie de VIDEOS TECNICOS, analizando distintos campos de la construcción.

SERIE OBRAS DE HORMIGON EN MASA, ARMADO Y PRETENSADO.

REFERENCIA	TITULO	CONTENIDO	DURACION	PRECIO
Nº 8801 (1)	FABRICACION Y ENSAYO DE PROBETAS DE HORMIGON	Contempla, de forma completa y detallada, el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, medida de consistencia con el cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión.	27 min.	80.000 ptas* IVA INCLUIDO



* PRECIO para entregas dentro del territorio español



De acuerdo con la nueva instrucción EHE

MANUAL DE FERRALLA

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

E. GONZÁLEZ VALLE

(Dr. Ingeniero de Caminos)

J. FERNÁNDEZ GÓMEZ

(Dr. Ingeniero de Caminos)

F. VALENCIANO (Ingeniero Industrial)

- 225 páginas

- 124 Figuras

- 34 Fotografías

- 2 Disquetes con 30 Detalles

Constructivos en ficheros para AutoCad

- 31 Referencias Bibliográficas

- Encuadernación en gualflex

Precio: 4.800 Pta.

CÁLCULO, CONSTRUCCIÓN Y PATOLOGÍA DE FORJADOS DE EDIFICACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

Agotada la 4ª Edición

5ª Edición: Abril 2000

AGOTADO

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

Agotada la 3ª Edición

4ª Edición: Octubre 1999

AGOTADO

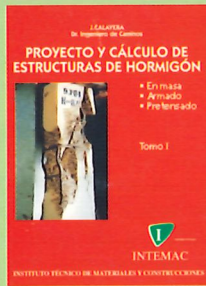
MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

Agotada la 2ª Edición

3ª Edición: Enero 2000

AGOTADO



PROYECTO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

J. CALAVERA

(Dr. Ingeniero de Caminos)

De acuerdo con la nueva instrucción EHE

- EN MASA

- ARMADO

- PRETENSADO

- 2 Tomos con 2014 páginas

- 1296 Figuras

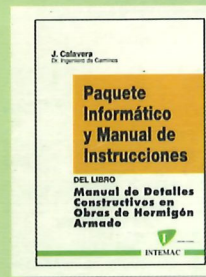
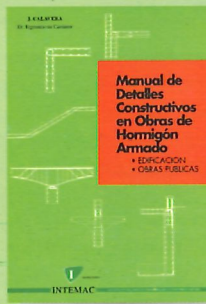
- 96 Fotografías

- 47 Ejemplos resueltos

- 139 Gráficos y Tablas de Cálculo

- 634 Referencias Bibliográficas

Precio: 24.000 Pta.



MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO

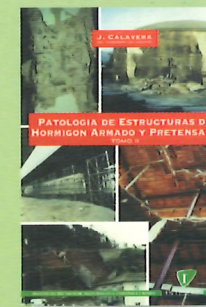
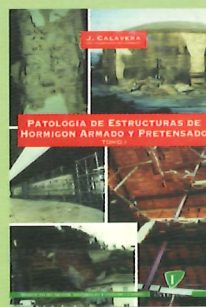
J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- 506 páginas, tamaño UNE A-4 • 210 detalles constructivos • 210 páginas de

comentarios y recomendaciones • Encuadernación en gualflex

Precio: - Libro: 17.000 Pta. - Paquete informático: 30.000 Pta. (Manual de Instrucciones y Disquetes)

El libro y el programa se venden por separado



PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO

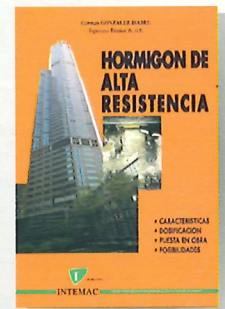
J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

Tomo I - Capítulos 1 a 12 • Tomo II - Atlas de fisuras - Ábacos de cálculo

- 680 páginas • 231 fotografías • 258 figuras • 118 referencias bibliográficas

- Encuadernación en gualflex

Precio de la obra completa: 17.000 Pta.



HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

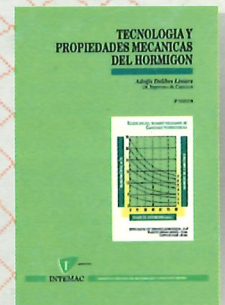
G. GONZÁLEZ-ISABEL

(Ingeniero Técnico de O. P.)

- 316 páginas

- Encuadernación en gualflex

Precio: 6.500 Pta.



TECNOLOGÍA Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

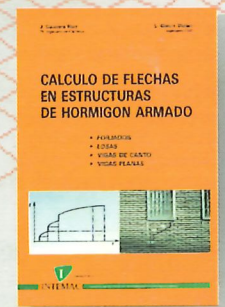
A. DELIBES (Dr. Ingeniero de Caminos)

2ª Edición

- 396 páginas

- Encuadernación en gualflex

Precio: 8.000 Pta.



CÁLCULO DE FLECHAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

L. GARCÍA DUTARI (Ingeniero Civil)

- 336 páginas

- 312 tablas de comprobación de Forjados, Losas, Vigas de Canto y Vigas Planas

- Un disquete conteniendo tres programas informáticos de Cálculo de Flechas, para secciones de forma cualquiera

- Encuadernación en gualflex

Precio: 7.400 Pta. (Libro más paquete Informático)



INTEMAC

BARCELONA: Antón Fortuny 14-16. Esc. C. 4º 2º - Tel. 93 473 85 00 • Fax: 93 473 79 32 - 08950 Esplugues de Llobregat

MADRID: Monte Esquinza, 30, 4º D - Tel. 91 310 51 58 • Fax: 91 308 58 65 - 28010 MADRID

SEVILLA: Héroes de Toledo - Tel. 95 465 64 11 • Fax: 95 465 65 04 - 41006 SEVILLA

VALLADOLID: Piritá, Parcela 221, Nave A-6 Polg. de San Cristóbal - Tel. 983 29 22 44 • Fax: 983 29 23 78 - 47012 VALLADOLID