ADVERTIMENT. La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del servei TDX (www.tesisenxarxa.net) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual únicament per a usos privats emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

ADVERTENCIA. La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del servicio TDR (www.tesisenred.net) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual únicamente para usos privados enmarcados en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio TDR. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

WARNING. On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the TDX (www.tesisenxarxa.net) service has been authorized by the titular of the intellectual property rights only for private uses placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading and availability from a site foreign to the TDX service. Introducing its content in a window or frame foreign to the TDX service is not authorized (framing). This rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
BARCELONATECH
Departament de Resistència de Materials
i Estructures a l'Enginyeria

UNIVERSITAT POLITÈCNICA
DE CATALUNYA
BARCELONATECH

De Gaudí a Miralles.

Cent Anys d'Estructura Metàl·lica a Barcelona.

Autor: Josep Maria Pons Poblet

Directors: Frederic Marimon Carvajal
Josep Maria Fornons García

Tesi Doctoral presentada per a obtenir el títol de Doctor per la Universitat Politècnica de Catalunya.

Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria.

Programa de Doctorat en Anàlisi Estructural. Barcelona 2014.

1900-1929 1930-1938 1939-1958 1959-1982 1983-2000

1900-1929 1930-1938 1939-1958 1959-1982 1983-2000

Orfe de vents favorables
no trobo els meus horitzons,
si algú va partir més del compte,
avui li demano perdó.

I a la foscor del naufragi
pel meu camí et vas creuar,
et vaig mostrar els meus diables,
més d'un l'has foragitat.

Les filles, la febre no baixa,
la ràdio del pare ha callat,
ahir van trucar de Girona:
algú vol que torni a cantar.

Joan I.

Plaça Rovira, vella Plaça Rovira
del meu barri de Gràcia,
i el meu cor adormit,
Plaça Rovira, em bategues guspires
d'un foc que ja era cendra...

I el meu pare em parlava
assenyalant-me el cel:
fes-li, abans dels teus somnis,
un petó al teu estel.

Luis Eduardo A.

El que perdura ho funden els poetes...

Friedrich H.

1900-1929 1930-1938 1939-1958 1959-1982 1983-2000

Un sincer agraïment a tantes persones que han estat al meu costat en el desenvolupament de la tesi.

Als meus directors pels consells, experiència i ajut que en tot moment m'han dispensat.

Als companys del departament.

Als amics per ser-hi.

1900-1929 1930-1938 1939-1958 1959-1982 1983-2000

A la Rosa, per ser-hi *sempre*, especialment en aquells moments de foscor i angoixa, però per damunt de tot, per compartir amb mi una tarda molt especial d'un mes d'agost.

Gràcies RQR.

A la meva mare

1900-1929 1930-1938 1939-1958 1959-1982 1983-2000

1900-1929 1930-1938 1939-1958 1959-1982 1983-2000

BLOC 0. INTRODUCCIÓ

0.1. CONTEXT HISTÒRIC
0.2. MÈTODES DE CÀLCUL
0.3. NORMATIVA OFICIAL
0.4. TECNOLOGIA INDUSTRIAL

BLOC I. 1900-1929

1.1. CONTEXT HISTÒRIC
1.2. MÈTODES DE CÀLCUL
1.2.1. Mètodes d'anàlisi global
1.2.1.1. Mètodes Clàssics
1.2.1.1.1. Tres moments
1.2.1.1.2. Equació de l'elàstica i Teoremes de Mohr
1.2.1.1.3. Biga aïllada
1.2.1.2. Mètodes Energètics
1.2.1.2.1. Castigliano
1.2.1.2.2. Altres
1.2.1.3. Estàtica gràfica
1.2.1.3.1. Mètode de Culmann
1.2.1.3.2. Mètode de Cremona
1.2.1.3.3. Mètode de Ritter
1.2.2. Mètodes de dimensionament de peces i unions
1.3. NORMATIVA OFICIAL
1.3.1. Instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos
1.3.2. Instrucción para el cálculo de tramos metálicos
1.4. TECNOLOGIA INDUSTRIAL
1.4.1. Tecnologia dels materials
1.4.2. Tecnologia de fabricació i muntatge

BLOC II. 1930-1938

2.1. CONTEXT HISTÒRIC
2.2. MÈTODES DE CÀLCUL
2.2.1. Mètodes d'anàlisi global
2.2.1.1. Quatre Moments
2.2.2. Mètodes de dimensionament de peces i unions
2.3. NORMATIVA OFICIAL
2.3.1. Instrucción para la redacción de proyectos y construcción de estructuras metálicas
2.4. TECNOLOGIA INDUSTRIAL
2.4.1. Tecnologia dels materials
2.4.2. Tecnologia de fabricació i muntatge

BLOC III. 1939-1958

3.1. CONTEXT HISTÒRIC
3.2. MÈTODES DE CÀLCUL
3.2.1. Mètodes d'anàlisi global
3.2.1.1. Mètode slope - deflection
3.2.1.2. Mètode de la massa elàstica
3.2.1.3. Mètode Kleinlogel
3.2.2. Mètodes de dimensionament de peces i unions
3.3. NORMATIVA OFICIAL
3.3.1. Decreto de 11 de marzo de 1941 sobre restricciones del hierro en la edificación
3.3.2. Decreto de 22 de julio de 1941 por el que se aprueba el reglamento sobre las restricciones del hierro en la edificación.
3.4. TECNOLOGIA INDUSTRIAL
3.4.1. Tecnologia dels materials
3.4.2. Tecnologia de fabricació i muntatge

BLOC IV. 1959-1982

4.1. CONTEXT HISTÒRIC
4.2. MÈTODES DE CÀLCUL
4.2.1. Mètodes d'anàlisi global
4.2.1.1. Mètode de Cross
4.2.1.2. Mètode de Kani
4.2.1.3. Mètode de Takabeya
4.2.1.4. Mètodes Plàstics
4.2.2. Mètodes de dimensionament de peces i unions
4.3. NORMATIVA OFICIAL
4.3.1. Normativa oficial. Sèrie M.V.
4.3.1.1. NBE MV 102-1964. Acero laminado para estructuras de edificación
4.3.1.2. NBE MV 102-1975. Acero laminado para estructuras de edificación
4.3.1.3. NBE MV 103-1972. Cálculo de las estructuras de acero laminado en la edificación
4.3.1.4. NBE MV 104-1966. Ejecución de las estructuras de acero en la edificación
4.3.1.5. NBE MV 105-1967. Roblones de acero
4.3.1.6. NBE MV 106-1968. Tornillos ordinarios y calibrados, tuercas y arandelas de acero para estructuras de acero laminado
4.3.1.7. NBE MV 107-1968. Tornillos de alta resistencia y sus tuercas y arandelas
4.3.1.8. NBE MV 108-1976. Perfiles huecos de acero para estructuras de edificación
4.3.1.9. NBE MV 109-1979. Perfiles conformados de acero para estructuras de edificación
4.3.1.10. NBE MV 110-1982. Cálculo de las piezas de chapa conformada de acero en edificación
4.3.1.11. NBE MV 111-1980. Placas y paneles de chapa conformada de acero para edificación

4.3.2. Instituto Eduardo Torroja. Instrucción E.M. 62 para estructuras de acero
4.4. TECNOLOGIA INDUSTRIAL
4.4.1. Tecnologia dels materials
4.4.2. Tecnologia de fabricació i muntatge

BLOC V. 1983-2000

5.1. CONTEXT HISTÒRIC
5.2. MÈTODES DE CÀLCUL
5.2.1. Mètodes d'anàlisi global
5.2.1.1. Mètode matricial
5.2.1.2. Mètode dels elements finits
5.2.2. Mètodes de dimensionament de peces i unions
5.3. NORMATIVA OFICIAL
5.3.1. NBE EA-95. Estructuras de acero en edificación
5.3.2. EUROCÓDIGO 3. Proyecto de Estructuras de Acero
5.4. TECNOLOGIA INDUSTRIAL
5.4.1. Tecnologia dels materials
5.4.2. Tecnologia de fabricació i muntatge

BLOC 6. A mode de resum....

6.1. CONTEXT HISTÒRIC
6.2. MÈTODES DE CÀLCUL
6.3. NORMATIVA OFICIAL
6.4. TRES EXEMPLES

BLOC 7. Conclusions.

BLOC 8. Bibliografia.

BLOC 0. INTRODUCCIÓ

He arribat a l'alba per no trobar ningú.

Hi ha encara llums encesos als dipòsits de gas

i a les grues del port.

El mar enfronta la ciutat boirosa.

Tot és com sempre, penso: no calia venir.

1900-1929
1930-1938
1939-1958
1959-1982
1983-2000

0.1. CONTEXT HISTÒRIC 19
0.2. MÈTODES DE CÀLCUL 22
0.3. NORMATIVA OFICIAL 26
0.4. TECNOLOGIA INDUSTRIAL 31

1900-1929
1930-1938
1939-1958
1959-1982
1983-2000

Una obra civil, una normativa, fins i tot un mètode de càlcul han d'estar contextualitzats. No te sentit parlar de cap dels ítems anteriors si prèviament no s'ha caracteritzat l'època on veuen la llum. Fóra difícil entendre'ls en realitats diferents de les què foren concebudes. Així doncs, partint d'aquesta premissa, el primer pas que ha calgut estudiar ha estat el del medi i la seva evolució; és a dir la història - el context històric. Aquest serà sempre el punt 1 dels cinc diferents BLOCS d'estudi.

El primer problema que es va presentar fou la subdivisió del segle XX; és a dir fóra possible trobar períodes clarament marcats pel que fa al binomi **història** (context històric) i **tècnica** (mètodes de càlcul – normativa – tipologia estructural)?. Tot i que com s'anirà veient al llarg de l'estudi la resposta fora afirmativa el problema es traslladava a preguntar-nos *quins eren* aquests períodes; és a dir quant començaven i quant acabaven.

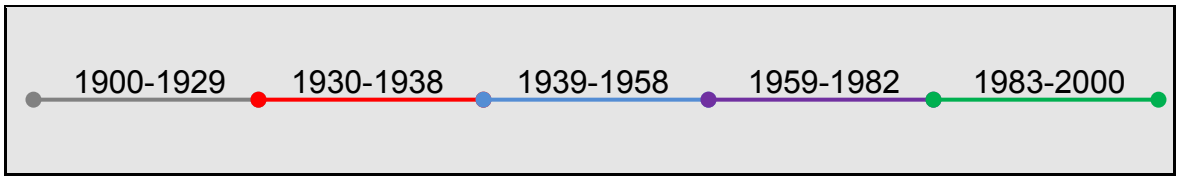
Respondre aquesta pregunta implicava connotar gran part de la tesi ja que pressuposava conèixer les diferents normatives i els diferents mètodes de càlcul. Malauradament no es podia respondre al principi ja que per fer-ho calia estudiar per separat els apartats anteriors per després, *a posteriori*, poder respondre la pregunta inicial.

La resposta, afirmativa com hem vist, ha implicat la subdivisió del segle XX en els següents cinc apartats que formaran els cinc BLOCS corresponents i que seran convenientment justificats al llarg del treball;

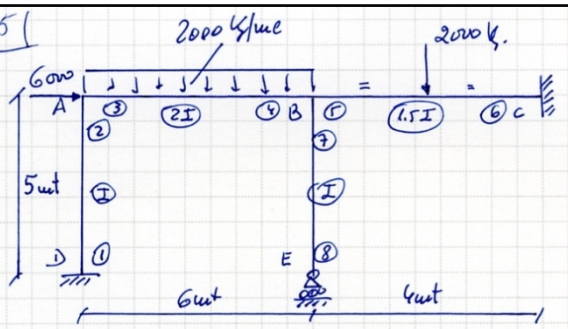
BLOC I		1900-1929
BLOC II		1930-1938
BLOC III		1939-1958
BLOC IV		1959-1982
BLOC V		1983-2000

Així, doncs, un cop clarificats els cinc períodes d'estudi, ja es podia definir el context històric viscut en cada un d'ells.

Tot i remarcar la importància del fet social, sovint es referirà que en no ser el treball que ens ocupa un estudi històric pròpiament dit, s'apunten només els fets considerats com a importants a grans trets sense una exegesi que sortiria fora del nostre àmbit. És a dir, que de la bibliografia històrica consultada s'han agafat **els ítems considerats com a influents en el nostre estudi** que són els apuntats -sense un aprofundiment històric de la seva gènesi.



5)



(I) $\overrightarrow{M}_1 = 0 + 0 + \frac{1}{2}\frac{4EI}{5}\theta_A + 0$

(II) $\overrightarrow{M}_2 = 0 + \frac{4EI}{5}\theta_A + 0 + 0$

(III) $\overrightarrow{M}_3 = -\frac{1}{12}2000 \cdot 6^2 + \frac{4E(2I)}{6}\theta_A + \frac{1}{2}\frac{4E(2I)}{6}\theta_B + 0$

(IV) $\overrightarrow{M}_4 = \frac{1}{12} \cdot 2000 \cdot 6^2 + \frac{1}{2}\frac{4E(2I)}{6}\theta_A + \frac{4E(2I)}{6}\theta_B + 0$

(V) $\overrightarrow{M}_5 = -\frac{1}{8}2000 \cdot 4 + \frac{4EI(1.5I)}{4}\theta_B + 0 + 0$

(VI) $\overrightarrow{M}_6 = \frac{1}{8}2000 \cdot 4 + \frac{1}{2}\frac{4EI(1.5I)}{4}\theta_B + 0 + 0$

(VII) $\overrightarrow{M}_7 = 0 + \frac{4EI}{5}\theta_B + \frac{1}{2}\frac{4EI}{5}\theta_E + 0$

(VIII) $\overrightarrow{M}_8 = 0 + \frac{1}{2}\frac{4EI}{5}\theta_B + \frac{4EI}{5}\theta_E + 0$

(IX) $\overrightarrow{M}_2 + \overrightarrow{M}_3 = 0$

(X) $\overrightarrow{M}_4 + \overrightarrow{M}_5 + \overrightarrow{M}_7 = 0$

(XI) $\overrightarrow{M}_8 = 0$

(XII) $\overrightarrow{\theta}_C = 0$

(XIII) $\overrightarrow{\theta}_D = 0$

Formulació dels mètodes de càlcul.
Mètodes de dimensionament de peces i unions

Durant el segle XX s'han formulat diversos mètodes càlcul. Al treball que a continuació es presenta s'hi mostren els que es considera que han estat més rellevants, bé sigui per l'abundant bibliografia que s'ha trobat, bé per les seves formulacions i aplicacions en les memòries de càlcul cercades o bé per l'explicitació directa de tècnics professionals que en el seu moment els varen fer servir.

Malgrat això, encara es podria augmentar el nombre d'aquests mètodes ja que en la bibliografia especialitzada o bé en revistes de l'àmbit se n'hi han trobat d'altres que algun autor puntualment havia formulat per resoldre algun problema concret. Aquests, però, han tingut un reconeixement més aviat escàs i per tant, aquí a voltes sols apareixen citats.

Si s'hagués de resumir molt breument quins han estat els mètodes de càlcul més importants formulats i aplicats al segle XX, sense haver fet encara un estudi exhaustiu dels mateixos, podríem explicitar-ho segons el que segueix.

Comença el segle XX amb l'ús dels **mètodes clàssics** - ja coneguts al segle XIX; aquells pròpiament trobats en els Tractats clàssics de la resistència de materials i que consideren fonamentalment la biga aïllada o bé en algun cas la biga contínua. Considerant el problema isostàtic no apareix cap dificultat ja que les equacions de l'estàtica eren abastament conegudes. La dificultat raurà quan es presenti el problema hiperestàtic, és a dir quan apareguin més incògnites que equacions. Per resoldre aquesta dificultat s'anirà novament a la resistència de materials i els seus teoremes clàssics per solucionar-lo. En aquesta època també es començaran a aplicar els anomenats **mètodes gràfics**. Aquests permeten la resolució de gran part dels problemes estructurals i a més ho fan amb unes eines pròpies amb la qual cosa s'obviarà la possible dificultat i/o laboriositat matemàtica que podríem trobar en els mètodes anteriors. Finalment dir que, en aquesta part inicial del període, també es recorre a voltes als **mètodes energètics** que, tot i que no han tingut una gran aplicació pràctica, sí que s'han emprat sovint per formular o demostrar

alguns teoremes anteriors. Tots aquests mètodes s'han englobat en el **BLOC I** i el **BLOC II** que correspondrien als que s'aplicaven des principis de segle fins més o menys finals de la dècada dels anys 30.

Passada la guerra i, entrada ja la postguerra de ple, començarà un nou període que s'ha contextualitzat dins el **BLOC III**. Època definida per totes les fonts consultades com a paupèrrima; d'unes duríssimes condicions de vida caracteritzades per una situació global d'autarquia. En aquest context el creixement industrial -gairebé nul amb unes taxes productives de nivells baixíssims- tindrà també una repercussió en el món constructiu. Pràcticament no trobem cap mètode nou. Es veurà, per fonts consultades de calculistes de l'època, que es feien servir promptuaris o mètodes antics que no tindrien, *a posteriori*, molta rellevància.

Serà a partir de la dècada dels 60 quant el país, impulsat per el *Plan de Desarrollo* promulgat pel règim, es vegi amb la necessitat de construir noves indústries, nous equipaments i infraestructures, i per tant es veurà forçat a implementar nous mètodes que, alhora siguin àgils i ràpids; serà l'època dels anomenats **mètodes iteratius** constituents del **BLOC IV**.

Acabant el segle XX i amb l'eclosió de la electrònica i la informàtica la metodologia de càlcul no en podia quedar al marge. Noves eines que faran reformular mètodes, molts d'ells antics, però que per raons de càlcul i per tant d'operativitat no es podien implementar en el seu moment. Aquest problema quedarà perfectament resolt degut a aquestes noves eines a les quals fèiem referència. Entrarem, doncs, a l'època dels **mètodes numèrics**; **BLOC V**.

Aquest estudi és el que tractarem en cada segon apartat del BLOC corresponent; *mètodes de càlcul - mètodes d'anàlisi global*.

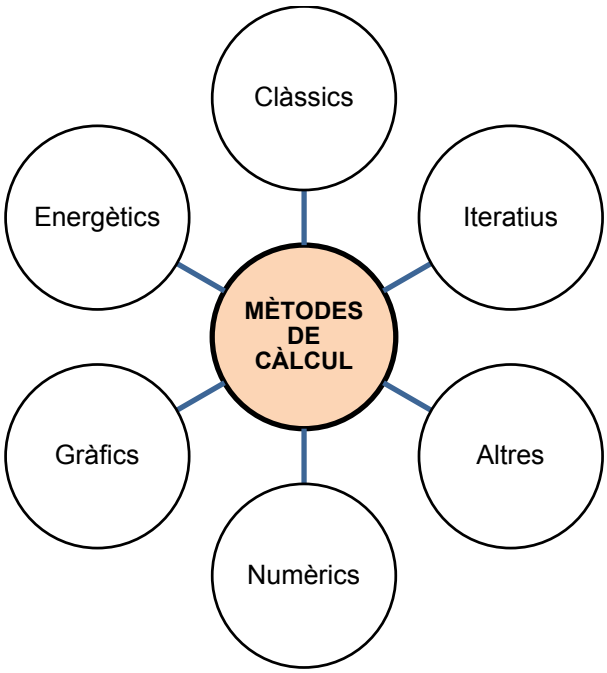
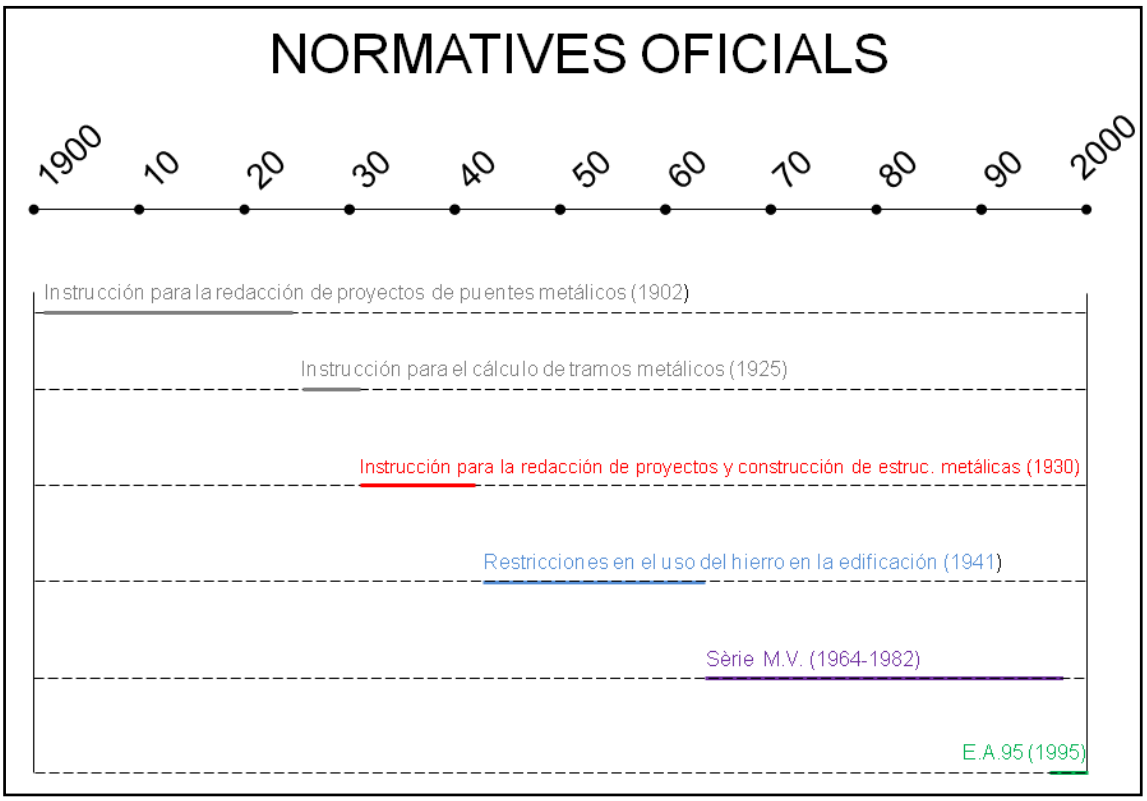


Figura 0.1 Principals mètodes de càlcul del segle XX.

Tot i ser un dels objectius de l'estudi l'anàlisi dels mètodes de càlcul, també s'ha cregut interessant indexar un altre apartat - *mètodes de dimensionament d'unions*. La justificació del mateix ha estat fruit de la consideració, clau en la tipologia metàl·lica, de la unió. Fonamentalment es passarà a estudiar com, en cada un dels períodes, es considerava i es dissenyava la unió. Bàsicament seran **la unió reblonada** a principis de segle, **la unió cargolada**, constitutiva del BLOC II i **la soldadura** al BLOC III. Malgrat, tal i com veurem hi ha hagut períodes de cohabitació, s'ha cregut, fruit de les imatges observades així com de la bibliografia, que la indexació més precisa era l'anterior. S'abordarà bàsicament el càlcul que es plantejava per les mateixes -tot indicant les principals bibliografies fetes servir a l'època.

1900-1929
1930-1938
1939-1958
1959-1982
1983-2000


NORMATIVES OFICIALS
1900
10
20
30
40
50
60
70
80
90
2000
Instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos (1902)
Instrucción para el cálculo de tramos metálicos (1925)
Instrucción para la redacción de proyectos y construcción de estruc. metálicas (1930)
Restricciones en el uso del hierro en la edificación (1941)
Sèrie M.V. (1964-1982)
E.A.95 (1995)

Les normes tècniques d'edificació poden ser perilloses si es prenen com a dogma de fe.[1]

Un cop vistos als apartats previs de cada BLOC tant els mètodes d'anàlisi global com el dimensionament de peces i unions, a més del corresponent context històric, ha semblat que el següent pas -i alhora més lògic- fora l'estudi de la normativa aplicable a les sol·licitacions que prèviament s'han obtingut.

Pot resultar difícil establir a partir de quan es pot parlar de normativa pròpiament dita. El fet és que sovint han existit unes pautes o normes per tal que, la persona dedicada a la construcció, pogués implementar-les amb la finalitat de dur a bon port la obra projectada. Primerament es coneixerien amb el nom de **Tractats**, per després anar evolucionant fins arribar a les normatives tal i com avui en dia les coneixem.

Si el **context històric**, amb tot el que representa, hem vist que influïa en els mètodes de càlcul, també, i de forma potser encara més directa, **influirà en la normativa a aplicar**. El tècnic empra unes pautes normatives, sovint d'obligat compliment a l'hora del càlcul dels seus projectes. Aquestes, però, han d'estar relacionades amb la realitat vigent de l'època en qüestió i per tant no poden ser imperibles. És obvi que la normativa de principis de segle XX, la de la postguerra i la de finals del mateix segle han de ser diferents; conseqüència de l'evolució del país. Llegint una normativa es pot despendre perfectament -s'hauria de poder- la realitat històrica vigent al país en aquell moment; és a dir que una normativa **ha d'estar perfectament contextualitzada sinó possiblement ha quedat obsoleta**.

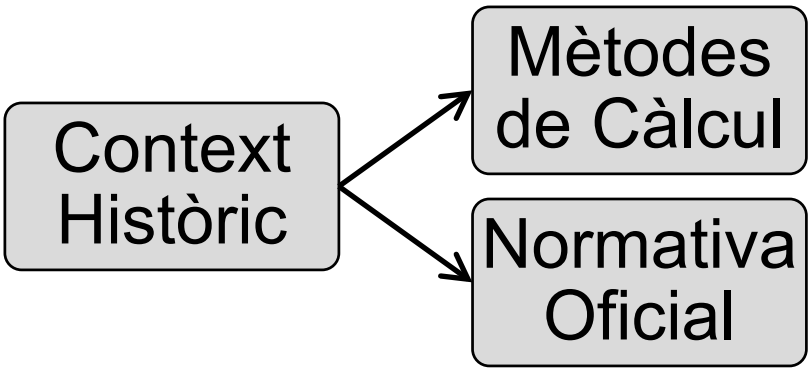


Figura 0.2 Relació Context Històric - Mètodes de Càlcul i Normativa Oficial.

[1] Rafael Casals Bohigas († 2010). Full d'enginyers octubre 2003

Arribats a aquest punt ens podem preguntar com la normativa vigent en cada moment ha influït en la solució adoptada pel tècnic pertinent, i també com el conjunt de tècnics inserits en una realitat històric social concreta han configurat la normativa.

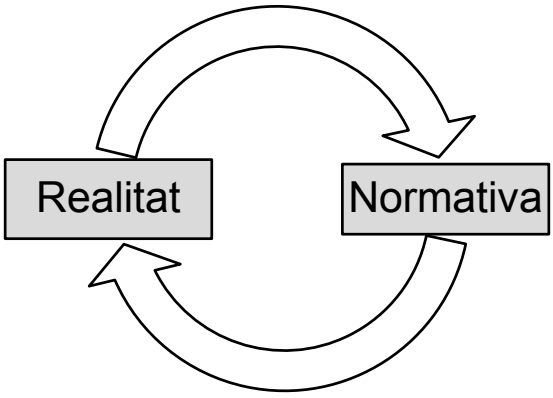


Figura 0.3 Relació entre la Realitat - Normativa.

Caldrà doncs conèixer, prèviament, quina ha estat **la normativa de cada període** per poder respondre a la qüestió formulada.[2]

Tal i com quedarà palés, la normativa és clara a partir de la dècada dels anys 60. Fruit del que abans afirmàvem com a *Desarrollismo*, la institució pertinent promulgarà tot un conjunt de normatives amb les quals el buit que fins llavors existia quedarà solucionat. *A posteriori* aniran sortint modificacions de les mateixes i fins i tot recopilacions -però que poca informació addicional aportaran.

El problema rau a l'inici de la dècada. Sense una normativa més o menys clara que no trobarem fins als anys trenta, les normes fonamentalment seran les del món ferroviari, que com veurem representà un sector en auge. A l'apartat anterior ens fèiem esment de les conseqüències dels luctuosos fets tant de la guerra civil com la postguerra; en aquest apartat, com ja veurem, no ens en podríem quedar al marge ja que es promulgaran unes normatives conformes a les dures realitats que el país estava vivint.

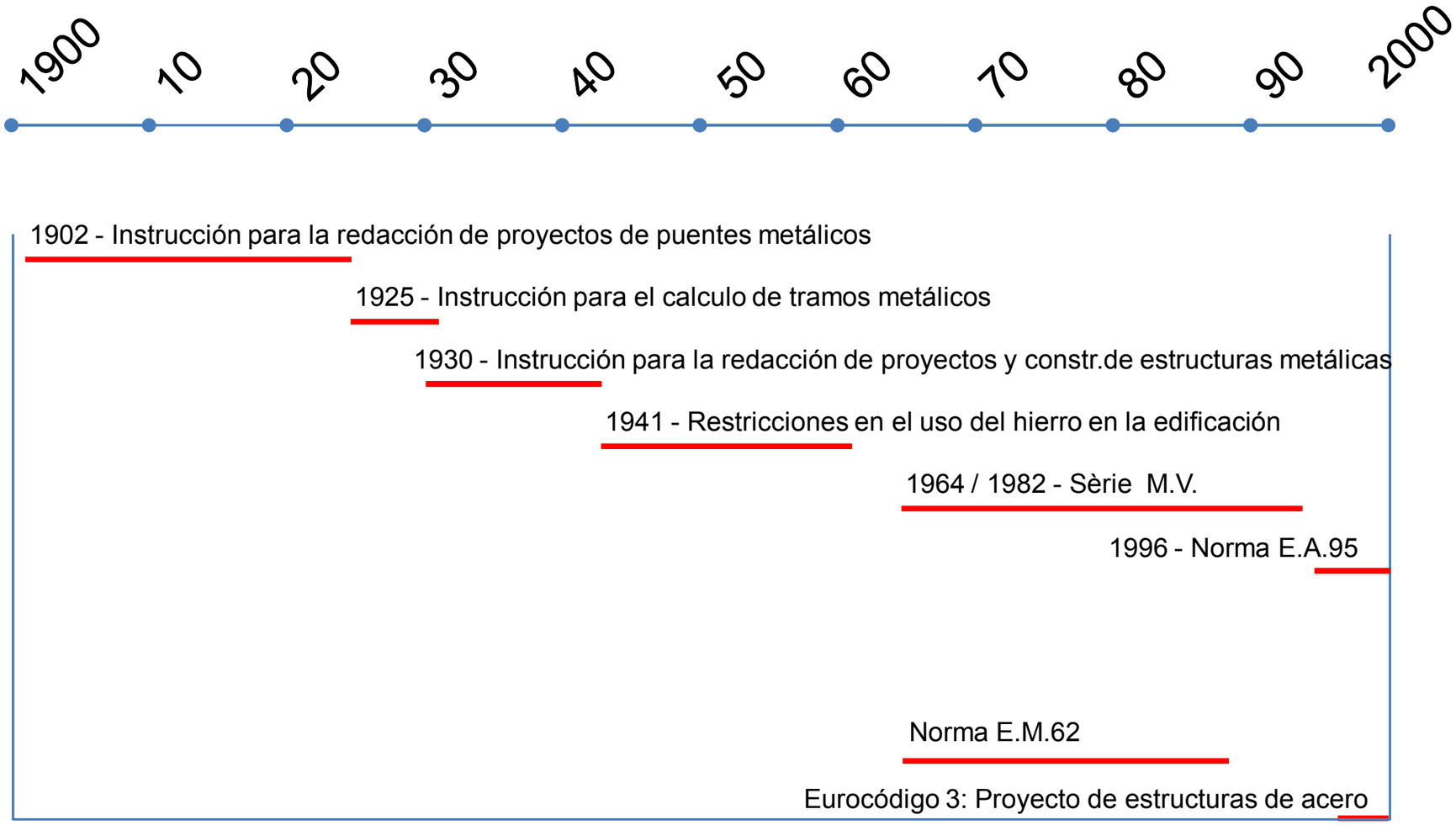
---

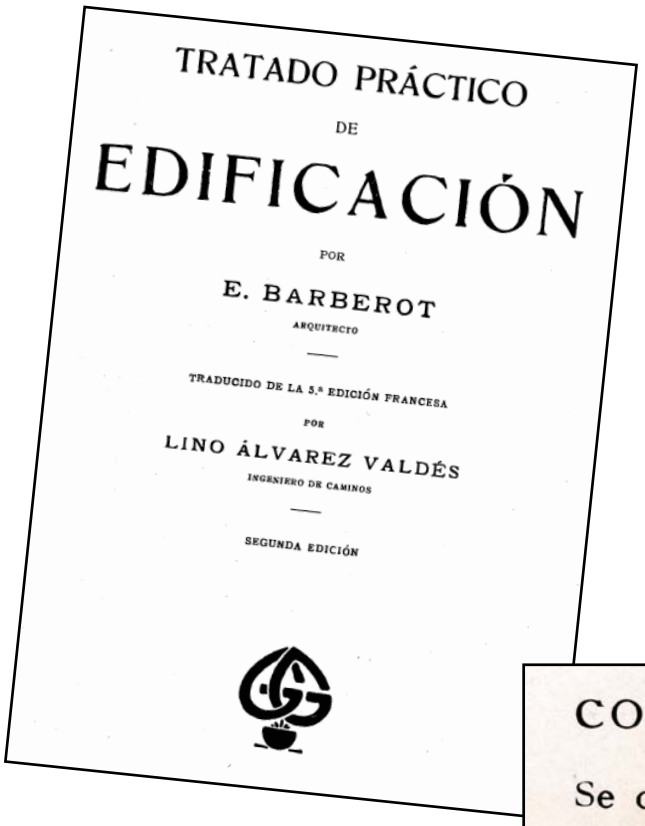
[2] Tal i com es veurà, al llarg de tot aquest treball, la normativa fonamental tractada ha estat la metàl·lica.

Tot i això, en paral·lel, a vegades trobem normes tant o més importants que les oficials i que també han tingut molta transcendència dins el món calculístic tal i com es veurà.

Això, sense oblidar la constant referència que es troba a les normes europees (alemanyes i franceses principalment) especialment a l'inici de segle. Aquest fet es repetirà novament a finals del període, tot i que en un context totalment diferent, quant s'implementin els anomenats **Eurocodis**.

NORMATIVES


1900
10
20
30
40
50
60
70
80
90
2000
1902 - Instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos
1925 - Instrucción para el calculo de tramos metálicos
1930 - Instrucción para la redacción de proyectos y constr.de estructuras metálicas
1941 - Restricciones en el uso del hierro en la edificación
1964 / 1982 - Sèrie M.V.
1996 - Norma E.A.95
Norma E.M.62
Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero



TRATADO PRÁCTICO

DE

EDIFICACIÓN

POR

E. BARBEROT

ARQUITECTO

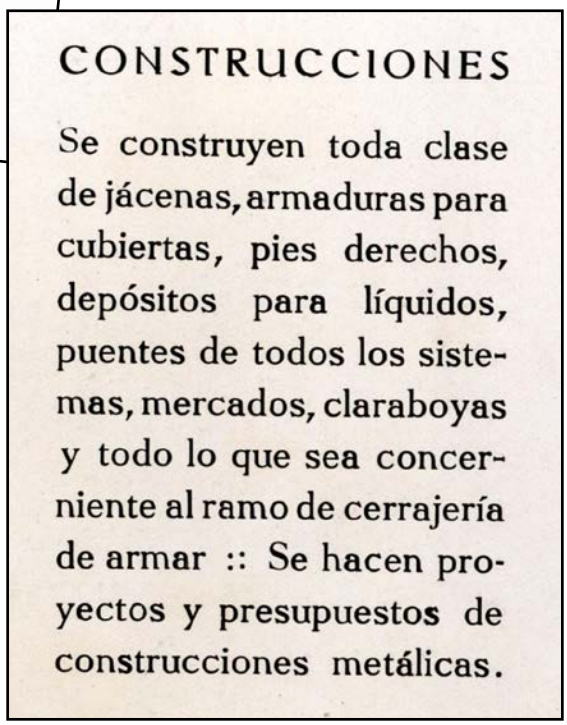
TRADUCIDO DE LA 5.ª EDICIÓN FRANCESA

POR

LINO ÁLVAREZ VALDÉS

INGENIERO DE CAMINOS

SEGUNDA EDICIÓN



CONSTRUCCIONES

Se construyen toda clase de jácenas, armaduras para cubiertas, pies derechos, depósitos para líquidos, puentes de todos los sistemas, mercados, claraboyas y todo lo que sea concerniente al ramo de cerrajería de armar :: Se hacen proyectos y presupuestos de construcciones metálicas.

Tecnologia dels materials

Tecnologia de fabricació i muntatge

Un altre punt que s'ha pres com a objectiu d'estudi conseqüent dels anteriors (mètodes de càlcul i normatives), ha estat el del propi material fèrric. No es tracta d'un estudi metal·lúrgic ni siderúrgic tant del ferro com l'acer però sí que s'ha cregut rellevant incidir-hi en ell mateix.

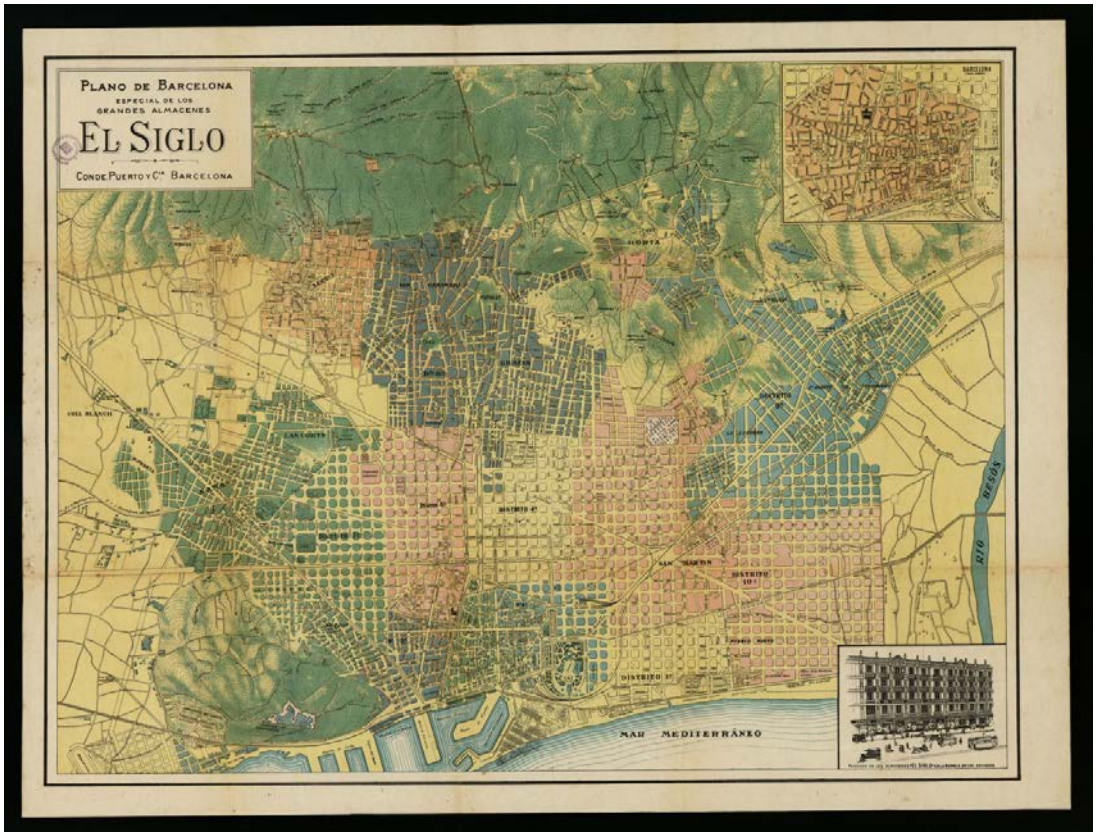
Seguint la consideració d'un estudi fefaent de la realitat que el tècnic de cada època es trobava en aquest apartat s'ha fet l'estudi dels catàlegs i promptuaris que ell es trobava. La raó es pot justificar adduint que en ells s'hi troba multitud de valors i disposicions constructives que ens han ajudat amb escreix a implementar la qüestió plantejada.

Noms de textos com **Altos Hornos de Vizcaya, Torras, Ensidesa**, han ocupat - i ocupen - prestatges de llibreries de calculistes on, a vegades fins i tot clarificant la normativa, han proporcionat dades fonamentals com per exemple quines han estat la sèrie de perfils o les seves característiques geomètriques emprades en una època concreta.

A més, encara que molt breument s'ha fet un estudi dels **processos de fabricació** dels principals sistemes d'unió -cargols i reblons- i un breu estudi de la soldadura, tal i com la bibliografia d'època ens els presentava. Igualment com en el cas anterior remarcar que no és l'objectiu del treball -sempre es referenciarà al lector interessat a la corresponent informació- però sí que s'ha cregut que és un material que, si més no, s'ha de mencionar.

Figura 0.1 Principals mètodes de càlcul del segle XX. 25
Figura 0.2 Relació Context Històric - Mètodes de Càlcul i Normativa Oficial. 27
Figura 0.3 Relació entre la Realitat - Normativa. 28

BLOC I. 1900-1929



Montjuïc dintre meu alça el perfil abrupte
on sempre reconec les meves ombres:
amors vençuts com restes de la torre del guaita,
i anys de la meva vida com bronze de canons
per fondre monuments a generals sinistres.

1900-1929 1930-1938 1939-1958 1959-1982 1983-2000

1.1. CONTEXT HISTÒRIC 5
1.2. MÈTODES DE CÀLCUL 21
1.2.1. Mètodes d'anàlisi global 22
1.2.1.1. Mètodes Clàssics 23
1.2.1.1.1. Tres moments 27
1.2.1.1.2. Equació de l'elàstica i Teoremes de Mohr 33
1.2.1.1.3. Biga aïllada 37
1.2.1.2. Mètodes Energètics 48
1.2.1.2.1. Castigliano 50
1.2.1.2.2. Altres 54
1.2.1.3. Estàtica gràfica 56
1.2.1.3.1. Mètode de Culmann 71
1.2.1.3.2. Mètode de Cremona 73
1.2.1.3.3. Mètode de Ritter 77
1.2.2. Mètodes de dimensionament de peces i unions 81
1.3. NORMATIVA OFICIAL 111
1.3.1. Instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos. 112
1.3.2. Instrucción para el cálculo de tramos metálicos. 128
1.4. TECNOLOGIA INDUSTRIAL 172
1.4.1. Tecnologia dels materials 173
1.4.2. Tecnologia de fabricació i muntatge 211

1900-1929 1930-1938 1939-1958 1959-1982 1983-2000

A. T. V. — 224 - BARCELONA, Calle de Balmes
OLD ENGLAND

Ja es feia veure, a la introducció prèvia, que el segle XX ha estat un període de grans canvis socials alhora que històrics i econòmics. Els seus inicis, fixats en les tres primeres dècades constituents d'aquest BLOC I, foren un període on aquests canvis que es mencionaven s'hi donaren amb una especial rellevància.

El període, que començà amb les conseqüències de la derrota del 98, vindrà marcat per alternances polítiques, això sí, dins el denominador comú de la monarquia d'Alfons XIII (1902-1931).

Un dels canvis més transcendents fou el demogràfic. En tot just trenta anys la població, especialment en algunes zones, augmentà uns nivells no vistos fins llavors. En considerar com a element clau el creixement vegetatiu es té present no només aquest fet en sí sinó tota la seva repercussió social.

Creixement demogràfic (habitants)	**Espanya**	**Catalunya**	**Barcelona**
1900	18.600.000	1.966.000	533.000
1930	23.600.000	2.758.000	953.000

Figura 1.1 Censos de població i habitatges. Font: INE.

El camp no pot absorbir tota aquesta nova població fet que farà que gran part d'ella hagi d'emigrar; bé sigui a l'exterior (Amèrica, Europa), bé dins el propi territori. En el cas concret de Barcelona hi trobem una immigració de la Catalunya rural afegida a les persones vingudes del propi territori espanyol. Això, augmentat pel propi creixement de barcelonins en sí (lleu augment de l'esperança de vida) va conduir a la configuració de la gran ciutat. Aquest fet portà associat canvis urbanístics doncs aquest augment de persones es traduí aviat en unes necessitats de serveis i habitatges que provocaren que la ciutat ràpidament hagués d'intentar donar-hi resposta. A voltes quan això no era possible sorgien fenòmens com foren el barraquisme i el rellogament d'habitatges que varen durar fins ben entrat el segle.

A més en aquest període també trobem una expansió -tant comercial com industrial- de la ciutat, que afegida a les annexions de municipis propers, foren, també, causa de transformacions de la mateixa.

Figura 1.2 Vista de la plaça de Catalunya a la confluència amb el passeig de Gràcia. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. Josep Maria Sagarra.

Un altre aspecte que també influí molt en aquest període fou la utilització de la energia elèctrica com a nova font. Aquesta innovació tecnològica, a part de les conseqüències que tingué en la construcció d'embassaments i transport de la pròpia energia, ajudà notablement al desenvolupament industrial. Apareixien noves indústries a l'hora que es modernitzaven algunes de les existents; tèxtils, químiques, alimentàries, siderometal·lúrgiques, papereres en foren exemples del nou teixit industrial que s'anava formant a Catalunya.

Des del vessant més social destacable també fou en aquest cas la consolidació de dos grups diametralment oposats; la burgesia i el proletariat. Fou fonamentalment a les ciutats on es posaven de manifest els forts contrastos entre ambdós grups: al costat de l'opulència de la burgesia, hi trobem el proletariat, cada vegada més nombrós que viu en unes condicions molt dures. No podem deixar de mencionar tampoc el punt de vista polític, que com dèiem a l'inici fou molt variat i amb períodes de forta agitació social. Començà amb les conseqüències de la derrota de la guerra hispanoamericana; la guerra del 98, per concloure amb la caiguda de Primo de Rivera tot sota el

denominador comú del regnat d'Alfons XIII (1902-1931) com abans es feia notar. Ara bé, destacar així mateix que, com es referia, fou un període amb molta variabilitat política i una forta tensió social; fets com la Setmana Tràgica de Barcelona[1], freqüents vagues, el pistolerisme als carrers en serien uns clars exemples. L'any 1914, Prat de la Riba, constitueix la Mancomunitat de Catalunya que donà impuls a tot un seguit de projectes urbans ja engegats entre els quals podem destacar la urbanització de la muntanya de Montjuic per ubicar-hi l'Exposició Internacional d'Indústries Elèctriques que fou el germen de l'Exposició de l'any 1929 (tot seguit ens hi referirem), però sobretot i degut al desenvolupament del país, la creació d'una xarxa d'infraestructures amb una nova articulació establint una xarxa de comunicacions i per tant un nou replantejament territorial. Metro, ferrocarrils i carreteres seran dos elements essencials.

Figura 1.3 Situació de carreteres i camins de la província de Barcelona. Any 1917. Font: I.C.C.

[1] Setmana Tràgica de Barcelona; 25 de juliol a 2 d'agost de 1909.

Esdeveniments com foren unes relacions socials entre treballadors i empresaris cada vegada més tenses, una creixent recessió econòmica i un fort malestar social, entre d'altres, varen conduir a l'aixecament, al setembre de 1923, del capità general de Catalunya Miguel Primo de Rivera[2] que dugué a terme un cop d'Estat que duraria fins 1930. El període de dictadura és considerat com d'involució política però de gran transformació urbana. Políticament es suprimeix la Mancomunitat i es destitueixen els Ajuntaments. Urbanísticament, però, destaquen la creació de la zona Franca, l'obertura de l'aeroport del Prat, la urbanització de la Plaça Catalunya, l'edificació de les anomenades cases Barates i sobretot la millora de la xarxa viària i de comunicacions d'entre les que destaca la de Metro inaugurada l'any 1924.

Figura 1.4 Acte d'inauguració del metro, desembre del 1924. Font: Arxiu Fot. de Barcelona.

Durant la dictadura de Primo de Rivera també es continuà urbanitzant la muntanya de Montjuïc alhora que estimulant l'ordenació d'aquesta part de la ciutat, amb la plaça d'Espanya com a punt neuràlgic, a més de permetre la construcció del metro transversal i la prolongació de la Gran Via cap al Prat de Llobregat.

---

[2] Miguel Primo de Rivera (1870-1930).

L'exposició Universal (inaugurada el 19 de maig de 1929 pel rei Alfons XIII i pel propi dictador) significaria, a part d'un reconeixement universal per a la ciutat comtal, la transformació urbanística de la muntanya de Montjuic.

Página 12.—Martes 21 de mayo de 1929 LA VANGUARDIA

INFORMACION LOCAL

La Exposición Internacional de Barcelona

Figura 1.5 Inauguració Exp. Internacional de Barcelona. Font: La Vanguardia 21 de maig de 1929.

Tots aquests fets, directament o indirecta, configuraren l'esdevenir de la ciutat i la seva transformació quedà influïda, sens dubte per ells. Malgrat l'abast immens de la informació que el període ha generat, s'intentarà copsar especialment aquells que han tingut una influència més gran en l'abast del nostre estudi. Evidentment tots hi ha influït però n'hi hagueren que destacaren sobre els altres. Serà aquests els que s'han estudiat amb més intensitat tot i justificant el perquè de la seva elecció.

- **La burgesia catalana**

La influent burgesia catalana fou una classe social fonamentalment urbana i que, a conseqüència del creixement de la ciutat i amb la creació de l'Eixample barceloní, fixà allí la seva residència. Fou considerada com *una burgesia partidària de la llibertat moderada, d'una propietat ben definida i defensada i d'un cert progressisme cultural que potenciava llocs de reunió com el Gran Teatre del Liceu*[3].

Barcelona, dèiem, creixia i la vehiculació d'aquest fet es feu (en els ambients burgesos) amb els paràmetres del moment; la influència modernista. Aquest moviment influí notablement la vida civil barcelonina deixant petjada no sols en l'àmbit arquitectònic, sinó en l'artístic i cultural entre d'altres alhora que afectà àmbits tant públics com privats. Així doncs ràpidament es formà el binomi burgesia – modernisme.

[3] http://ense.gencat.es/aulanet/viatge/credit3/05/repro35c.htm

En voler fixar les seves residencies a Barcelona es veieren obligats a cercar habitatges o bé construir-ne de nous; s'establí una fructífera relació entre ells i el món de l'arquitectura.

Figura 1.6 El Passeig de Gràcia. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. Frederic Ballell.

El cas més clar el podem trobar, com prèviament es referia, a l'Eixample barceloní. Gosem dir que és en aquest lloc on es troben gran part de les obres considerades com mestres dins el modernisme; la casa Milà, la casa Batlló, la casa Ametller i la casa Lleó i Morera que constitueixen l'anomenat Quadrat d'Or en serien un bon exemple. Ara bé, no fóra just fer notar que a d'altres parts de la ciutat també hi trobem grans obres emmarcades dins el mateix modernisme; el Palau de la Música, l'Hospital de la Santa Creu i Sant Pau, el Parc Güell i la Sagrada Família en foren d'altres construccions modernistes també influïdes per l'auge de la burgesia catalana.

El cas més explícit fou el d'un jove arquitecte, Antoni Gaudí, que interpel·lant a la gent amb les seves obres començà a rebre encàrrecs de la burgesia per tal de dissenyar-ne i construir-ne de noves. Així doncs, s'anaren esdevenint tot una sèrie de construccions que continuen, avui en dia, marcant un punt de referència a la ciutat comtal. L'exemple, potser més clar, seria el de la casa Milà on el seu propietari, Pere Milà, influït per la construcció que un íntim amic seu, Josep Batlló, havia encarregat al mateix Gaudí -al Passeig de

Gràcia uns anys abans-, li confià el disseny de la seva nova residència al solar que ell posseïa al xamfrà del Passeig de Gràcia i Provença; esdevenint la coneguda Pedrera[4].

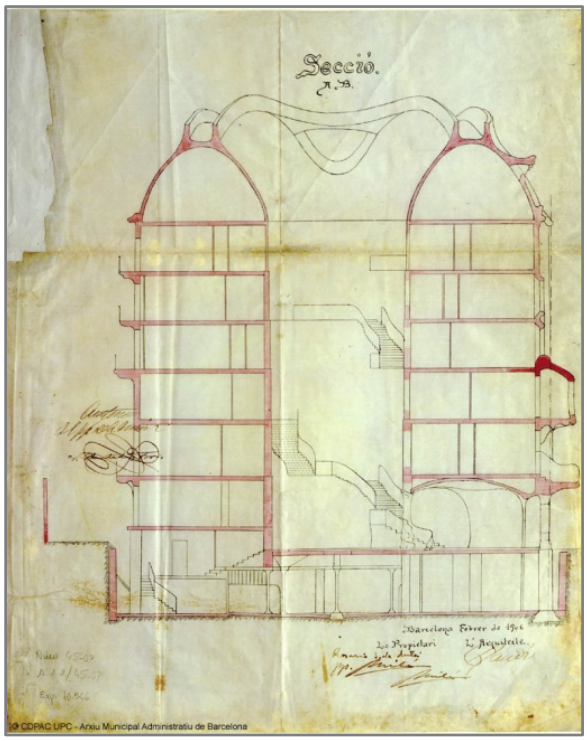


Figura 1.7 Casa Milà. Secció: Planta emplaçament. Barcelona, febrer de 1906. Expedient 10526 EIX. Font: Fons Gaudí- Arxiu Municipal Administratiu de Barcelona.

- **Transformacions urbanístiques**

> Alguien ha dicho: "dichosa la ciudad que puede contemplarse á sí misma"; esto que ya se realiza hoy fácilmente gracias á la urbanización del Tibidabo y de Vallvidrera, va á acrecentarse desde luego con los proyectos, en vías de hecho; de otra nueva urbanización, la de la colina de San Pedro Mártir, en una de cuyas vertientes ha de instalarse por la parte de Esplugas, el parque de Mr. Forestier, el gran urbanizador moderno[5].

L'article precedent, aparegut al diari La Vanguardia i signat pel conegut arquitecte Buenaventura Bassegoda deixa ja explícita la voluntat de creixement

---

[4] http://www.lapedrera.com/ca/home

[5] Font: La Vanguardia 22 de febrer de 1918.

de la capital catalana. A tall de curiositat el mateix rotatiu incideix en dos fets a l'inici i al final de l'apartat titulat *Cosas del día - En derredor de la ciudad* on diferents articulistes opinen de fets que podríem extrapolar als articles d'opinió dels lectors en el periòdics d'avui dia;

> El presente número ha sido sometido á la censura militar.
> La Vanguardia es el único diario de Barcelona que no ha aceptado ni percibe el auxilio concedido por el Gobierno á la prensa con motivo de la carestía de papel.

Serà en aquest context –principis del segle XX- que Barcelona experimentà grans transformacions urbanístiques; l'obertura de la Via Laietana i la urbanització del Tibidabo en foren casos rellevants. Això sense oblidar entre moltes d'altres una de molt significativa, a posteriori per la ciutat -tot i el fracàs inicial-, com fou la construcció d'una urbanització a la part alta de Barcelona que esdevindria el Parc Güell.

Un dels grans projectes a la Barcelona de principis de segle, dèiem, fou l'obertura de la Via Laietana. Varis fets dugueren la llum a aquesta gran obra que creuava el nucli històric de la ciutat.

Figura 1.8 Obertura Via Laietana. Font: Arxiu Fot. de Barcelona. J. Vidal i Ventosa, 1908.

Entre aquests podríem destacar el fet de voler satisfer part de les demandes sorgides dins la influent burgesia d'obertura de la Via a noves xarxes comunicatives alhora que, esponjant el teixit de carrers i carrerons -on hi havia multitud d'habitatges- s'intentava dissuadir possibles aldarulls que esdevinguessin un nou problema social.

Les obres varen ser inaugurades pel rei Alfons XIII i el president Antonio Maura el 10 de març de 1908[6]. La construcció es va dividir en tres trams i intervingueren en ella arquitectes de renom com Lluís Domènech i Montaner i Josep Puig i Cadafalch entre d'altres.

Figura 1.9 Obres del metro a la Via Laietana el 1914. Font: Arxiu Fot. de Barcelona. Frederic Ballell.

Prèviament referíem un altre esdeveniment que també transformaria la fisonomia de la capital catalana. La Societat Anònima del Tibidabo, liderada pel Dr. Andreu[7], va urbanitzar la muntanya on a més d'una àrea residencial i un parc d'atraccions, s'hi construïren un tramvia i un funicular que arribaven al cim.

La citada companyia va engegar diverses actuacions, destacant-hi inicialment l'explanació de part de la finca del Frare Blanc on s'hi ubicaria una urbanització amb abundants construccions i jardins que, novament patrocinats per la influent burgesia catalana i dissenyats per arquitectes de renom del

[6] http://hemeroteca.lavanguardia.com/preview/1908/03/11/pagina-2/33370784/pdf.html
[7] Salvador Andreu i Grau (1841-1928)

moment, varen deixar a la ciutat tot un conjunt d'obres encara avui admirades. Destacar "la Rotonda" (1906), la casa Ignacio Portabella (1905), la casa Ignasi Coll (1918) i la casa Roviralta (1903) (coneguda com el "Frare Blanc" anteriorment citada) entre d'altres.

Figura 1.10 Avinguda del Tibidabo. Any 1907. Font: ICC.

Entre els segons –els jardins- citar principalment els de la Tamarita que foren projectats per Nicolau Maria Rubió i Tudurí amb la col·laboració de Jean Claude Forestier, arquitecte paisatgista francès de renom, fet que confirmà, novament, la influència de la burgesia barcelonina.

Figura 1.11 Avinguda del Tibidabo entre el 1923 i el 1933. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. J. Domínguez.

Per a promocionar la zona alhora que facilitar als barcelonins l'accés a Collserola, es començaren el 16 de juny de 1900 les obres d'un tramvia –el futur tramvia blau- que unirien tot el recorregut, inicialment des del Passeig de Sant Gervasi amb el funicular (definit originàriament pel mateix doctor Andreu com a "estrany ascensor") amb el qual es permetria l'accés al cim del Tibidabo. Tot plegat s'integraria l'octubre de 1901.

Un altre cas rellevant, dèiem, fou el del Parc Güell. Inicialment concebut com una urbanització inspirada en les ciutats jardí angleses, es convertí finalment en parc l'any 1923 ja que el projecte concebut inicialment fracassà en no trobar persones interessades en construir-hi habitatges. De fet de les 60 cases que s'havien de construir només se'n feren dues.

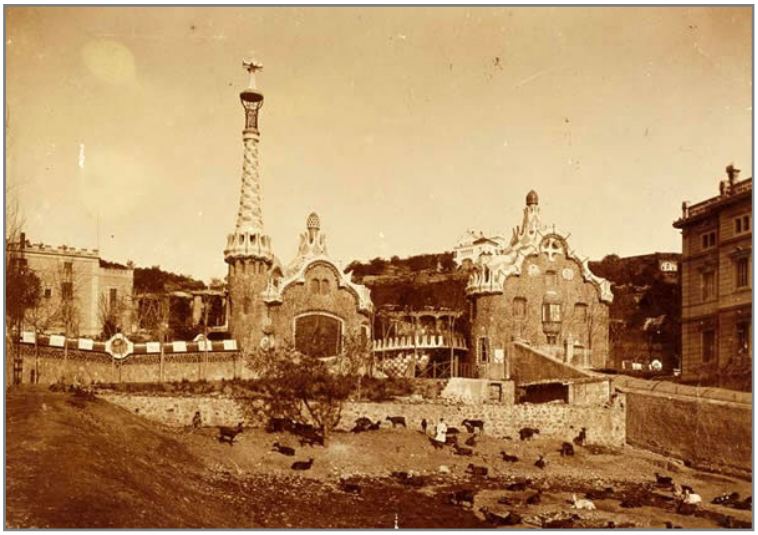


Figura 1.12 Parc Güell. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. Frederic Ballell.

- **Exposició de l'any 1929**

L'exposició Universal, a més de la transcendència social i política que tingué, significà un reconeixement universal per a la ciutat i una transformació urbanística de la muntanya de Montjuic.

> Han sido como era de esperar, dada la febril agitación de los últimos días, jornadas de júbilo, de exaltación ciudadana. Quienes suponían a la gran masa de la población vuelta de espaldas a Montjuich, habrán rectificado sus pesimistas augurios. El internacional certamen atrae hoy las miradas

de todos los barceloneses, porque da la medida de la pujanza de la ciudad, de su fuerza creadora, del esfuerzo gigantesco que en su realización se ha empleado.

Figura 1.13 Montjuïc abans de la reforma. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. Autor desconegut.

Nadie puede ni debe permanecer indiferente. Sería suicida. Hay que asociar a esta magna manifestación industrial, científica y europea, nuestro porvenir, nuestro engrandecimiento futuro, con ansias nunca satisfechas de una mayor perfección y también de una mayor confianza en nuestros destinos.

Figura 1.14 Obres de construcció de l'Exposició Internacional. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona.

> Barcelona es grande. Barcelona, a pesar de sus inquietudes, de sus momentáneas convulsiones y de sus pasajeros extravíos, tiene conciencia de su grandeza, y sabe responder dignamente a los dictados de su deber[8].

L'Exposició deixarà nombroses edificacions i instal·lacions; el Teatre Grec, el Poble Espanyol, el Palau Nacional, l'Estadi Olímpic i el Pavelló alemany –conegut com Pavelló Mies van der Rohe-, entre d'altres que mica en mica s'anaren construint.

Figura 1.15 La nova plaça d'Espanya. Font: Ajuntament de Barcelona.

Finalment, el 19 de maig de 1929 fou inaugurada pel rei Alfons XIII i pel propi Primo de Rivera.

> No de espaldas, de frente, a cara descubierta y con el semblante pletórico de alegría miró el pueblo la ingenie mole del Palacio Nacional. Allí estaba nuestro augusto Soberano. Allí bajo la cúpula enorme, en el salón inmenso, los invitados para escuchar los discursos protocolarios y la palabra del Rey […][9].

---

[8] Font: La Vanguardia 21 de maig de 1929.

[9] Ibídem.

Figura 1.16 Inauguració oficial de l'Exposició Internacional del 1929. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. Pérez de Rozas.

Pressupostat l'esdeveniment en 180 milions de pessetes, i sota la direcció de Puig i Cadafalch, reuní més de 5000 expositors. Tancà el 15 de gener de 1930 deixant però, a part de les celebrades construccions, un gran endeutament per a la ciutat que fonts constaten que duraria força temps.

D'aquesta època, cal destacar també el funicular i el transbordador aeri -al qual més tard referirem- i que representà tota una fita dins el càlcul estructural metàl·lic.

Figura 1.17 Transbordador aeri. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. Gabriel Casas.

Aquests ítems que hem anat citant (la burgesia, les transformacions urbanístiques i l'Exposició de l'any 1929) poden ser considerats com uns elements de canvi de la gran ciutat i que per tant tingueren molta influència en les construccions que es desenvolupaven. Ara bé, ens podem preguntar quines foren aquestes construccions. Se'ns dubte molt diverses, a les ja apuntades noves edificacions burgeses o proletàries i les xarxes viàries afegir dos noves tipologies que, tal i com veurem a posteriori, comencen a prendre forma a la ciutat i en certa manera configurar-la; els mercats i les estacions – que com es detallarà foren, fonamentalment, de tipologia metàl·lica.

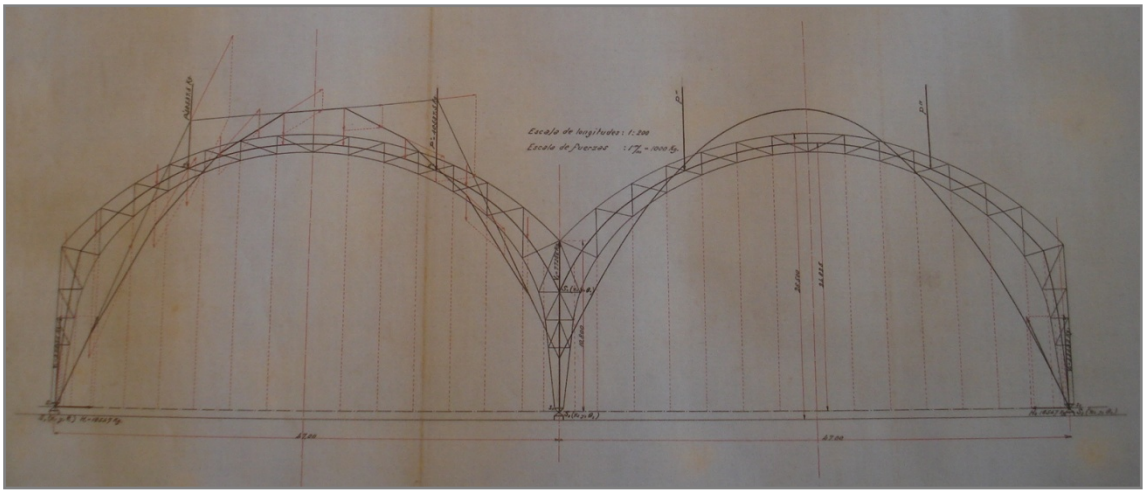


Figura 1.18 Estació de França (1924-1929).

1900-1929	Mètodes clàssics	Tres Moments
		Elàstica i Mohr
		Biga aïllada
	Mètodes energètics	Castigliano
		Altres
	Mètodes gràfics	Culmann
		Cremona
		Ritter

1.2.1. Mètodes d'anàlisi global

La principal dificultat que s'ha trobat en aquest període ha estat la cerca, a voltes infructuosa, de memòries de càlcul o bé d'elements que donessin a entre com havia estat calculada l'estructura o part d'ella. Sovint han desaparegut (tot i que ens podem preguntar si realment havien existit) o bé el pas del temps les ha anades destruint fent d'elles elements gairebé il·legibles. Sigui com sigui, es constata que en aquest període la memòria era un dels elements menys importants i a voltes es feia en un tros de paper que sovint s'extraviava entre el conjunt de plànols i pressupostos de l'obra.

En aquesta època es dóna molta importància a l'arquitectura de les formes i espais per deixar en un llunyà segon (o tercer) terme tot el que es referiria a l'estructura en sí de l'edifici.

Els mètodes que varen servir per calcular l'estructura i que freqüentment s'han trobat reflectits en algun document (explicitant novament la raresa de la seva existència) han estat els que ha continuació es presenten:

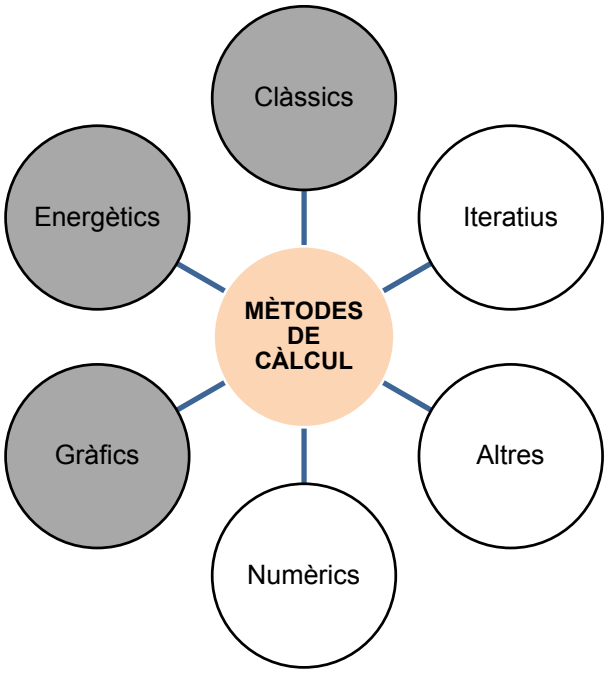
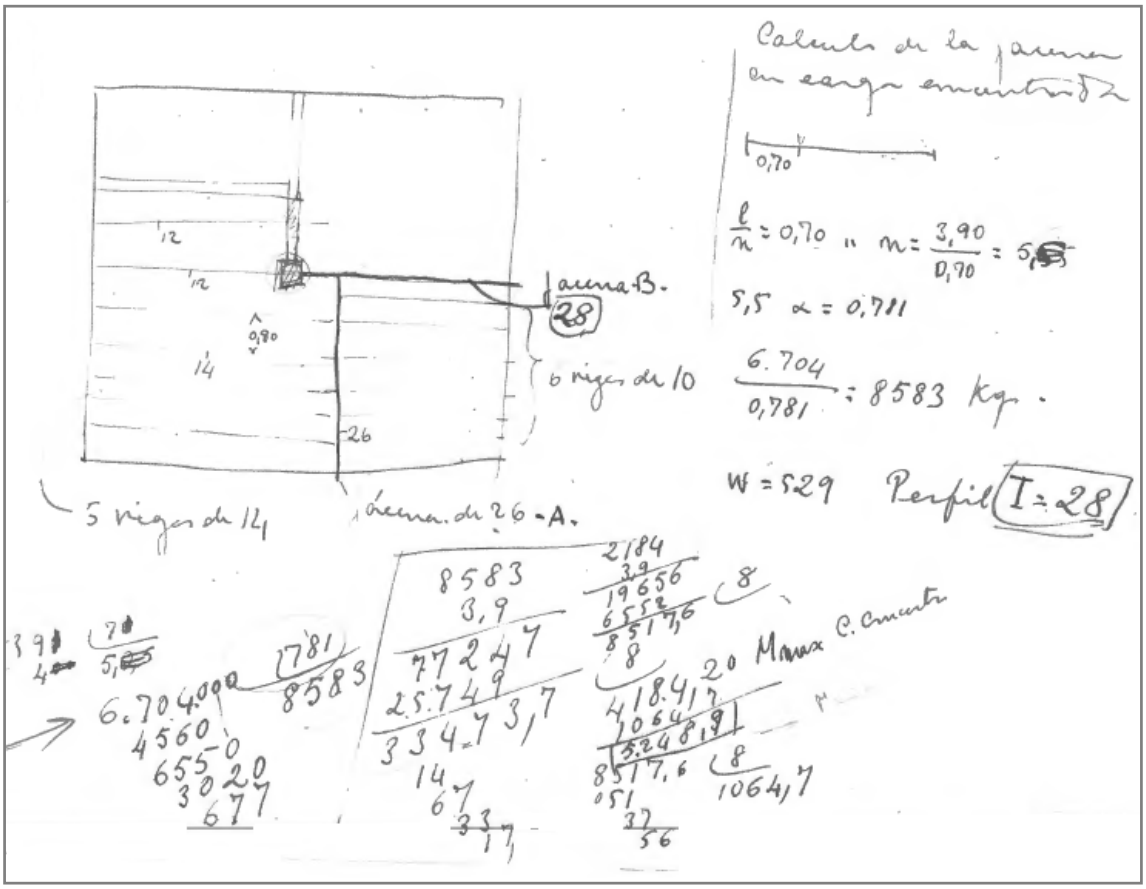


Figura 1.19 Mètodes de Càlcul. Mètodes clàssics, gràfics i energètics.

Aquests foren bàsicament els mètodes clàssics i gràfics amb alguna pinzellada, tal i com es veurà, dels energètics.


Calculo de la jacena en carga encastrada
0,70
l/n = 0,70 ; n = 3,90 / 0,70 = 5,5
5,5 α = 0,781
6.704 / 0,781 = 8583 Kg.
W = 529 Perfil I = 28
jacena B.
28
6 vigas de 10
5 vigas de 12
jacena de 26 - A.
0,80
12
12
14
26
8583
3,9
77247
25749
334733
14
67
33
17
2184
3,9
19656
6552
851716
8
418417
1064
5248,9
8517,6
051
37
56
1064,7
Mmax C. encastre
6.704,000
4560
6550
3020
677
781
8583

Seria difícil fixar quan es comença a desenvolupar la teoria d'estructures pròpiament dita. De fet, el problema estructural ja és estudiat des de l'antiguitat on les tensions de treball es poden considerar baixes i es juga, sobretot, amb una forma estructural adient; és a dir un binomi tensió - geometria on aquesta darrera juga un paper bàsic i fonamental.

Durant segles perviurà una concepció geomètrica de la construcció; el problema, és per tant, un exercici de geometria; *si un edifici funciona; també funcionaria si es construïa al doble de la seva grandària*[10]. Malgrat aquesta praxis és freqüent començar a trobar en textos una idea fonamental; *ars sine scientia nihil est*; és a dir, *la pràctica no és res sense la teoria*.

És en Galileu[11] on es veuen, per primera vegada, plantejaments que van en contra d'aquesta concepció inicial abordant-los amb un esperit crític.

> Abandoneu aquesta opinió que manteniu, que les màquines i estructures compostes d'un mateix material, i tenint exactament les mateixes proporcions entre les seves parts, deuen ser igualment (proporcionalment) disposades a resistir a les forces exteriors i els cops. Perquè pot ser demostrat geomètricament que les més grans són sempre proporcionalment menys resistents que les més petites[12].

És ell qui començarà a plantejar conceptes lligats pròpiament amb la resistència de materials estudiant bàsicament el trencament de bigues així com el comportament d'estructures estàticament determinades o indeterminades; el que més tard coneixerem com a isostàtiques e hiperestàtiques respectivament. Estudià, a més, la influència d'un recolzament central en una biga simplement recolzada així com la seva ruptura, la resistència d'una barra que trenca en forma de mènsula, la resistència d'una biga que trenca sota l'acció del seu propi pes, entre d'altres, tot i arribant a resultats molt satisfactoris i, fins i tot, acceptats, en part, avui en dia.

---

[10] Heyman, Jacques. *Structural Analysis: A Historical approach*. Cambridge: Cambridge University Press 1998.

[11] Galileo Galilei (1564-1642)

[12] Diàlegs

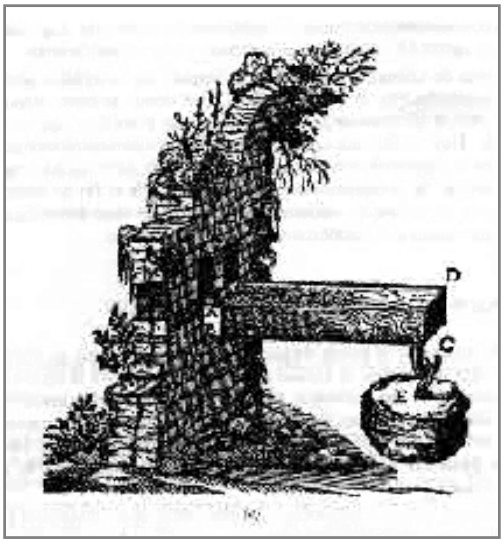


Figura 1.20 La biga en mènsula de Galileu.

A partir de llavors es comencen a formular les relacions entre tensió i deformació degudes en gran part a Robert Hooke[13] així com l'estudi del problema de la flexió on hi trobem Edme Mariotte[14], Jakob Bernouilli[15] i Claude Louis Navier[16] entre d'altres. Ens trobem davant una sèrie de personatges cabdals en la formulació de la resistència de materials i que ja de per si sols constituirien un estudi històric propi -allunyat del present treball.

Malgrat tot, avui en dia es considera acceptat per tothom la publicació del **teorema dels tres moments**, l'any 1857, com el punt de partida de l'anàlisi de la teoria d'estructures ja que permetia abordar **l'estudi de la biga contínua hiperestàtica**.

Posteriorment, va influir molt notablement la figura d'Otto Mohr[17] que amb la formulació dels seus teoremes, també permetria la **resolució del problema hiperestàtic.** Conscientment s'ha escrit la frase en condicional ja que tot i la transcendència i l'anomenada dels potents teoremes, tal i com es veurà, ha

[13] Robert Hooke (1635-1703).

[14] Edme Mariotte (1620-1684).

[15] Jakob Bernouilli (1654-1705).

[16] Claude Louis Navier (1785-1836).

[17] Otto Mohr (1835-1918).

sorprès el seu escàs (per no dir nul) tractament als llibres didàctics que, o bé els ometien o només s'hi referien molt puntualment.

En paral·lel trobem les formulacions isostàtiques, és a dir, aquelles que venen plantejades per problemes on les incògnites són iguals al nombre d'equacions. Aquestes mai presentaren problemes ja que les conegudes equacions de l'estàtica conduïen a un problema perfectament resoluble.

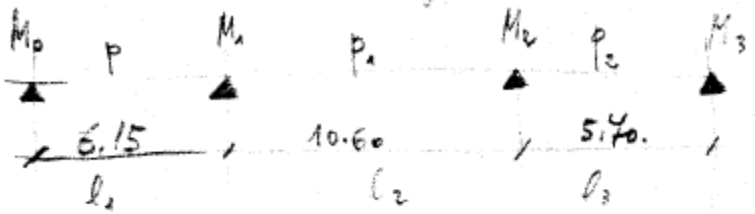
Alberto Castigliano[18]formulà també els principis de l'energia amb aplicacions al càlcul d'estructures elàstiques. Malgrat que Bernouilli i Euler ja havien emprat el concepte de energia de deformació a flexió per tal de resoldre el problema de l'elàstica es considera que és amb l'italià quan comença **l'aplicació energètica al càlcul estructural**.

Aquest mètodes englobats dins l'epígraf de **tradicionals** i **energètics** seran, conjuntament amb els mètodes **gràfics**, els que s'han considerat com a principals dins l'apartat de mètodes de càlcul del període constitutiu d'aquest BLOC I. La seva explicitació en els llibres de càlcul consultats, la seva presència a les revistes tècniques de l'època, així com el seu ús (escàs com es feia notar) a les memòries de càlcul revisades, ha fet que siguin considerats com els més importants i representatius del període.

Cal fer notar però, que van existir també d'altres mètodes, alguns d'ells molt originals, i que puntualment es feien servir amb resultats força satisfactoris. Malgrat això, s'ha pres com a característics els anteriorment citats degut a la seva difusió i al seu ressò molt més gran. Tot i això puntualment seran citats o bé referits en l'apartat bibliogràfic.

[18] Alberto Castigliano (1847-1884).

Colonne



$$2 M_0 l_1 + M_1 l_1 = -\frac{6 p l_1^4}{24 l_1}$$

$$M_0 \cdot l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -\frac{6 p l_1^4}{24 l_1} - \frac{6 p_1 l_2^4}{24 l_2}$$

$$M_1 \cdot l_2 + 2 M_2 (l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -\frac{6 p_1 l_2^4}{24 l_2} - \frac{6 p_2 l_3^4}{24 l_3}$$

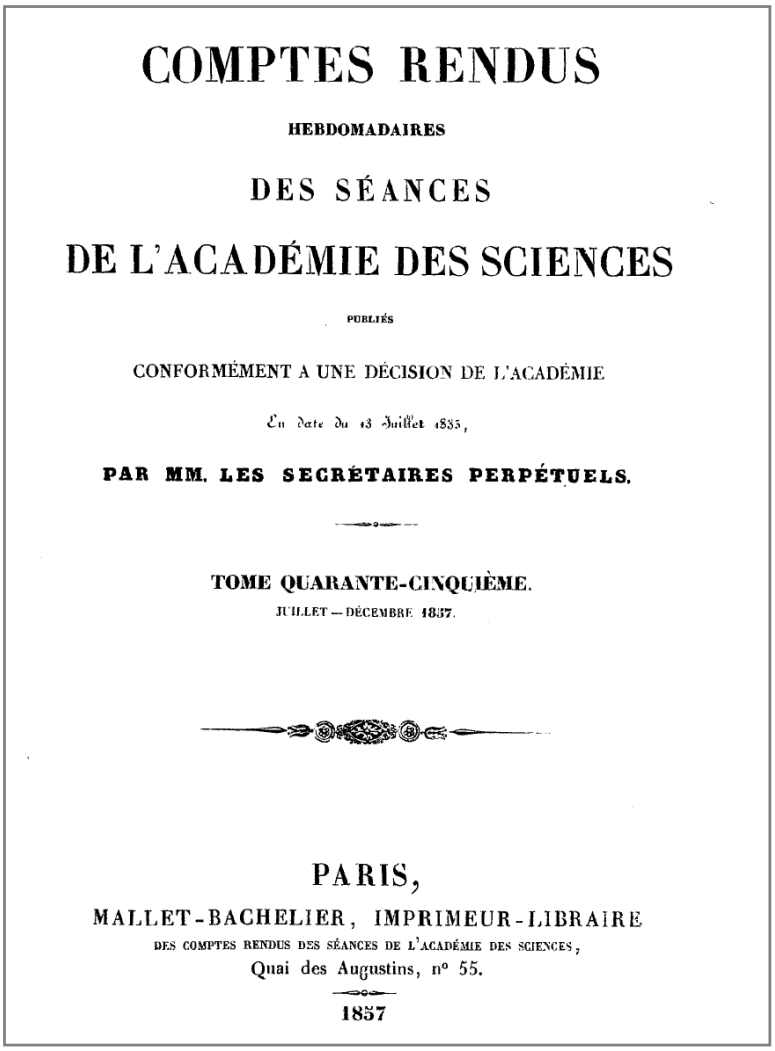
$$M_2 l_3 + 2 M_3 l_3 = -\frac{6 p_2 l_3^4}{24 l_3}$$

$$12.30\, M_0 + 10.60\, M_1 = -\frac{6 \times 6.15^3}{24} p = -\frac{1400}{24} p = -58.5\, p$$

$$6.15\, M_0 + 33.50\, M_1 + 10.60\, M_2 = -58.5 p - 300 p_1 = -358.5\, p$$

$$10.60\, M_1 + 32.60\, M_2 + 5.70\, M_3 = -300\, p_1 - 46\, p_2 = -346\, p$$

Benoit Clapeyron[19] presentà l'any 1857 als *Comptes rendus hebdomadaires des séances de l'Académie des Sciences*[20] l'article *Calcul d'une poutre élastique reposant librement sur des appuis inégalement espacés.*[21]



COMPTES RENDUS

HEBDOMADAIRES

DES SÉANCES

DE L'ACADÉMIE DES SCIENCES

PUBLIÉS

CONFORMÉMENT A UNE DÉCISION DE L'ACADÉMIE

En date du 13 Juillet 1835,

PAR MM. LES SECRÉTAIRES PERPÉTUELS.

TOME QUARANTE-CINQUIÈME.

JUILLET — DÉCEMBRE 1857.

PARIS,

MALLET-BACHELIER, IMPRIMEUR-LIBRAIRE

DES COMPTES RENDUS DES SÉANCES DE L'ACADÉMIE DES SCIENCES,

Quai des Augustins, n° 55.

1857

Figura 1.21 Hebdomadaires des séances de l'Académie des Sciences.

Tot i que a vegades s'atribueix el resultat a Henri Bertot, ja que havia publicat l'any 1855 un article semblant a la mateixa revista, la majoria d'experts coincideixen a atribuir-lo a Clapeyron i anomenar-lo com a *teorema dels tres moments*.

---

[19] Benoit Paul Émile Clapeyron (1799-1864)

[20] Resums setmanals de les sessions de l'Acadèmia de les Ciències.

[21] Càlcul d'una biga elàstica que descansa lliurement en recolzaments desigualment espaiats. L'article sencer es troba a l'Annex 1. *Tome quarante cinquième (juillet – déc.1857); pages 1076-80.*

L'autor justifica l'objectiu del seu treball;

> Dans ce premier Mémoire, dont voici le résume, j'examine d'abord le cas d'une poutre droite posée sur deux appuis à ses extrémités, sa section est constante, elle supporte une charge répartie uniformément; on se donne en outre le moment des forces agissant aux deux extrémités au droit des appuis. On en conclut l'équation de la courbe élastique qu'affecte l'axe de la poutre, les conditions mécaniques auxquelles tous ses points sont soumis, et la partie du poids total supportée par chaque appui[22].
>
> La solution du problème général se trouve ainsi ramène à la détermination des moments des forces tendant à produire la rupture de la poutre au droit de chacun des appuis sur lesquels elle repose. On y parvient en exprimant que les deux courbes élastiques correspondant à deux travées contigües sont tangentes l'une à l'autre sur l'appui intermédiaire, et que les moments y sont égaux[23].

Clapeyron, arribarà a la següent conclusió[24]:

> Soient l_0 et l_1 les ouvertures de deux travées consécutives, soient pour chacune d'elles p_0 et p_1 les charges par mètre courant, soient Q_0, Q_1 et Q_2 les moments correspondants à chacun des trois appuis consécutifs, on aura la relation
>
> $$l_0 Q_0 + 2(l_0 + l_1) Q_1 + l_1 Q_2 = \frac{1}{4}(p_0 l_0^3 + p_1 l_1^3).$$

---

[22] En aquesta primera Memòria, de la qual heus aquí el resum, examino en primer lloc el cas d'una biga recta recolzada sobre dos suports en els seus extrems, la seva secció és constant, suporta una càrrega uniforme; es dóna, a més, el moment de les forces que actuen en els extrems dels suports. Es dedueix l'equació de la corba elàstica que afecta l'eix de la biga, les condicions mecàniques a les que tots els seus punts són sotmesos, i la part del pes total sostinguda per cada suport.

[23] La solució del problema general es redueix així a la determinació dels moments de forces que tendeixen a produir la fractura de la biga en cada un dels suports sobre els quals descansa. Això s'aconsegueix expressant que les dues corbes elàstiques que corresponen a dos trams contigus són tangents l'una a l'altre en el suport intermedi, i que els moments hi són iguals.

[24] Siguin l_0 i l_1, les obertures (llums) de dos trams consecutives, siguin per a cadascuna d'elles p_0 i p_1 les càrregues per metre, siguin Q_0, Q_1 i Q_2 els moments corresponents a cadascun dels tres suports consecutius, es tindrà la relació.

La importància del mètode ja transcendí a les revistes de l'època on aviat es feren ressò de la seva importància; especialment en el món del ferrocarril que com es veurà va ser el que marcà primerament les normatives (metàl·liques) a l'estat espanyol. Ha estat força explícita la informació apareguda a la *Revista Obras Públicas*[25], on s'expliciten els detalls de la reconstrucció del pont a Asnières destruït l'any 1848. El nou pont, a construir, era substancialment diferent a l'anterior i per tant implicà uns nous càlculs que, en principi, diferien bastant dels que s'estaven duent a terme. Serà aquí on entra Clapeyron i el seu teorema.

> Los trabajos de reconstrucción del puente que da paso en Asnières a los caminos de hierro de San Germain, de Argenteuil, de Versailles, de Rouen, del Havre y del Oeste, se han terminado el 22 de diciembre de 1852. La cuestión delicada de la resistencia de esta gran obra, ha sido tratada por *M. Clapeyron, ingeniero en jefe de minas*.

Figura 1.22 Pont d'Asnières

> **Se ha calculado cada viga de este puente, como una pieza continua sostenida sobre seis apoyos y sometida a sobrecargas, cuya posición es variable con relación a las pilas**. Se ha determinado en cada punto el mayor de los momentos de rotura según las diversas posiciones de la sobrecarga y se ha construido una curva cuyas ordenadas representaban el valor de estos momentos, por medio de la cual se ha determinado los espesores del palastro en cada punto del puente.

[25] 1854, 2, tomo I (7): 89-91

Degut a la seva transcendència, el teorema és present a qualsevol llibre de resistència de materials o teoria d'estructures tant de l'època que ens ocupa com fins i tot de l'actual[26].

Presentem la formulada en el llibre *Teoría de las estructuras*, d'ús molt frequent pels tècnics de l'època[27].

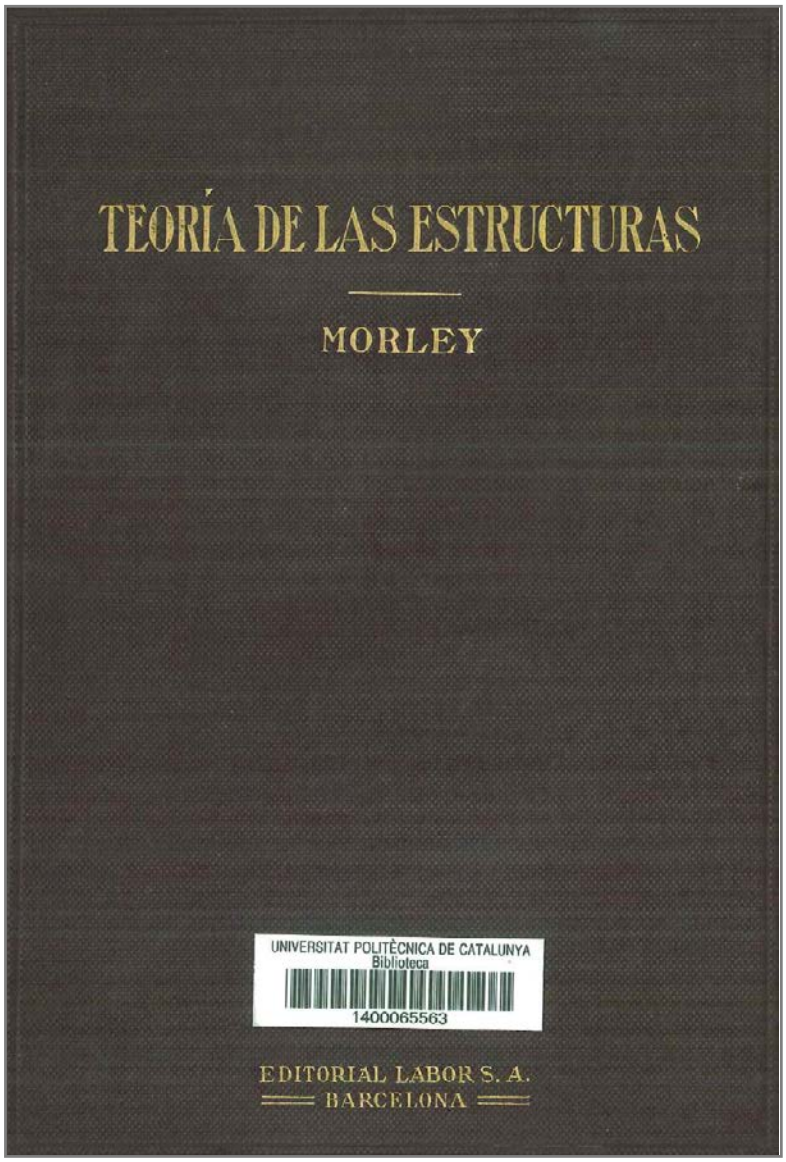


Figura 1.23 Teoría de las estructuras. A. Morley.

[26] Ortiz Berrocal. Resistencia de Materiales. 3ª edición. 2007

[27] Pàgines 297 i 298

Teorema de los tres momentos. — Una viga que descansa sobre más de dos apoyos y cubre más de un tramo, recibe el nombre de viga continua. Ya hemos tratado antes (párrafos 94 y 96) de vigas apoyadas por sus extremos y apuntaladas en un punto intermedio, que constituyen sencillamente casos especiales de vigas continuas.

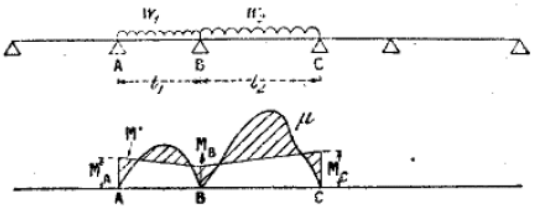


FIG. 161

Para considerar por el momento un caso sencillo de viga continua, supondremos que AB y BC (fig. 161) son dos tramos de una viga continua de longitudes l_1 y l_2, siendo las cargas repartidas uniformemente sobre ellos por unidad de longitud, w_1 y w_2 respectivamente. Como dijimos en el párrafo 101, en cada uno de los tramos, el momento de flexión es la suma algebraica del momento de flexión correspondiente a una viga de igual luz apoyada libremente, y el determinado por los pares de empotramiento en los apoyos, o sea, según la fórmula (8) del párrafo 101,

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} = \mu + M'$$

siendo generalmente M' de signo contrario a μ.

Aplicando esta fórmula primeramente al tramo BC, tomando B como origen y x como positivo hacia la derecha, siendo μ igual a $-\frac{w_2}{2}(l_2x - x^2)$ considerado como negativo por producir concavidad

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{w_2}{2}l_2x + \frac{w_2}{2}x^2 + M_B + (M_C - M_B)\frac{x}{l_2} \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

e integrando

$$EI\frac{dy}{dx} = -\frac{w_2}{4}l_2x^2 + \frac{w_2}{6}x^3 + M_Bx + (M_C - M_B)\frac{x^2}{2l_2} + EI\,.\,i_B \ldots (2)$$

en cuya expresión i_B es el valor de $\frac{dy}{dx}$ en B, donde $x = 0$.

Integrando otra vez y teniendo en cuenta que $y = 0$, para $x = 0$

$$EI\,.\,y = -\frac{w_2l_2}{12}x^3 + \frac{w_2}{24}x^4 + \frac{M_B}{2}x^2 + (M_C - M_B)\frac{x^3}{6l_2} + EI\,.\,i_B\,.\,x + 0 \ldots (3)$$

y como para $x = l_2$, $y = 0$, dividiendo por l_2, tendremos

$$EI\,.\,i_B = \frac{w_2l^3{}_2}{24} - \frac{M_Bl_2}{2} - \frac{(M_C - M_B)l_2}{6}$$

o bien

$$6EI\,.\,i_B = \frac{w_2l^3{}_2}{4} - 2M_Bl_2 - M_Cl_2 \ldots\ldots\ldots\ldots (4)$$

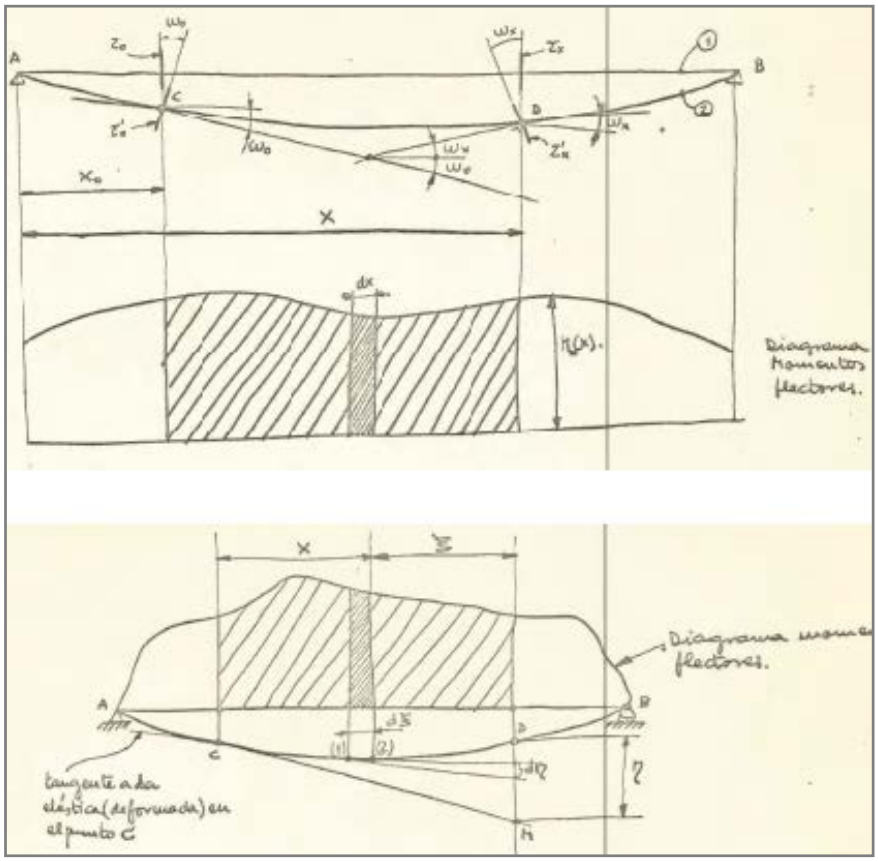
Tomando ahora B como origen y operando en la misma forma con el tramo BA, siendo x positivo hacia la izquierda, obtendremos de un modo análogo (cambiando el signo de i_B)

$$-6EI\,.\,i_B = \frac{w_1l_1{}^3}{4} - 2M_Bl_1 - M_Al_1 \ldots\ldots\ldots\ldots (5)$$

Sumando (4) y (5) resultará

$$M_Al_1 + 2M_B(l_1 + l_2) + M_Cl_2 - {}^1/_4(w_1l_1{}^3 + w_2l_2{}^3) = 0 \ldots\ldots (6)$$

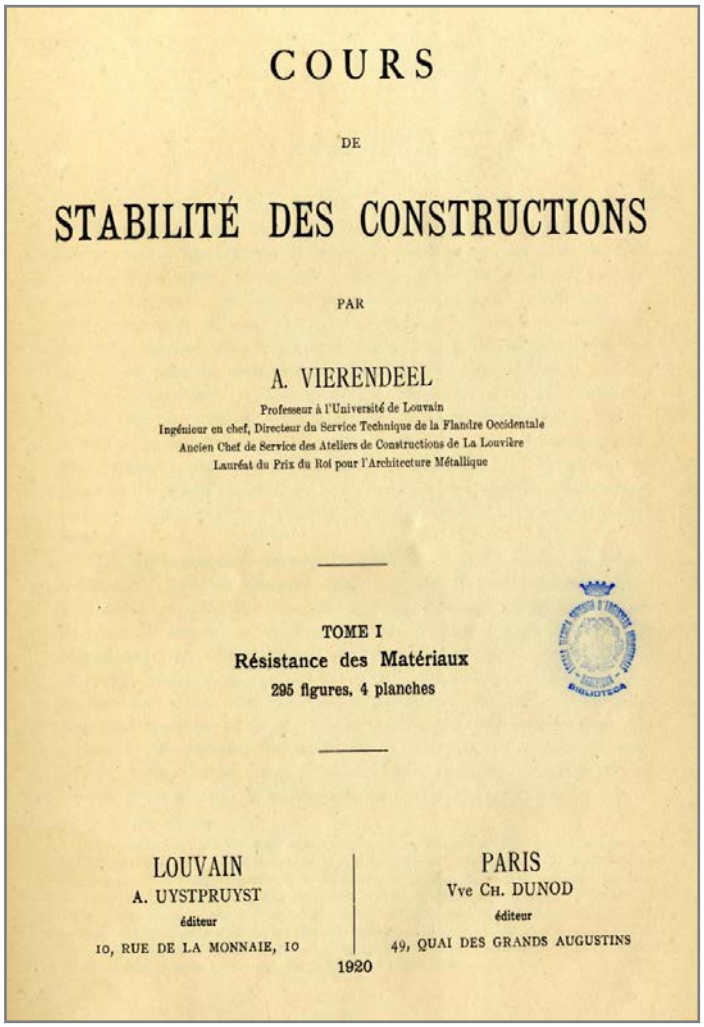
Este es el teorema de Clapeyron, llamado de los tres momentos,



1.2.1.1.2. Equació de l'elàstica i Teoremes de Mohr

Si prèviament definíem el teorema dels tres moments tot i remarcant la seva gran importància, en aquest apartat es fa referència a l'equació de l'elàstica i els teoremes de Mohr. Essent conscient que el seu reflex en les memòries de càlcul ha estat nul, sí que han estat fonamentals pel desenvolupament, a posteriori, d'altres metodologies. Per exemple els teoremes de Mohr són imprescindibles per al desenvolupament del mètode de Cross ja que permeten calcular els moments d'encastament perfecte.

Seguint amb la idea apuntada d'intentar basar-nos el més fefaent possible amb els materials que es feren servir quan es formularen o bé s'explicitaren els diferents mètodes, s'ha cercat en aquest cas la proposada per un llibre clàssic de Resistència de Materials com fou el degut al professor Arthur Vierendeel[28].


COURS

DE

STABILITÉ DES CONSTRUCTIONS

PAR

A. VIERENDEEL

Professeur à l'Université de Louvain
Ingénieur en chef, Directeur du Service Technique de la Flandre Occidentale
Ancien Chef de Service des Ateliers de Constructions de La Louvière
Lauréat du Prix du Roi pour l'Architecture Métallique

TOME I
Résistance des Matériaux
295 figures, 4 planches

LOUVAIN
A. UYSTPRUYST
éditeur
10, RUE DE LA MONNAIE, 10

PARIS
Vve CH. DUNOD
éditeur
49, QUAI DES GRANDS AUGUSTINS

1920

Figura 1.24 Cours de Stabilité des Constructions. A. Vierendeel. Louvain; Paris. Dunod, 1920

[28] Arthur Vierendeel (1852-1940)

El llibre del professor Vierendeel ha estat dels primers on s'ha trobat una definició d'elàstica; *on appelle élastique, la courbe de l'axe neutre AB de la pièce après flexion*.

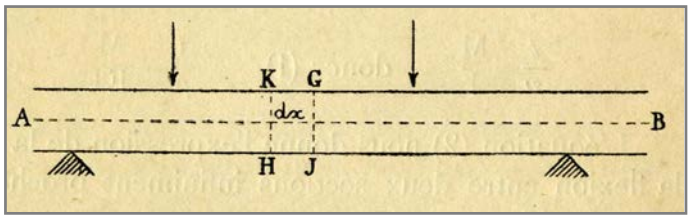


Figura 1.25 Elastique due à M.

I, tal i com ell mateix demostra al seu llibre, s'obté;

Et l'équation différentielle de l'élastique devient donc:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \pm\frac{M}{EI}$$

Val la pena destacar que la importància que se li ha donat al llibre del professor Vierendeel ha estat per un costat la deducció de l'equació de l'elàstica, per si sol ja un motiu d'especial interès, però també perquè a continuació l'autor planteja la resolució de problemes hiperestàtics a mode d'exemple fet que fa pensar en la forma docent emprada en aquesta època a més dels procediments usats per a la seva resolució. Vierendeel afrontà el problema amb les conegudes equacions de l'estàtica, perfectament sabudes al període en qüestió, tot i afegint l'equació de l'elàstica per tal de poder trobar les equacions que li mancaven i així trobar les reaccions i moments que de fet és el que es perseguia.

A l'enginyer alemany Otto Mohr[29], professor del politècnic de Stuttgart i Dresden, devem, entre d'altres moltes coses, el mètode gràfic en dos dimensions per a l'anàlisi de tensions, conegut com a cercle de Mohr, i els teoremes, que porten el seu nom, pel càlcul de bigues hiperestàtiques.

Mohr publicà l'any 1874 *Beitrag zur Theorie der Bogenfachwerkstränger*[30] així com posteriorment entre 1892 i 1893, *Die Berechnung der Fachwerk mit starren Kustenverbindugen*[31] on entre d'altres referències hi trobem formulats els seus teoremes -que tindran una importància fonamental en la Resistència de Materials. Serà a aquests als que exclusivament ens referirem ja que, a part de la transcendència per ells mateixos, han constituït el punt de partença de molts mètodes de càlcul del segle XX com per exemple el mètode de Cross.

Malgrat aquesta dada, ha resultat sorprenent que en els llibres de Resistència o bé en els de Teoria d'Estructures consultats que foren redactats i publicats durant el període que estudiem, no s'hi han recollit. Únicament començaran a estar formulats en els llibres de la dècada dels anys trenta (ben entrada) i sobretot ja a partir dels manuals dels quaranta com més tard ens hi referirem (BLOC IV).

De fet el mateix Vierendeel recull en el seu llibre (tot i parlant de la *historique*) la següent entrada;

> Mohr en 1868 dona le tracé graphique de l'élastique de flexion et la théorie graphique des poutres continues.

L'enginyer Josep Marvá i Mayer publicà *Mecánica aplicada a las construcciones*[32], llibre presentat en tres volums, on hi trobem un breu comentari tot anomenant-lo com el Teorema de Mohr.

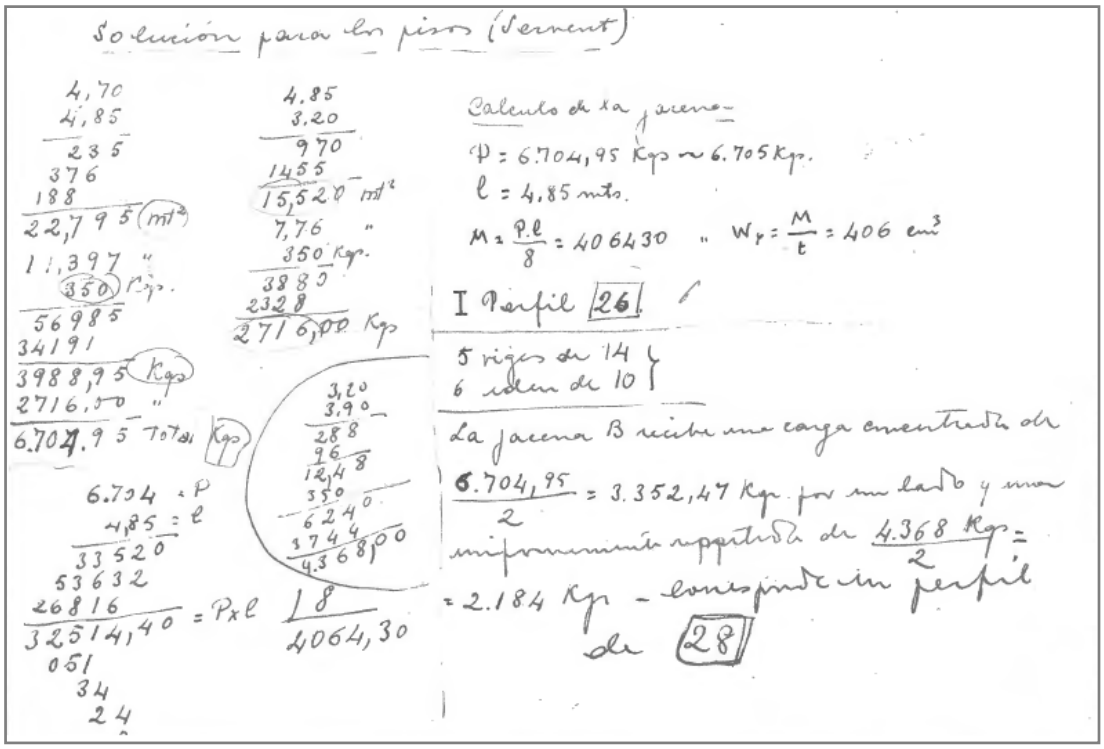
---

[29] Otto Mohr (1835-1918)

[30] Beitrag zur Theorie der Bogenfachwerkstränger. Zeitschrift des architekten und Ingenieur-Vereins zu Hannover, vol.20, col.223

[31] Die Berechnung der Fachwerk mit starren Kustenverbindugen. Der Civilingenieur, vol.38, 577, i vol.39, 67.

[32] *Mecánica aplicada á las construcciones.* Josep Marvá y Mayer. Madrid 1888.



Solución para los pisos (Vernent)

4,70
4,85
235
376
188
22,795 (mt²)
11,397 "
350 Kgs.
56985
34191
3988,95 Kgs
2716,00 "
6.704,95 Total Kgs

6.704 = P
4,85 = l
33520
53632
26816
32514,40 = P×l
051
34
24

4.85
3.20
970
1455
15,520 mt²
7,76 "
350 Kgs.
3880
2328
2716,00 Kgs

3,20
3,90
288
96
1248
350
6240
3744
4.368,00

18
4064,30

Calculo de la jacena

P = 6.704,95 Kgs ~ 6.705 Kgs.
l = 4,85 mts.
M = P.l / 8 = 406430 " Wx = M / t = 406 cm³

I Perfil 26

5 vigas de 14
6 idem de 10

La jacena B recibe una carga concentrada de 6.704,95 / 2 = 3.352,47 Kgs. por un lado y una uniformemente repartida de 4.368 Kgs / 2 = 2.184 Kgs - corresponde un perfil de 28

1.2.1.1.3. Biga aïllada

> La mecánica racional no ha podido aún descubrir el velo misterioso que oculta el fenómeno del empotramiento, y por esto, al tratar de analizarlo, se cae indefectiblemente en la ley de la deformación de la materia, este *refugium peccatorum* que a fuerza de penoso trabajo, en casos muy contados, nos puede sacar de apuros[33].

Arribats a aquest punt s'ha cregut important incloure un apartat dins la metodologia de càlcul on es reflectís tant l'estudi de la biga simplement recolzada com el de la biga encastada. L'explicació es pot donar degut al fet que ha resultat sorprenent veure com en moltes memòries de càlcul, especialment les de primers de segle XX a les quals ara ens referim, el calculista, que generalment era l'arquitecte responsable de l'obra, a l'hora de calcular l'estructura considerava les jàsseres de la mateixa com simplement recolzades o bé encastades; fins i tot en algun cas com una barreja d'ambdós sistemes.

La distinció entre ambdós tipologies es comença ja a plantejar en els diferents tractats tot i especificant-ne les avantatges i inconvenients que presenten tant a nivell constructiu com a nivell de càlcul.

> **El empotramiento**, perfecto o imperfecto, poderoso y fecundo auxiliar de las formas estructurales de leño y de metal, **significa un principio esencialmente moderno de la construcción elástica.**
>
> En ninguna obra de la historia de la arquitectura, aparece tal principio intencionadamente explotado, y en el mismo estudio arquitectonográfico del metal, puede observarse como en sus primeras estructuras, y hasta en muchas de las actuales, preside exclusivamente el **dispositivo de articulación o rótula** que constituye, a evidencia, un principio primitivo, elemental y enteramente opuesto al que llamamos de empotramiento.[34]

Aquesta important consideració apareix recollida al llibre *Filosofía de las estructuras* obra del profesor Félix Cardellach[35].

---

[33] Filosofía de las estructuras. F. Cardellach.

[34] Ibídem.

[35] Fèlix Cardellach i Alivés (1875-1919).

Cardellach, de formació enginyer industrial i arquitecte, catedràtic de perspectiva i d'estereotomia així com professor d'arquitectura industrial a l'escola d'enginyeria, sobresortí per ser alhora un bon docent i coneixedor de la matèria i per tant de les lleis bàsiques de càlcul que llavors es formulaven i aplicaven.

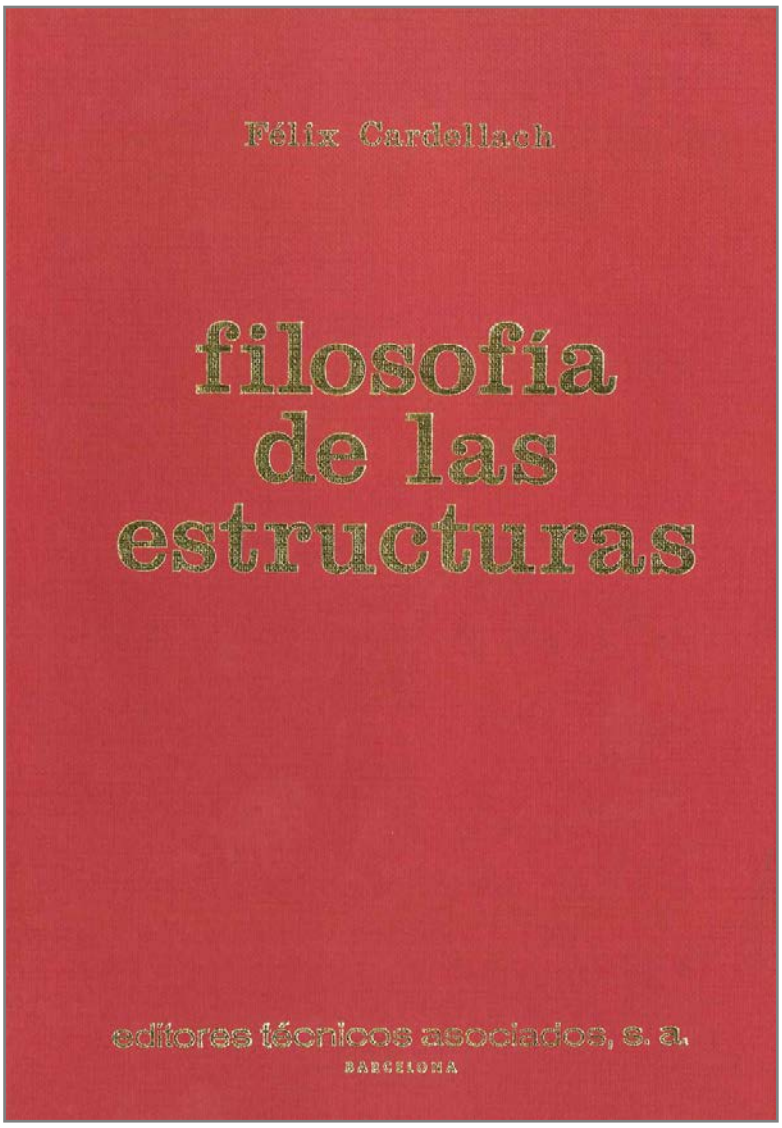


Figura 1.26 Filosofía de las estructuras. Fèlix Cardellach.

Al llibre, hi trobem un extens apartat sota el títol *el empotramiento y la rótula* on, tot i especificant ambdós sistemes per separat, es conclou amb una comparació i un estat de l'art de l'època (principis de segle XX) que tot i no deixant de ser molt curiosa és tot un detall d'intencions i de perspectives apuntades com a futuribles dins del món de les estructures.

Seguint aquesta mateixa pauta s'han presentat ambdós sistemes (articulació i encastament) seguint les indicacions que Cardellach anava formulant al seu llibre. Com a fet curiós caldria destacar que tot i ser un material docent, és a dir que hem de suposar que era el recomanat a classe i per tant l'emprat pels estudiants, **no conté ninguna fórmula** essent exclusivament teòric valent-se només de la lletra -amb abundants exemples això sí- per a l'ensenyament docent de la disciplina estructural.

El perquè s'ha dedicat tot un apartat a la unió articulada i encastada, sota el títol de biga aïllada, es deu al fet que tal i com es deia al principi, tant una tipologia com l'altre són les que han marcat gran part de les cerques trobades dins les memòries de càlcul tal i com s'anirà mostrant.

a) **Unió articulada**.

> En cambio la rótula, dispositivo de articulación, que enlaza los miembros arquitecturales, **permitiendo el libre giro de las secciones de enlace**, viene, digámoslo así, **a quitar la vida en tales secciones a la forma arquitectural**, con lo que perdiendo ésta toda energía en los puntos referidos, no puede ya repeler a la curva potencial de acción externa; es, en fin, incapaz para reaccionar contra dicha línea, y naturalmente, viene ésta a pasar por el eje de la articulación, marcando así al operador con matemática fijeza, uno de los puntos de su trayectoria.

Figura 1.27 Unió articulada. Detall estació de França. Font: Autoria personal.

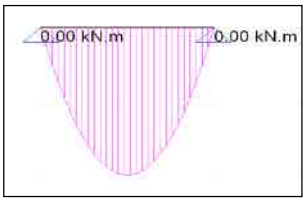
> En llegando a triplicar tal hecho en una misma forma, que da la estructura **completamente isostática, con lo que las sencillas leyes de la mecánica racional nos ofrecen inmediatamente el valor de las reacciones, resultando, ya inocente el problema de la verificación**[36].

El cas més senzill consisteix en considerar la biga com un element estructural simplement recolzat per un costat i articulat en l'altre i amb una càrrega uniformement repartida que equivaldria a l'acció del forjat i de les accions (permanents/variables) considerades en cada cas.

Figura 1.28 Biga simplement recolzada sotmesa a l'acció d'una càrrega uniforme

En tractar-se d'una biga isostàtica es poden aplicar les equacions de l'estàtica $\sum F_{x,y} = 0 \; i \; \sum M_z = 0$, perfectament conegudes i aplicades a l'època.

La llei de moments flectors en un punt x serà:



$$M(x) = -q\frac{x^2}{2} + q\frac{L}{2}x$$

Per simetria es dedueix que el valor del Moment màxim es trobarà en el centre de la biga i prendrà el valor $|M|_{centre} = \frac{1}{8}qL^2$, essent òbviament de valor nul en les unions.

Si la llum de la biga era prou gran com per haver de considerar punts intermedis, tipologia força habitual en la consideració de forjats, es suposaven trams recolzats i per tant passaven a ser perfectament resolubles amb *el teorema dels tres moments* vist prèviament.

---

[36] Filosofía de las estructuras. F. Cardellach

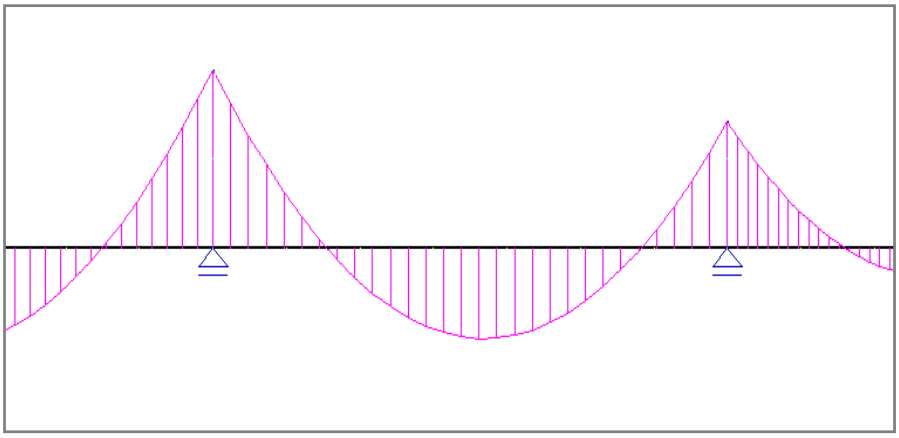


Figura 1.29 Biga contínua. Resolució pel mètode dels tres moments.

Amb tot el vist fins ara, es dedueix que la tipologia articulada quedava perfectament resolta; bé amb les equacions de l'estàtica, bé per aplicació del citat Teorema de Clapeyron.

Tot i això, l'autor (Fèlix Cardellach) declara constantment que **aquesta solució no és la idònia**, i que malgrat el seu ús és habitual -posa l'exemple que a continuació es cita del *Palais des Beaux Arts* i a casa nostra l'Estació de França- és conscient que aquesta tipologia és superable tant des del punt de vista resistent com d'estalvi de material.

Serà el punt de partida per a la introducció teòrica de la unió encastada que a continuació ell mateix presentarà.

> Los cuchillos del *Palais des Beaux Arts*[37], de París (Exposición del año 1889) y, principalmente las gigantescas formas con más de ciento diez metros de luz de la estupenda galería de Máquinas, si hubiesen estado resueltas sin las tres articulaciones, hubiesen indudablemente causado unas impresión sensacional en el público científico, que vio en aquellas formas muertas, solamente impreso, aunque con rudeza inaudita, el factor de magnitud[38].

---

[37] Dutert y Cottancin. Sala de máquinas de la Exposición Universal de 1889. París. (115 m. de luz, 4 m. de altura y 420 m. de longitud).

[38] Filosofía de las estructuras. F. Cardellach

Figura 1.30 Palais des Beaux Arts[39].

b) **Biga biencastada**.

La superioridad inaudita que el **principio de empotramiento** tiene sobre la rotula, consiste, en que por efecto de la sujeción que significa en la sección de la pieza en que está aplicado, modifica, esencialmente la elástica de la forma constructiva, toda vez que aquella sujeción influye en las restantes secciones, **ciñendo sus movimientos y originándose directamente un increíble aumento de resistencia**[40].

Aquest cas consisteix a considerar la biga com un element estructural encastat en ambdós extrems i amb una càrrega uniformement repartida que equivaldria a l'acció del forjat i de les accions (permanents/variables) considerades en cada cas.

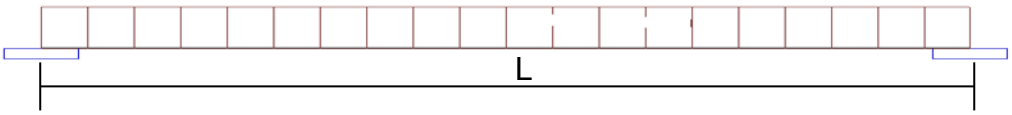


Figura 1.31 Biga biencastada sotmesa a l'acció d'una càrrega uniforme.

[39] *Cuadernos de arquitectura*. Visión retrospectiva de la arquitectura en hierro (p. 16-26). Alexandre Cirici. Any 1945. Núm. 4.

[40] Filosofía de las estructuras. F. Cardellach

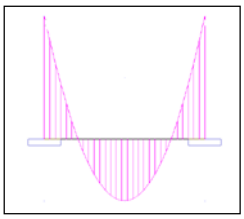
El problema plantejat ara serà totalment diferent de l'anterior ja que, amb les equacions de l'estàtica, no n'hi ha prou per resoldre'l degut a les pròpies condicions d'enllaç que el configuren com a hiperestàtic.

Apareix el gran problema d'aquesta tipologia: **el càlcul.**

> El motivo único de tal explicación debe estar (en referència a la unió encastada), como ya dijimos, en **el fantasma del cálculo**: en términos generales, así que campea el empotramiento en una estructura, se envuelven con el misterio las reacciones de la misma; **las leyes de la Estática retroceden impotentes a falta de medios para descubrir aquellas reacciones**; pasa la estructura a la categoría de las no isostáticas, y quedando desde luego **tenebroso el problema [...]**[41].

Per resoldre la biga hiperestàtica, una de les poques eines de les quals es disposava (no ens referim ara als mètodes gràfics) era l'equació de l'elàstica presentada prèviament.

Si, com en el cas anterior, plantegem la llei de moments flectors en un punt x ens trobarem la següent relació:



$$M(x) = M_1 + q\frac{x^2}{2} - q\frac{L}{2}x$$

Tal i com hem vist a l'apartat anterior, la manera de resoldre el problema era plantejant l'equació de l'elàstica tot i aplicant-hi les condicions de contorn i de màxims;

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \pm\frac{M}{EI} \quad \rightarrow \quad \epsilon\, y = M_1\frac{x^2}{2} - q\frac{x^3 l}{12} + q\frac{x^4}{24} + C_1 x + C_2$$

Sabem que, per $x = 0$ i $x = L$, tindrem $y = 0$ i $\frac{dy}{dx}$=0, alhora que pel punt $x = \frac{L}{2}$ també podrem aplicar la relació $\frac{dy}{dx} = 0$ ja que serà el punt on la distribució serà màxima.

---

[41] Filosofía de las estructuras. F. Cardellach

Un cop fet tot el procés obtindrem el valor del moment en l'encastament i al centre;

$$|M_1| = \frac{1}{12} q l^2 \;\; i \;\; |M_{centre}| = \frac{1}{24} q l^2$$

Observant els valors màxims obtinguts de seguida es percep la idea fonamental de la **supremacia de la unió encastada enfront l'articulada**.

> La ley de la deformación, como también en ocasiones la propia grafostática, nos confirman, sin embargo, **el beneficio que reporta el principio de empotramiento**; así, por ejemplo, en tratándose de piezas rectas empotradas, nos dice claramente como el momento flector en una sección cualquiera, es igual al que tendría la misma pieza igualmente cargada, supuesta sin empotrar, menos una función determinada del momento de empotramiento, **conclusión que comprueba como el empotramiento equivale, al fin, a aligerar la estructura**.

> Este aligeramiento conduce a **dos ventajas grandiosas** que han coadyuvado potentemente a la propulsión de la arquitectura metálica: **la economía de las formas y el aumento de su magnitud**.

> Parecen, pues, **indudables las ventajas del empotramiento**, y, realmente, cuando a la conclusión de orden científico, antes referido, unimos nuestra alta intuición mecánica que nos confirma plenamente cómo **una forma empotrada tiene mayor resistencia que otra de las mismas condiciones supuestas tan sólo apoyada, no nos explicamos como a principio de empotramiento no se le ha dado, aún, más universal aplicación**[42].

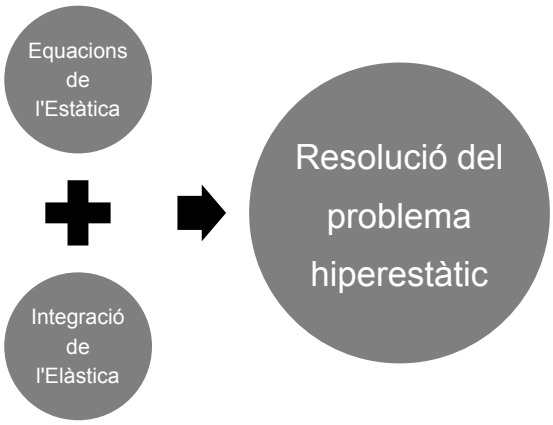
Cardellach, coneixedor dels mètodes vigents, és conscient, per tant, de la superioritat de la unió encastada enfront l'articulada. Tot i això el problema continua present; **com resoldre la tipologia hiperestàtica?** (si més no a nivell general).

---

[42] Filosofía de las estructuras. F. Cardellach

L'autor, pel que es percep dels seus escrits, no és gaire optimista ja que indica *acudir a la Resistencia de materiales para venir a situar aquellas reacciones con grandes penas y en contados casos*[43].

Així doncs es podria deduir que el procediment proposat fóra, plantejar primer les equacions de l'estàtica per, *a posteriori*, resoldre la hiperestaticitat formulant l'equació de l'elàstica.



El mèrit de Fèlix Cardellach ha estat entre d'altres, ja que també se'l coneix per la seva tasca arquitectònica, el de situar com a punt partida l'estudi i formulació de nous mètodes per tal de resoldre aquesta dificultat, amb la qual cosa el càlcul hiperestàtic ja no hauria de tenir tanta problemàtica.

Segons ell mateix, serà responsabilitat del projectista l'ús d'una tipologia o bé de l'altre segons ell cregui convenient:

> Esta es la única expresión de la presencia de **articulaciones** en las estructuras; ellas realmente introducen una **facilitación en el cálculo de su resistencia, pero a costa de su energía, con sacrificio de su luz o en perjuicio de su importe**.
>
> **El empotramiento**, por el contrario significa **ahorro de hierro**, es decir **economía de plata**, y, precisamente por esto, su presencia en las construcciones industriales es **intensamente solicitada**.

[43] Filosofía de las estructuras. F. Cardellach

Clarament Cardellach, com es deia, està obrint el camp a l'estudi, desenvolupament alhora que ensenyament didàctic als centres corresponents, de l'estructura hiperestàtica i que constituirà la base dels nous mètodes de càlcul que en Blocs posteriors s'aniran presentant amb la qual cosa el *fantasma* – alhora que *tenebroso* - problema del càlcul hiperestàtic començarà a ser tractable i resoluble.

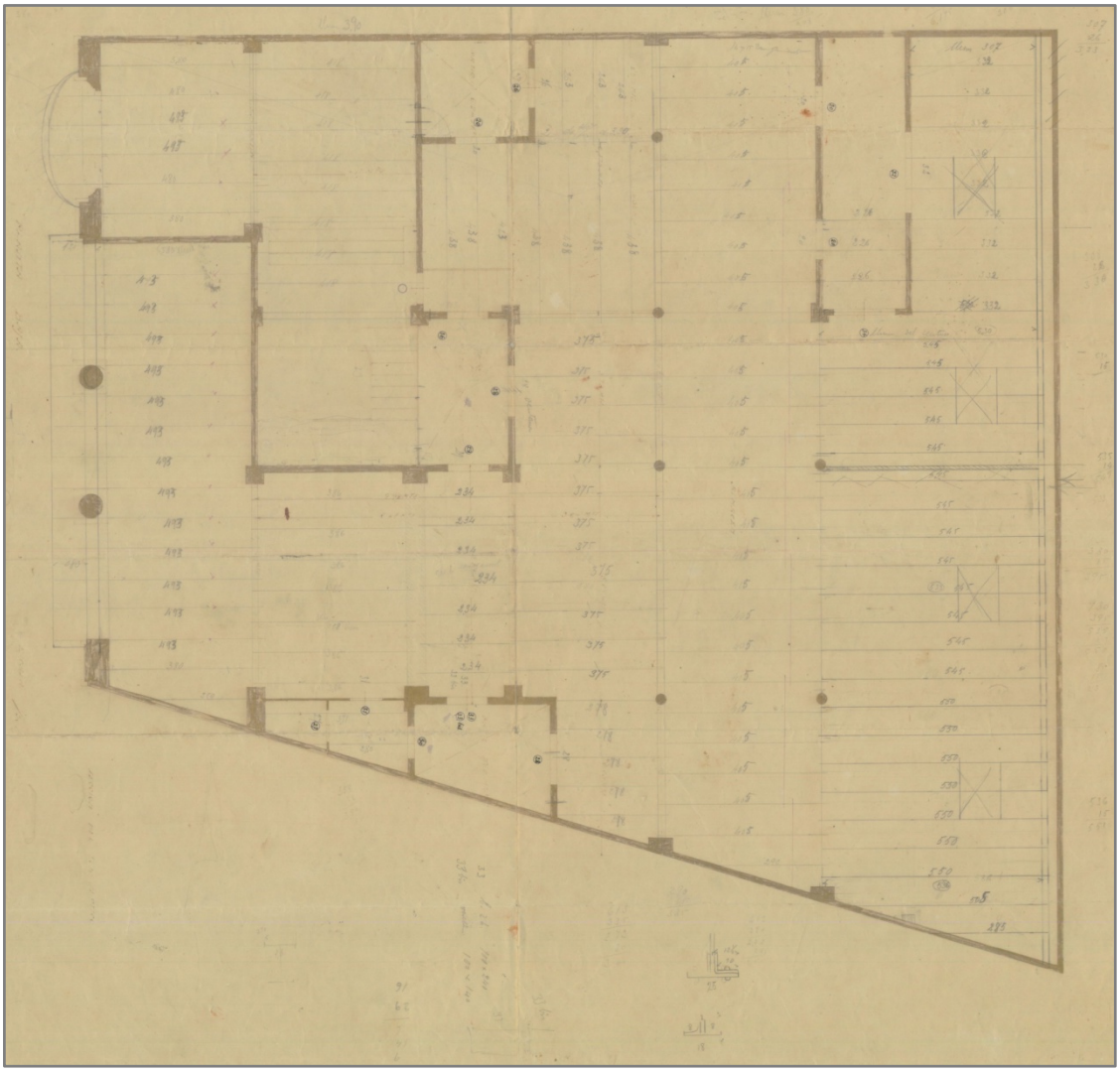
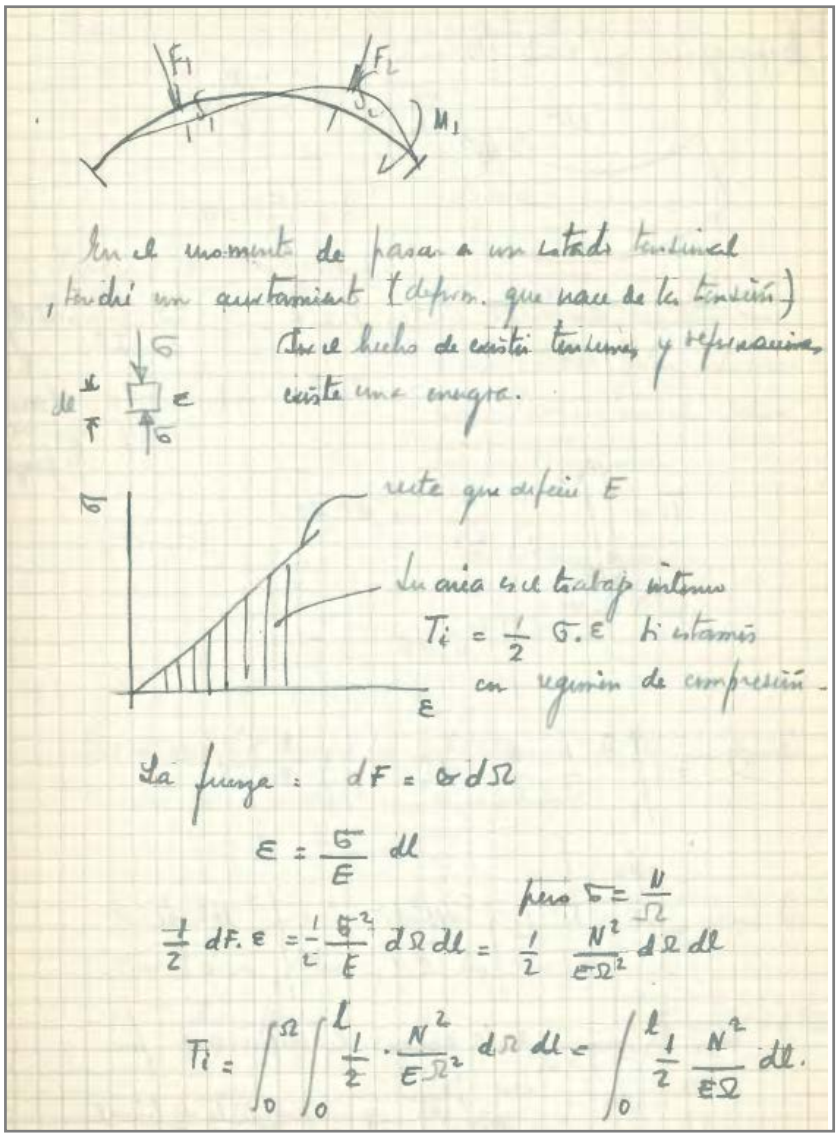


Figura 1.32 Detall planta d'habitatge d'època. Fons C.O.A.C.


F1
F2
M1
En el momento de pasar a un estado tensional, tendrá un acortamiento (deform. que nace de la tensión)
En el hecho de existir tensiones y deformaciones existe una energía.
σ
dl
ε
σ
σ
ε
recta que define E
La área es el trabajo interno
Ti = 1/2 σ.ε hi interesa con signo de compresión.
La fuerza : dF = σ dΩ
ε = σ/E dl
pero σ = N/Ω
1/2 dF.ε = 1/2 σ²/E dΩ dl = 1/2 N²/EΩ² dΩ dl
Ti = ∫0Ω ∫0l 1/2 · N²/EΩ² dΩ dl = ∫0l 1/2 N²/EΩ dl.

Uns mètodes que han tingut força ressò en les bibliografies i materials docents han estat els coneguts com a **mètodes energètics**. Això sí, si la seva importància ha estat gran a nivell teòric, digne és de fer notar que en el cas pràctic ha passat just el contrari. Gairebé nul·la ha estat la seva aplicació en memòries de càlcul quedant el seu ús bé per a l'obtenció de fórmules emprades en la Resistència de materials bé com a càlculs previs estructurals que permetien arribar a les fórmules desitjades.

Fóra difícil dir quan es comença a parlar de mètodes energètics. De fet ja Bernouilli i Euler empraren la idea d'energia de deformació a flexió per a resoldre el problema de la forma de l'elàstica i Maxwell cita *el teorema de la energía de Clapeyron*.

> Sin embargo, fue **Castigliano** (1879) quien dio una formulación completa al empleo de los principios de la energía como método general para encontrar la solución de estructuras elásticas[44].

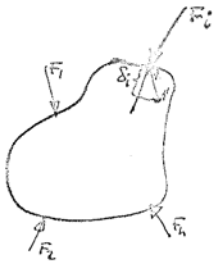
Aquest serà fonamentalment al què ens referirem en parlar de mètodes energètics tot i citant, dins l'apartat *altres*, uns que tingueren un cert ressò teòric però amb una nul·la aplicació pràctica en documents d'època.

---

[44] Heyman, Jacques. *Structural Analysis: A Historical approach*. Cambridge: Cambridge University Press 1998.

6.8 - Teorema de Castigliano.

Sea W el potencial de fuerzas aplicadas a un cuerpo. Este teorema dice que:



$$\frac{\partial W}{\partial F_i} = \delta_i$$

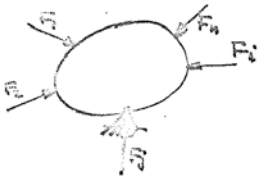
osea que la derivada parcial del potencial con respecto a una de las fuerzas es igual a la proyección sobre la dirección de ésta del corrimiento del punto de aplicación.

También se verifica el teorema inverso al de Castigliano, osea,

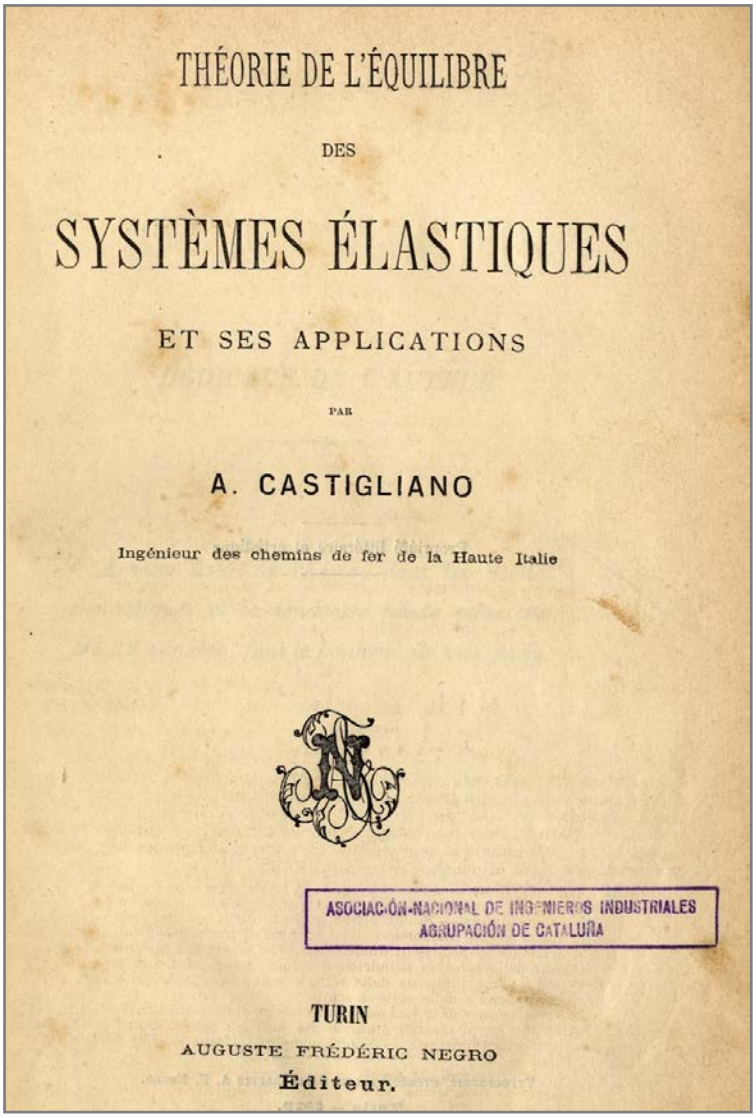
$$\frac{\partial W}{\partial \delta_i} = F_i$$

Si el punto de aplicación de la (pieza) fuerza es fijo (apoyo indeformable), el teorema de Castigliano se transforma en el de Menabrea, en el cual se verifica que:

$$\frac{\partial W}{\partial F_i} = 0$$



Enginyer de formació, l'italià Alberto Castigliano[45], publicà l'any 1879 el llibre *Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques* on fonamenta part del seu treball dins el camp de la resistència de materials. Com prèviament es feia notar, hom pot considerar Castigliano com el primer que donà una formulació completa per a l'ús dels principis energètics aplicats a les estructures elàstiques (1879)[46]. A ell es deu el teorema que porta el seu nom i que ha tingut molta rellevància en els càlculs, especialment en el de les deformacions.


THÉORIE DE L'ÉQUILIBRE

DES

SYSTÈMES ÉLASTIQUES

ET SES APPLICATIONS

PAR

A. CASTIGLIANO

Ingénieur des chemins de fer de la Haute Italie

ASOCIACIÓN NACIONAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES
AGRUPACIÓN DE CATALUÑA

TURIN

AUGUSTE FRÉDÉRIC NEGRO

Éditeur.

Figura 1.33 Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques. A.Castigliano

[45] Alberto Castigliano (1847-1884).

[46] Estudis exhaustius mostren que part del treball es devia a J. H .Cotteril (1865); "*On an extension of the dynamical principle of least action*". London, Edinburgh and Dublin Philosophical Magazine, vol. 29.

Ell mateix introdueix a l'índex de la obra, *Préface,* les motivacions que l'han dut a terme a escriure aquesta obra;

> Cet ouvrage contient la théorie de l'équilibre des systèmes élastiques exposée suivant une méthode nouvelle, fondée sur quelques théorèmes qui son tout à fait nouveaux, ou encore plus connus.
> Comme faisant partie de cette théorie, on y trouvera la théorie mathématique de l'équilibre des corps solides, considérée particulièrement sous le point de vue de la résistance des matériaux.
>
> Nous croyons que le moment est arrive d'introduire dans l'enseignement **cette manière rationnelle de présenter la résistance des matériaux**, en abandonnant ainsi les **méthodes anciennes que l'illustre Lamé** a justement définies comme mi-analytiques et mi-empiriques, ne servant qu'à masquer les abords de la véritable science.[47]

Com es feia notar l'aplicació del teorema, a nivell teòric, ha estat vigent a les Escoles Tècniques i no només a l'època que ens abasta (BLOC I), sinó que al decurs dels anys la seva aplicació ha estat constant tot i comprovant la seva implementació en les actual guies didàctiques de les assignatures de l'àmbit de l'elasticitat i resistència de materials.

Prèviament, a la pàgina introductòria, s'ha mostrat un exemple d'apunts manuscrits, d'autor desconegut, que correspondrien al seguiment de la classe impartida pel professor Antonio Bonnin en base al material del professor Gregorio Ras Oliva dins l'assignatura *Elasticidad y Resistencia de Materiales* impartida a l'E.T.S.E.I.B.

---

[47] Aquest llibre conté la teoria de l'equilibri dels sistemes elàstics exposada seguint un nou mètode, basat en alguns teoremes que són completament nous.

Com a part d'aquesta teoria, ens trobarem amb la teoria matemàtica de l'equilibri dels cossos sòlids, considerada des del punt de vista de la resistència de materials.

Creiem que ha arribat el moment d'introduir a l'ensenyament aquesta manera racional de la presentació de la resistència de materials, abandonant els vells mètodes que Lamé definia amb encert com semi analítics i semi empírics.

Un interessant estudi dels mètodes de l'energia, i en particular el de Castigliano, es deu al referit del professor Heyman. Els seus treballs mostren que Castigliano primer desenvolupa els teoremes per l'estudi dels entramats triangulars per, *a posteriori,* passar a formular-los per a bigues i arcs.

Primerament formula les expressions de la energia interna de deformació W_i en funció de les càrregues aplicades F_p actuant en els diversos nusos. En aquests nusos els desplaçament són r_p.

Implementant-ho a la barra amb les característiques habituals; l, E i A:

$$W_i = \frac{1}{2}\sum F_p r_p = \frac{1}{2}\sum \frac{P^2 l}{AE}$$

Traduint les expressions a notació actual, tot i seguint a Heyman, podem transcriure la següent formulació final (ometen els passos previs)[48].

El primer Teorema de Castigliano parte 1 es:

$$\frac{\partial W_i}{\partial r_p} = F_p$$

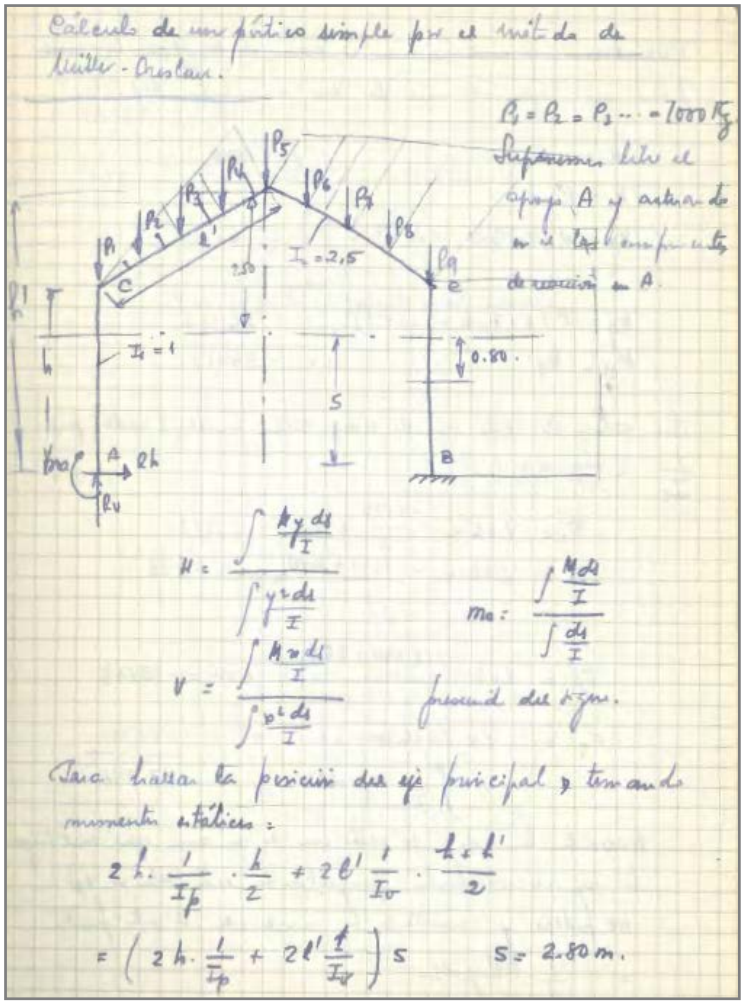
La parte 2 del mismo Teorema es:

$$\frac{\partial W}{\partial F_p} = r_p$$

El segundo Teorema de Castigliano, es el del trabajo mínimo. Si el entramado tiene un cierto número de elementos redundantes (R, S, T,..), entonces el teorema afirma que los valores de las fuerza en estas barras, R, S, T,..., serán tales que la energía de deformación sea un mínimo:

$$\frac{\partial W_i}{\partial R} = \frac{\partial W_i}{\partial S} = \frac{\partial W_i}{\partial T} = \cdots = 0$$

[48] Es segueixen les notes formulades pel professor Heyman, Jacques. *Structural Analysis: A Historical approach*. Cambridge: Cambridge University Press 1998.


Cálculo de un pórtico simple por el método de Müller-Breslau.
P1 = P2 = P3 ... = 1000 Kg
Suponemos libre el apoyo A y actuando en él las componentes de reacción en A.
I2 = 2,5
I1 = 1
0.80.
S
B
A
C
E
Ma
Rh
Rv
H = ∫ My ds/I / ∫ y² ds/I
Ma = ∫ M ds/I / ∫ ds/I
V = ∫ Mx ds/I / ∫ x² ds/I
posición del eje.
Para hallar la posición del eje principal, tomando momentos estáticos:
2h · 1/Ip · h/2 + 2l' 1/Iv · (l + l')/2
= (2h · 1/Ip + 2l' 1/Iv) s
s = 2.80 m.

Dèiem prèviament que Castigliano ha estat el teorema més citat i explicitat bibliogràficament malgrat la seva aplicació directa dins de les memòries de càlcul, que havien de resoldre l'estructura, ha estat mínima per no dir nul·la.

Consultant llibres, tant d'elasticitat com de resistència de materials, s'hi troben una sèrie de noms que també han tingut una influència directa en la pròpia disciplina. Aquest fet s'ha traduït en un conjunt de mètodes o fórmules d'una relativa rellevància. Malgrat això, la seva transcripció a memòries de càlcul, o encara que sigui a simples fulls de càlcul manuscrits com els que fèiem notar, **ha estat completament nul·la**.

Tot i això es creu que és de justícia, si més no, anomenar-los en aquest punt ja que la seva contribució, encara que insistim **teòrica** pel que s'ha pogut constatar, ha estat digne de menció. Per tant es fa ressò de noms com els de Federico Menabrea[49], James Clerk Maxwell[50], Jacques Antoine Bresse[51], Heinrich Müller- Breslau[52] i Enrico Betti[53] entre els més destacats.

[49] Federico Menabrea (1809-1896).

[50] James Clerk Maxwell (1831-1879).

[51] Jacques Antoine Bresse (1882-1883).

[52] Heinrich Müller- Breslau (1851-1925).

[53] Enrico Betti (1823-1892).

Dedican a son estimat professor, aquest exemplar, sos alumnes
J. Pons J. Comas R. Claret J. Valls.

Antoni Gaya -1-

Mecànica aplicada a la construcción.

1400104441

- Estatica Gráfica -

Lección 1ª

Concepto de la Estatica Gráfica.- La estatica gráfica es la ciencia que tiene por objeto resolver por medio de la regla y compàs ó sea gráficamente, los problemas de estática que la analítica resuelve por medio del cálculo.

La estática gràfica nació como ciencia en el año 1885 con la obra del profesor suizo Culmann que resuelve por completo todos los problemas de estática; las obras que siguieron hasta principios de este siglo pretendian resolver todos los problemas de construcción gráficamente, pero modernamente se ha visto que muchas cuestiones se resuelven mejor por los métodos clásicos de la analítica; a consecuencia de esto, la estática gràfica ha perdido gran parte de su importancia.

> **Concepto de Estática Gráfica**. La estática gráfica es la ciencia que tiene por objeto resolver por medios de la regla y compás ó sea gráficamente, los problemas de estática que la analítica resuelve por medio del cálculo.
> La estática gráfica **nació como ciencia en el año 1885** con la obra del profesor suizo Culmann que resuelve por completo todos los problema de estática; la obras que siguieron hasta principios de este siglo pretendían resolver todos los problemas de construcción gráficamente, pero **modernamente se ha visto que muchas cuestiones se resuelven mejor por los métodos clásicos de la analítica**; a consecuencia de esto, la estática gráfica ha perdido gran parte de su importancia[54].

Paral·lelament al càlcul analític, es desenvoluparen nous mètodes basats en operativa gràfica; són els coneguts com **Estàtica Gràfica** o **Grafostàtica**.

Cal fer notar que la pervivència d'aquests mètodes ha estat molt llarga i fora erroni emmarcar-los exclusivament en aquest BLOC I. De fet s'han trobat memòries de càlcul[55] de les dècades dels 60 i 70 on l'estructura ha estat plantejada amb aquests procediments fet que indica un llarg període d'aplicació.

Tot i que a continuació es presentarà material bibliogràfic de l'època més acuradament, s'ha cregut adient començar el desenvolupament del tema amb el pròleg anterior perquè, sintèticament, recollia la idea que es tenia de l'estàtica gràfica i per tant la que es formulava a l'escoles tècniques a principis de segle. Dos idees fonamentals: primer, es permet **la resolució de qualsevol problema plantejat per l'estàtica** i segon que, malgrat tot, **els mètodes analítics superen els gràfics** (tot i que no sempre com veurem els autors ho apreciaran així). Amb aquesta filosofia sortien al món laboral els tècnics de principis de segle formats a les escoles d'enginyeria.

El llibret, en qüestió, ha estat localitzat al fons antic de l'E.T.S.E.I.B., sota la forma d'uns apunts manuscrits amb el títol *Mecánica aplicada a la construcción*[56], que sembla ser eren unes notes que uns alumnes prenien de les classes de mecànica el professor de la qual no s'ha pogut esbrinar.

---

[54] Apunts assignatura *Mecánica aplicada a la construcción*. Autors desconeguts.

[55] **Edifici d'habitatges** (C. Comte Borrell, C. Mallorca). **Dates de l'expedient: 1958-1959** ; **Edifici comercial Firestone Hispania S.A. Dates de l'expedient: 1970**

[56] Citat a la bibliografia.

Tot i això, com es deia, el material editat de l'estàtica gràfica ha estat molt abundant i en multitud d'idiomes fet que afegeix importància al mètode ja que no el localitza en un àmbit o entorn concret. Sí, però, com tot seguit s'indicarà ha estat un mètode que ha pres molta més importància dins el món arquitectònic que dins el propi de l'enginyeria.

> Se denomina Estática Grafica a la parte de la Mecánica que trata del equilibrio de los cuerpos sometidos a la acción de fuerzas que los solicitan. **Hasta hace algunos años se acostumbraba a resolver los problemas relativos a la Estática por vía analítica, pero actualmente se prefiere utilizar los procedimientos gráficos**[57].

MANUALES TÉCNICOS LABOR

62 (082.1) Man

ESTÁTICA GRÁFICA

POR EL

Ing. OTTO HENKEL

Profesor de la Escuela Técnica de Magdeburgo

Con 207 figuras

TRADUCIDO DIRECTAMENTE DEL ALEMÁN

POR

G. ÁLVAREZ UDE

Catedrático de la Facultad de Ciencias de la Universidad de Madrid

BARCELONA - BUENOS AIRES

EDITORIAL LABOR, S. A.

1926

B. 13269

Figura 1.34 Estática Gráfica. Otto Henkel

[57] Otto Henkel, Estática Gráfica, primera edición española. Ed. Labor. Barcelona, 1926.

> El conjunto de estos procedimientos basados en propiedades geométricas, constituye una rama de la Ciencia, que generalmente se designa con el nombre de **Estática Gráfica**, y también a veces, con el de **Grafostática**[58]**.**

La rapidesa i senzillesa dels mètodes gràfics enfront alguns ardus càlculs fruit de l'aplicació de teoremes provinents de la resistència de materials, causà que aquests procediments comencessin a prendre rellevància a finals del segle XIX i sobretot a començaments del segle XX. En aquesta època els càlculs analítics -com els que prèviament hem vist- s'havien de fer manualment o bé amb regla de càlcul, com la mostrada a la figura, cosa que els convertia en feixucs.

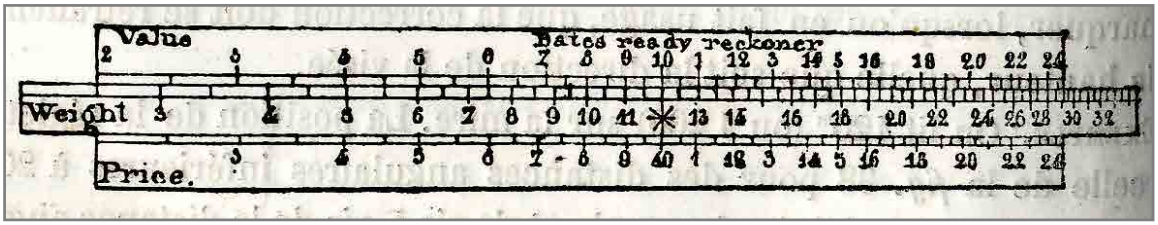


Figura 1.35 Regla de càlcul del segle XIX

Val a dir que **els procediments gràfics no aconseguien l'exactitud dels analítics**, però, la precisió que es demanava als càlculs era sobradament assolida pels primers;

> Los métodos Grafostáticos, **de suma simplicidad,** [...] tienen desde luego el inconveniente de los errores de trazado y de lectura, pero si se tiene en cuenta que para determinar las dimensiones de los hierros que correspondan para resistir a los esfuerzos de la barras, debe calcularse el coeficiente de resistencia y en éste hay un **gran margen de seguridad**, **se comprende que tienen poca importancia los errores de trazado y de lectura**. Con todo será muy conveniente escoger en los dibujos escalas algo grandes y tener cuidado en la construcción del dibujo empleando buenas escuadras. **Los procedimientos Grafostáticos los utilizaremos**

[58] Otto Henkel, Estática Gráfica, primera edición española. Ed. Labor. Barcelona, 1926.

siempre que empleándolos en lugar de los procedimientos analíticos haya un buen ahorro de tiempo[59].

La utilització d'aquest mètode ha estat molt àmplia. Exemples d'això ja els trobem en la determinació del valor d'àrees, moments d'inèrcia, centres de gravetat, radis de gir, etc...; àmbits també de les matemàtiques i de la física.

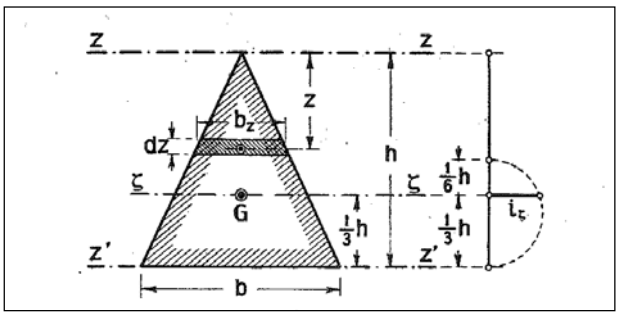


Figura 1.36 Determinació gràfica del radi de gir baricèntric i_ξ d'un triangle[60]

També s'ha emprat per determinar esforços en barres prismàtiques constituents de bigues, elements de pòrtics, encavallades, entre d'altres, d'ús freqüent en el món de l'enginyeria -que és el que ens ocupa principalment. Exemples d'això els trobem en l'abundant bibliografia de l'època.

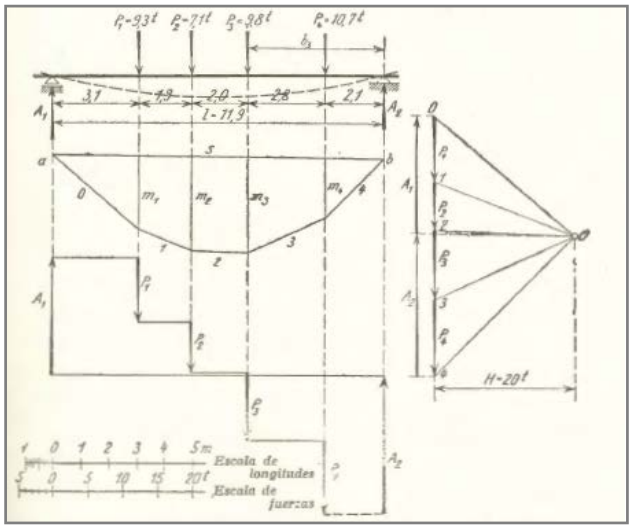


Figura 1.37 Determinació gràfica de les reaccions, moments de flexió i esforços tallants[61].

---

[59] Ramon Pons y Bas, Antonio Torrella, *Mecánica Aplicada*, Barcelona 1918.

[60] Segons Humberto Meoli, *Estática Gráfica*, Buenos Aires, 1943.

[61] Rudolf Saliger, *Estática Aplicada*, tercera edición. Ed. Labor. Barcelona 1951.

Malgrat tot, on els mètodes gràfics han destacat principalment ha estat en el món arquitectònic. Generalitzar una afirmació pot esdevenir perillós però es gosaria afirmar que, *bàsicament*, la bibliografia consultada **d'àmbit d'enginyeria prioritzava els mètodes analítics** on *muchas cuestiones se resuelven mejor por los métodos clásicos de la analítica*, en canvi en **ambients arquitectònics abundaven més els mètodes gràfics**[62].

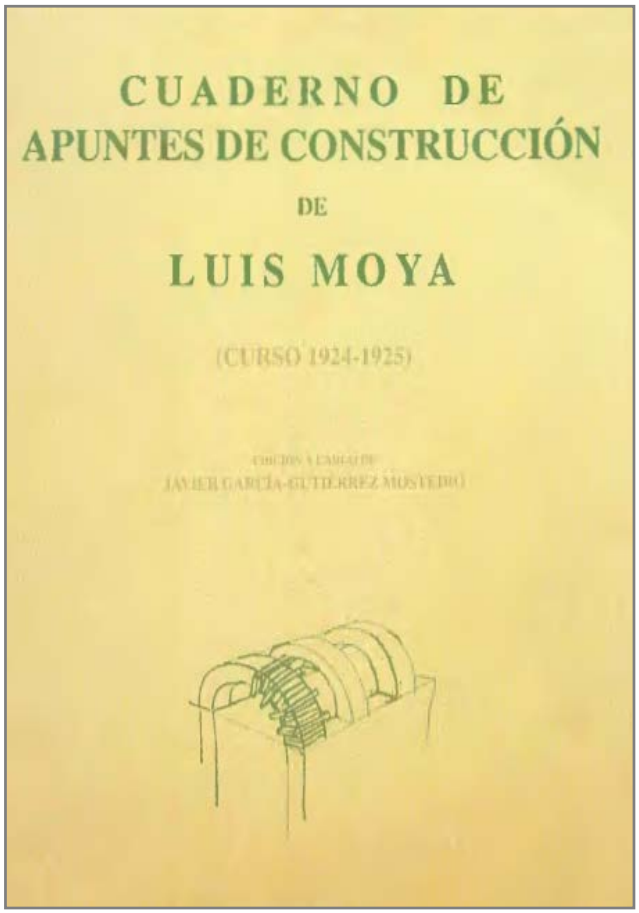


Figura 1.38 Apunts de construcció (1924-1925). Luís Moya.

Un exemple d'això el trobem en el càlcul i comprovació d'arcs i voltes tal i com constaten uns apunts, en format facsímil, de l'assignatura de construcció impartida durant el curs 1924-1925 i recollits per en *Luís Moya*[63], futur catedràtic, durant la seva època d'estudiant. Han estat localitzats a la biblioteca de l' E.T.S.A.B. (Escola Tècnica Superior d'Arquitectura de Barcelona).

[62] Destacar especialment el polígon funicular

[63] Luis Moya Blanco (1904-1990)

L'ús arquitectònic d'aquests elements feu, per tant, que el seu estudi fos indispensable en les escoles d'arquitectura fet que provocà una valuosíssima bibliografia docent de la matèria. Aquesta fou ràpidament difosa des de la segona meitat del segle XIX fins a la segona dècada del segle XX per part del seus professors. Aquest material, segons s'ha pogut localitzar[64], era fonamentalment el que segueix.

Tractats de geometria i estereotomia[65]

- Tractat de A. F. Frezier, 1754
- Tractat de G. Monge, 1803
- Apunts i lamines de Josep Casademunt, 1850
- Tractats de T. Olivier, 1845 i 1852
- Tractat de C. F. Leroy, 1855
- Tractat de A. J. Adhemar, 1858
- Exercicis de geometria descriptiva de Macari Planella, 1859-1860
- Tractat de J. de la Goumerie, 1860
- Exercicis de geometria de Leandre Albareda, 1865-1871
- Exercicis de geometria descriptiva d'August Font, 1865-1866
- Tractat d'Antoni Rovira i Rabassa, 1897
- Tractat d'Antonio Elizalde, 1912

Tractats de mecànica i construcció[66]

- Programa de mecànica racional de Llorenç Presas, 1847
- Arcs i voltes segons John Millington, 1848
- Apunts de construcció de Macari Planella, 1860
- Estàtica gràfica de Hermann Scheffler, 1864
- Apunts de mecànica de Joaquim Bassegoda, 1873-1874
- Apunts de construcció de Leandre Albareda,1873-1874,

---

[64] Tesi Doctoral; *Geometria i mecànica en els models de Gaudí*, Jaume Serrallonga.

[65] Gran part d'aquesta bibliografia es troba al fons antic de l' E.T.S.A.B.

[66] Gran part d'aquesta bibliografia es troba al fons antic de l' E.T.S.A.B. i de l' E.T.S.E.I.B.

- L'estàtica gràfica de Karl Culmann, 1880
- Arcs i voltes segons Müller-Breslau, 1886
- Arcs i voltes segons Josep Marvà, 1888
- Apunts de construcció de Jaume Bayó, 1897-98
- Apunts de resistència de materials, C.O.A.C.[67], 1910
- Arcs i voltes segons Domènec Sugranyes, 1925

Cal remarcar que fins i tot, com es pot veure, en matèries com **mecànica i construcció** l'estàtica gràfica hi era present fet que indica la importància que se li donava a aquesta disciplina.

> Allí (referint-se al llibre d'en Jaume Bayó Font) expresa que antes de contar con medios que permitieran el cálculo riguroso de las estructuras elásticas hiperestáticas, el cálculo de la estabilidad de arcos se basaba en una teoría que denominaba "vieja teoría", que se desarrollaba gráficamente.
>
> **Bayó recomendaba el uso previo de un método gráfico para efectuar un tanteo que asegurase la estabilidad del perfil estudiado, antes del cálculo definitivo**[68].

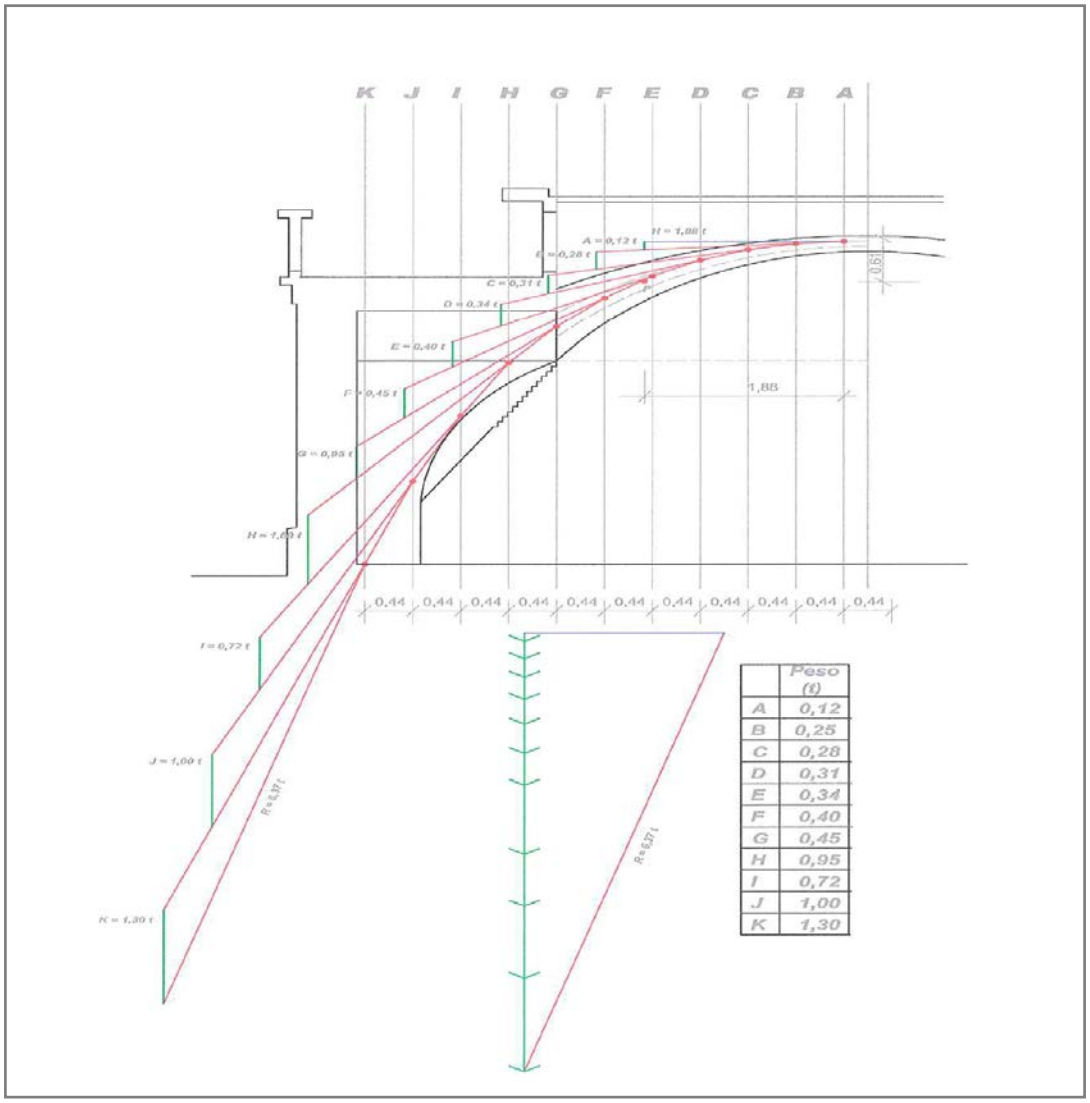
A continuació es presenta l'esquema estructural i anàlisi d'esforços d'un arc de les cavallerisses de la finca Güell. Malgrat estar implementat amb les tècniques gràfiques actuals, el treball refereix *fefaent* els mètodes clàssics als quals ens estem referint[69]. Encara que el present estudi no aprofundeix en aquest tipus de solucions arquitectòniques s'ha cregut convenient mostrar-lo tot i fent èmfasi que el càlcul no fou fet pels mètodes analítics de l'època -que haurien permès la resolució del problema -sinó que ho fou per mètodes grafostàtics.

---

[67] Col·legi Oficial d'Arquitectes de Barcelona.

[68] Tesi Doctoral; *Los conceptos estructurales de Gaudí*, Bibiana Sciortino. Departament Estructures a l'Arquitectura. Direcció Dr. Javier López-Rey Laurens. Pàgs. 74-75

[69] Ibídem.



	Peso (t)
A	0,12
B	0,25
C	0,28
D	0,31
E	0,34
F	0,40
G	0,45
H	0,95
I	0,72
J	1,00
K	1,30

Figura 1.39 Anàlisi gràfic dels esforços a què es trobava sotmès un dels arcs de cavallerisses de la finca Güell.

L'estudi històric, com es feia esment, ens mostra que les tècniques gràfiques eren emprades des de feia temps. Ja des de segles enrere es troben referenciades en múltiples obres. Tot i això cal remarcar que serà a partir de mitjans del segle XIX quan prenen una gran importància desenvolupant-se fins arribar a la plenitud al segle XX.

Nombrosos autors treballen a l'època en temes semblant; Karl Culmann[70], Luigi Cremona[71], Otto Mohr, Alberto Castigliano, Heinrich Müller-Breslau entre d'altres.

[70] Karl Culmann (1821-1881)

[71] Luigi Cremona (1830-1903)

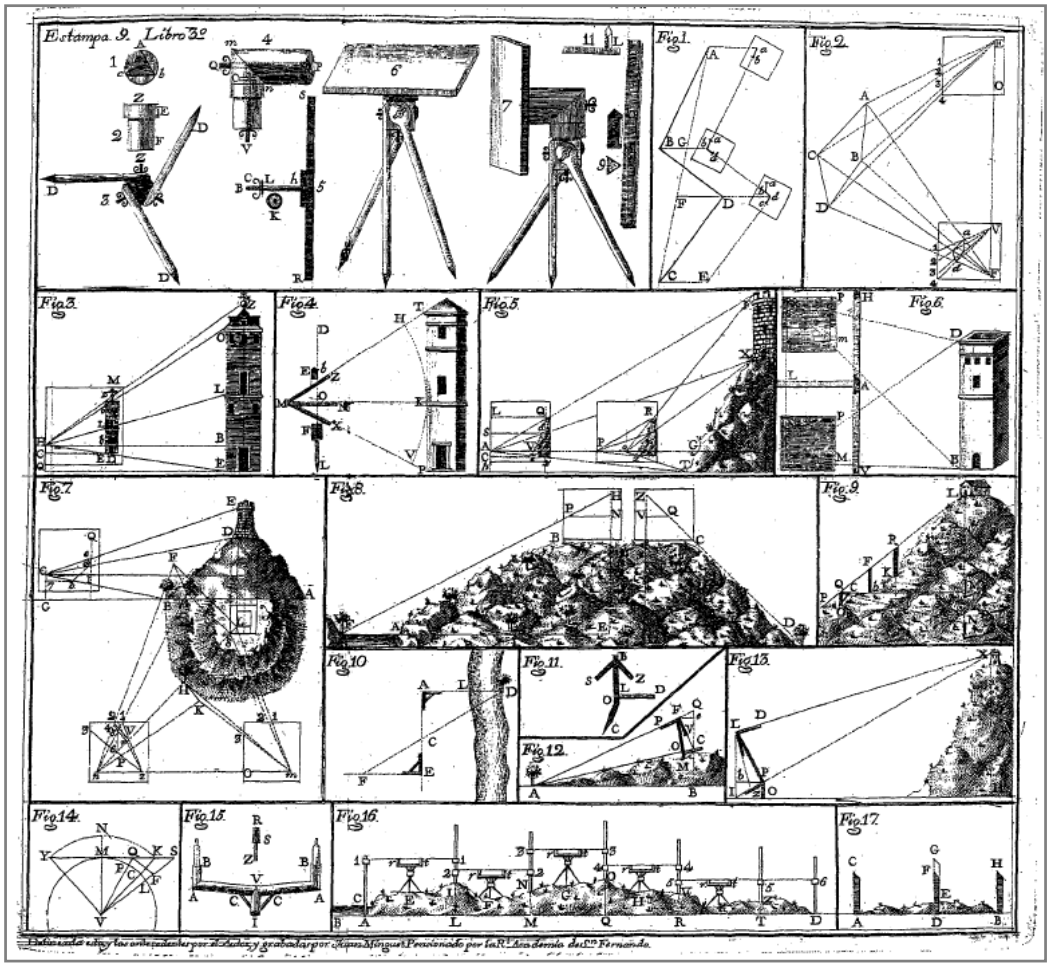


Figura 1.40 Làmina del llibre el *Arquitecto práctico*[72].

Nombrosos autors treballen a l'època en temes semblant; Karl Culmann[73], Luigi Cremona[74], Otto Mohr, Alberto Castigliano, Heinrich Müller-Breslau entre d'altres.

Segons Jaume Serrallonga[75];

> La contemporaneïtat de tots ells i l'escassa diferència entre les dates de les publicacions, de les diferents edicions o de les seves traduccions, fan difícil establir una línia única de transmissió d'aquests coneixements.

[72] El Arquitecto práctico, civil, militar y agrimensor. Compuesto por Antonio Plo y Camín, 1767.

[73] Karl Culmann (1821-1881)

[74] Luigi Cremona (1830-1903)

[75] Tesi Doctoral; *Geometria i mecànica en els models de Gaudí*, Jaume Serrallonga. Departament Estructures a l'Arquitectura. Direcció Dr. Josep Gómez Serrano.

> Sembla més versemblant parlar d'un **equip humà de científics i investigadors** que, treballant independentment, cadascú des del seu país o des de la seva universitat, però amb diferents contactes entre ells i, per tant, al corrent de les noves aportacions, **feien avançar conjuntament la resistència de materials i l'estàtica gràfica**.

Al final del segle XIX Karl Culmann publica *Die Graphische Statik*, on recollia i formulava els principis de l'estàtica gràfica que diversos autors com Pierre Varignon[76] i Jean Victor Poncelet[77] -conjuntament amb els anteriorment citats- entre d'altres, anaven aplicant.

El mateix l'autor ho expressava en el pròleg del seu llibre:

> Les premières applications systématiques des méthodes graphiques, à la détermination des dimensions des diverses parties des constructions, **sont dues à Poncelet**.
>
> C'est en effet à l'école d'application du génie et de l'artillerie, à Metz, que ces méthodes, dont les **beaux travaux de Monge** avaient en quelque sorte jetée les bases, furent pour la première fois professées par **Poncelet**, devant un auditoire formé d'anciens élèves de l'Ecole polytechnique de Paris, **la seule où les sciences graphiques fussent enseignées à cette époque**.

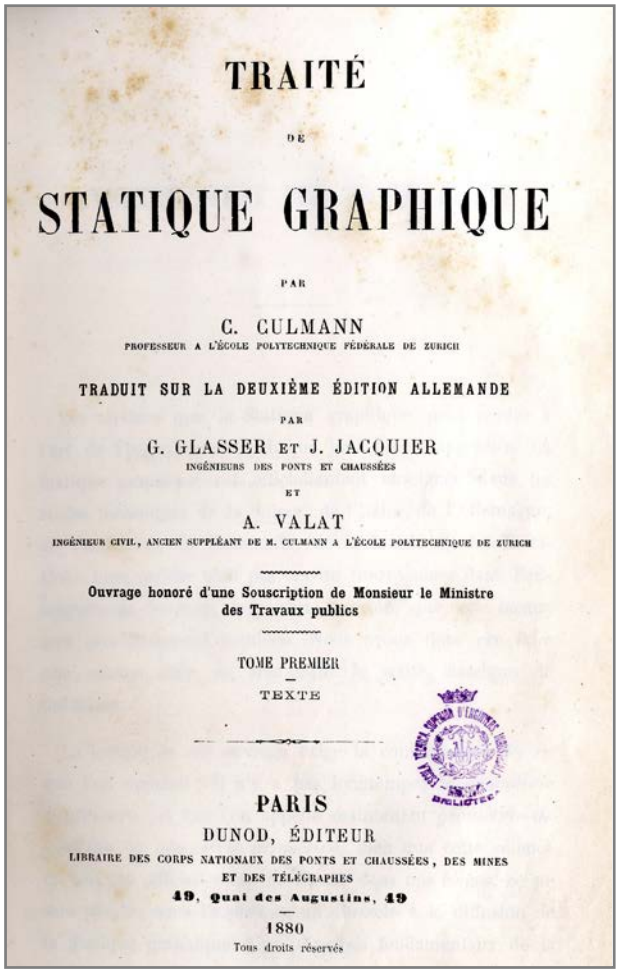
Per continuar amb una interessant afirmació;

> Poncelet avait reconnu le premier, que ces méthodes, tout en étant beaucoup expéditives que les méthodes analytiques, **offraient cependant une approximation plus que suffisante dans la pratique** puisque, quoi que l'on fasse, il ne sera jamais possible d'obtenir dans un projet rapporté sur le papier, une exactitude supérieure à celle donnée par une épure graphique.

---

[76] Pierre Varignon (1654-1722)

[77] Jean Victor Poncelet (1788-1867)



TRAITÉ

DE

STATIQUE GRAPHIQUE

PAR

C. CULMANN

PROFESSEUR A L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE ZURICH

TRADUIT SUR LA DEUXIÈME ÉDITION ALLEMANDE

PAR

G. GLASSER ET J. JACQUIER

INGÉNIEURS DES PONTS ET CHAUSSÉES

ET

A. VALAT

INGÉNIEUR CIVIL, ANCIEN SUPPLÉANT DE M. CULMANN A L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE ZURICH

Ouvrage honoré d'une Souscription de Monsieur le Ministre des Travaux publics

TOME PREMIER

TEXTE

PARIS

DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS NATIONAUX DES PONTS ET CHAUSSÉES, DES MINES ET DES TÉLÉGRAPHES

49, Quai des Augustins, 49

1880

Tous droits réservés

Figura 1.41 Traité de Statique Graphique. C. Culmann

Culmann formularà una nova definició del que s'entén per Estàtica Gràfica;

> *La Estática Gráfica es la aplicación de la nueva geometría para realizar tareas accesibles al campo de la ingeniería que permitan encontrar soluciones al problema de equilibrio de los objetos.*

En aquesta sentència ja trobem un dualisme clar entre estàtica gràfica i enginyeria que fins ara semblava, com havíem vist, més enfocat al món de l'arquitectura.

Pocs anys més tard **Luigi Cremona** i **Wilhelm Ritter** ampliaren el camp de treball de **Karl Culmann** amb la publicació d'ambdós llibres, la influència dels quals novament serà fonamental en el camp del càlcul estructural. Allí s'hi recullen nous mètodes (basats també en la grafostàtica), que permetrien

novament **calcular esforços en barres d'una biga** de distinta manera de la plantejada per Culmann. S'acabaven de formular els coneguts **mètodes de Culmann, Cremona i Ritter.**

Com s'ha dit la bibliografia al respecte és abundant. Seguint però, amb la línea presa d'intentar resseguir els ensenyaments que s'han fet a les escoles tècniques dins les assignatures corresponents, s'ha optat per prendre la guia marcada pels professors Antonio Torrella Sagrera i Ramon Pons Bas dins els coneixements de la Mecànica Aplicada *adaptada a las enseñanzas que deben darse en las escuelas industriales.*

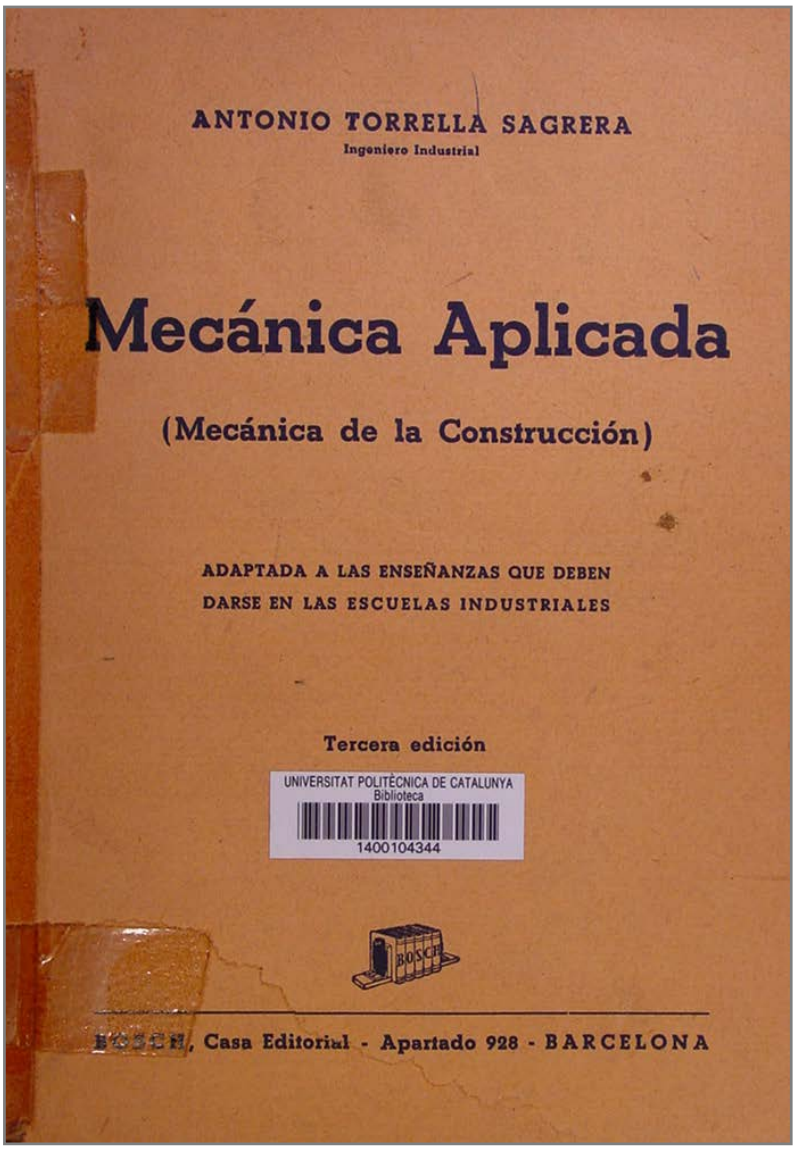


Figura 1.42 Mecànica Aplicada. Antonio Torrella i Ramon Pons.

Segons ells mateixos;

> El intentar la publicación de la Mecánica Aplicada (Mecánica de la Construcción), ha tenido para nosotros un fin especial: proveer a nuestros alumnos de una obrita del todo adaptada al reglamento vigente en nuestras Escuelas. Comprenderá esta asignatura, dice el reglamento, **la Resistencia de Materiales y la Estática Gráfica**.
> Para el estudio de estas partes tan importantes de la Mecánica, precisa que recurramos al auxilio de las asignaturas con anterioridad estudiadas por nuestros alumnos. **Las matemáticas son la base de la Resistencia de Materiales**[78].

Ja es veu que l'estàtica gràfica prenia una importància, encara que relativa, dins la formació dels futurs enginyers. Els autors expliciten al llibre els tres mètodes anteriorment citats dins l'apartat *sistemas articulados* amb la prèvia consideració en quant a les unions;

> Las vigas y armaduras están formadas por la unión de barras prismáticas. **Estas uniones pueden ser articuladas** y entonces los sistemas se llaman articulados, **o pueden ser formados por enlaces rígidos** (en este caso las diferentes barras **están cosidas por medio de roblones**).

En aquesta sentència trobem una descripció que ens serà clau pel posterior apartat del medis d'unió; **la unió típica de l'època serà el rebló.**

> Con todo en el cálculo que más adelante haremos, estos últimos se calculan como si fueran articulados, pues **si hay equilibrio siendo las uniones articuladas, este equilibrio subsistirá aunque las uniones estén cosidas** […][79].

Partint, per tant de la unificació de les unions com a unions articulades, el problema ja és resoluble tot i tenir present l'algorisme que els mateixos

---

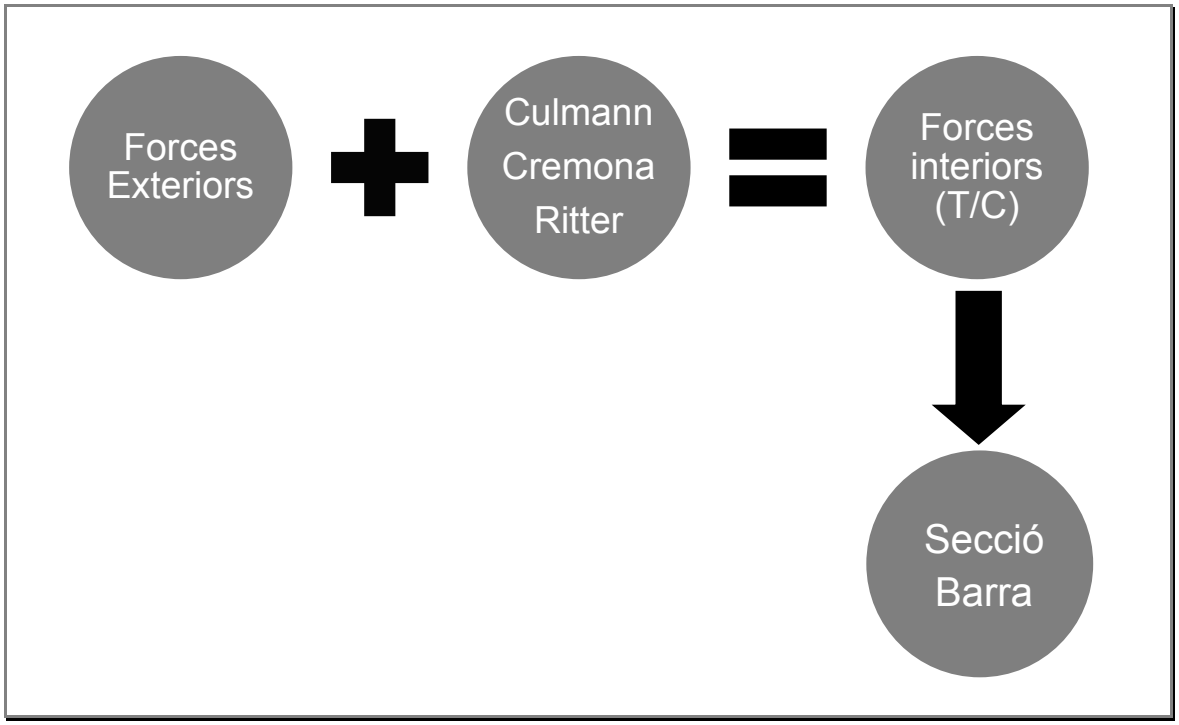
[78] Ramon Pons; Antonio Torrella, *Mecánica Aplicada*, Barcelona 1918.

[79] Ibídem.

professors ens proposen dins l'apartat *determinación de los esfuerzos interiores de los sistemas articulados*;

> Conocidas las fuerzas exteriores que actúan sobre el sistema hay que determinar las fuerzas interiores de tracción o compresión para que conocidas estas podamos determinar las distintas secciones de las barras.
>
> Consíguese estos por varios procedimientos que vamos a ver a continuación.
>
> • Método de Culmann
> • Diagrama de Cremona
> • Mètode de Ritter

És a dir;



Método de Culmann o por corte de barras.

Tracemos, como antes, una sección normal de segundo orden (fig. 35-4), y sea R la resultante de las fuerzas A_1P_1 y P_2, aplicadas a la estructura a la izquierda de la línea de frontera. Hallando el punto 1 de intersección de S_1 con R y uniéndolo con el I en que se cortan las otras dos barras, podremos descomponer R en las direcciones X_1 y S_1 y obtener la magnitud de las componentes en el polígono vectorial. Si a su vez se descompone X_1 en las direcciones S_2 y S_3, se habrán determinado todos los esfuerzos en las barras; las flechas indican los sentidos correspondientes.

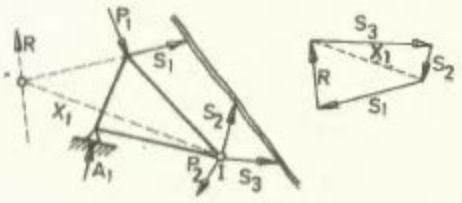


Fig.35-4

Es indiferente, en general, elegir una u otra barra para fijar la dirección X_1, pero si dos de ellas son paralelas, convendrá escoger la dirección de éstas.

1.2.1.3.1. Mètode de Culmann

Tot i que **el mètode de Culmann** és el primer dels tres presentats i, malgrat la seva presència és habitual als diferents llibres docents, cal esmentar que la seva **aplicació en memòries de càlcul ha estat nul·la**. Tot i això, és mostrat aquí pel seu contingut pedagògic -amb caire de mètode clàssic.

> Se funda este método, en cortar el sistema articulado por un plano que no le corte en más de tres barras, determinar la resultante de la fuerzas exteriores que obran a la derecha o a la izquierda de la sección, y luego descomponer esta resultante en la direcciones de las tres barras cortadas[80].

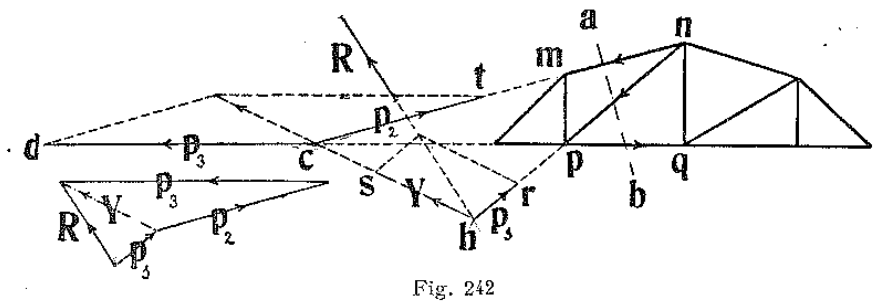


Fig. 242

Así en la figura 242 hemos cortado por el plano *a b* que intercepta tres barras del sistema, *m n, p n, p q*. Sea *R* la resultante de las fuerzas que obran a la izquierda de la sección. Descompongamos esta fuerza en *3* según *m n, p n, q p*. Para ello prolonguemos R hasta que corte una cualquiera de las tres direcciones (en la figura la *n p* que la corta en el punto *h*). Unamos este punto, con el punto de intersección *c* de las otras dos direcciones *m n* y *p q*. Descompongamos *R* en $h\,r = p_1$ y *h s* según las direcciones *p n* y *h c*, y finalmente descompongamos *h s* o sea la fuerza *Y* en otras dos según *m n* y *p q* que nos dan los valores $c\,t = p_2$ y $d\,c = p_3$. Los valores de p_1 p_2 p_3 serán las fuerzas interiores de las barras. Falta ahora saber si estos esfuerzos son de tracción a compresión. Para ello no hay más que observar que las componentes que se dirijan a la sección producirán compresión y las que tiendan a separarse tracción.

Figura 1.43 Mètode de Culmann.

Com s'observa de les explicacions teòriques dels docents, és un mètode complex i que resulta molt feixuc de seguir. Segurament d'aquí es pot despendre la seva nul·la aplicació pràctica -abans referida.

[80] Ramon Pons; Antonio Torrella, *Mecánica Aplicada*, Barcelona 1918.

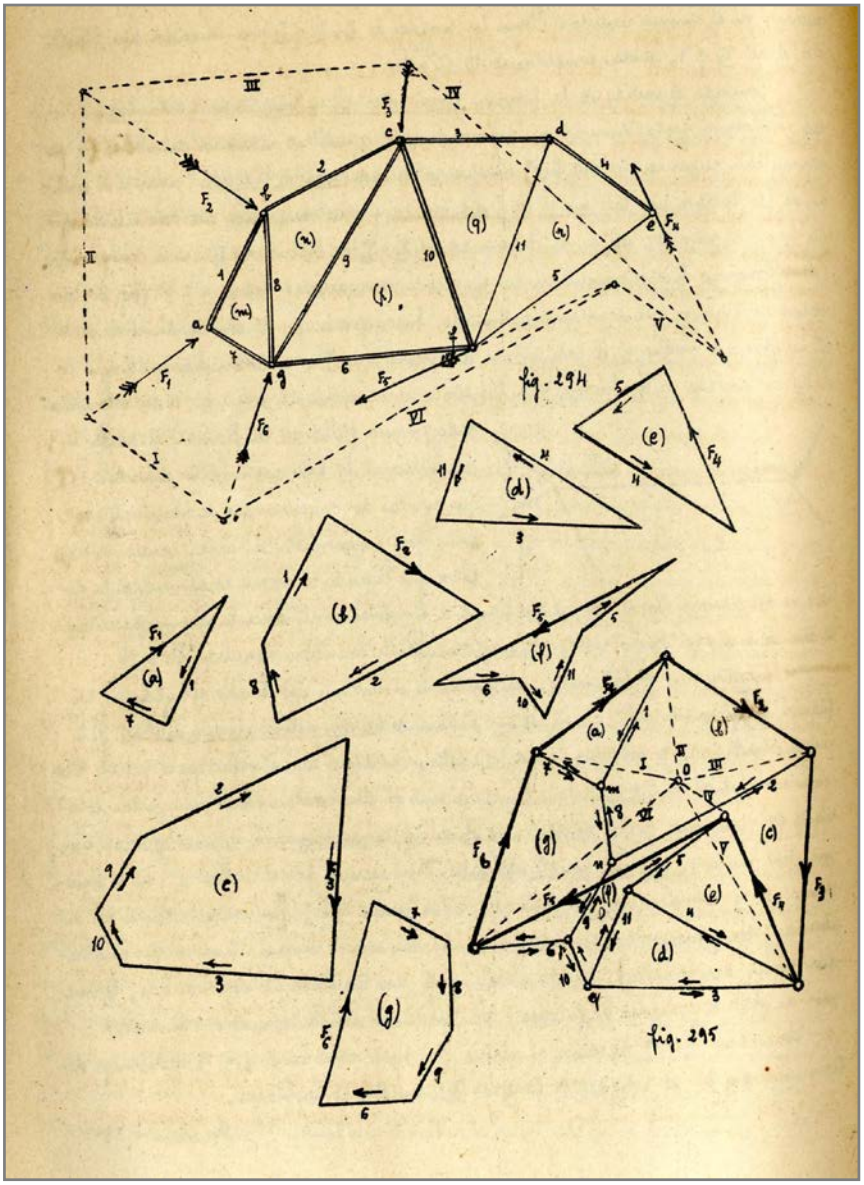
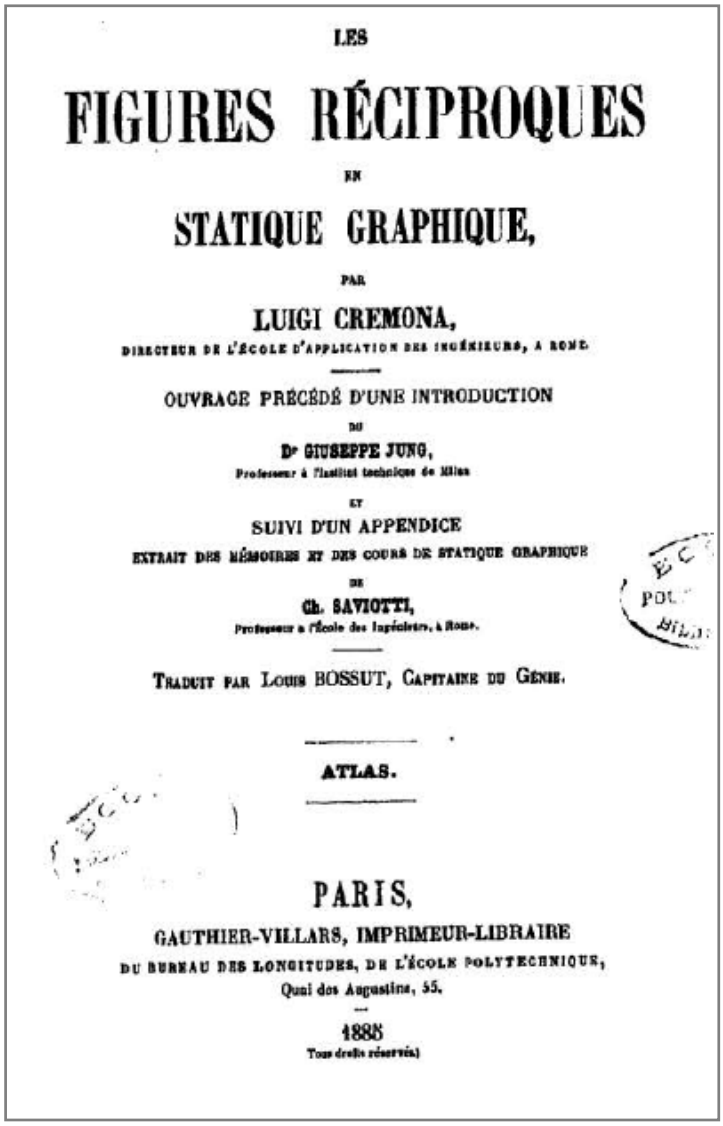


fig. 294
fig. 295

El mètode de Cremona; conegut com diagrama de Cremona, ha estat indiscutiblement el procediment gràfic més emprat i conegut.

Formulat l'any 1885 per Luigi Cremona es convertí ràpidament en un mètode molt emprat per al càlcul d'estructures isostàtiques planes.



LES

FIGURES RÉCIPROQUES

EN

STATIQUE GRAPHIQUE,

PAR

LUIGI CREMONA,

DIRECTEUR DE L'ÉCOLE D'APPLICATION DES INGÉNIEURS, A ROME.

OUVRAGE PRÉCÉDÉ D'UNE INTRODUCTION

DU

Dr GIUSEPPE JUNG,

Professeur à l'Institut technique de Milan

ET

SUIVI D'UN APPENDICE

EXTRAIT DES MÉMOIRES ET DES COURS DE STATIQUE GRAPHIQUE

DE

Ch. SAVIOTTI,

Professeur à l'École des Ingénieurs, à Rome.

TRADUIT PAR LOUIS BOSSUT, CAPITAINE DU GÉNIE.

ATLAS.

PARIS,

GAUTHIER-VILLARS, IMPRIMEUR-LIBRAIRE

DU BUREAU DES LONGITUDES, DE L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE,

Quai des Augustins, 55.

1885

Tous droits réservés.

Figura 1.44 Les Figures Réciproques en statique Graphique. Luigi Cremona

Val a dir que avui en dia encara es pot trobar en material docent a les Escoles Tècniques on s'hi explicita el seu procediment. La diferència és que si abans es procedia amb estris de dibuix; llapis, escaire, cartabó, etc, actualment es procedeix a treballar amb un programari de disseny gràfic que permet substituir els elements de la composició gràfica però no la metodologia procedimental.

> Si en vez de construir los polígonos de fuerzas de cada vértice por separado, los construimos yuxtapuestos para tener todo el trazado en una sola figura, en la que tendremos, pues, los esfuerzos interiores de todas las barras, habremos formado el **diagrama de Cremona**.
>
> El diagrama de Cremona, es pues, una figura obtenida por el método de los vértices y de tal modo que en **ella tengamos todos los esfuerzos interiores de las barras**[81].

Del llibre del Dr. Josep Maria Fornons[82] obtenim la següent *Guía operacional del gráfico de Cremona:*

> 1. Se dibuja a escala la estructura, con las cargas exteriores.
> 2. Se numeran las barras, los nudos y las cargas.
> 3. Se elige una escala de fuerzas.
> 4. Se construye el polígono de cargas total.
> 5. Se construyen, concatenadamente con el polígono de cargas anterior y entre sí, los polígonos de fuerza de todos los nudos.
> 6. Se interpretan los signos de las fuerzas elásticas de las barras. **A mayor precisión gráfica, mayor probabilidad de éxito en el cierre del polígono de fuerzas del último nudo**.

L'exemple que tot seguit es presenta, i que ha estat obtingut del material docent preparat pel professor Fornons per a l'assignatura *Teoría de Estructuras* impartida a l'E.T.S.E.I.B., ha estat resolt 60 anys més tard del que ens ha servit per introduir el mètode. Amb aquesta realitat pren cos l'expressió que abans s'afirmava; **el mètode continua essent vigent l'únic que ha variat ha estat la seva implementació**. Del llapis hem passat a la informàtica; de la taula de dibuix a l'ordinador amb programari de CAD, però el concepte perviu des que l'any 1885 fou formulat per Luigi Cremona.

---

[81] Ramon Pons; Antonio Torrella, *Mecánica Aplicada*, Barcelona 1918.

[82] Josep Maria Fornons, *Teoría de estructuras*. C.P.D.A., Barcelona, 1990.

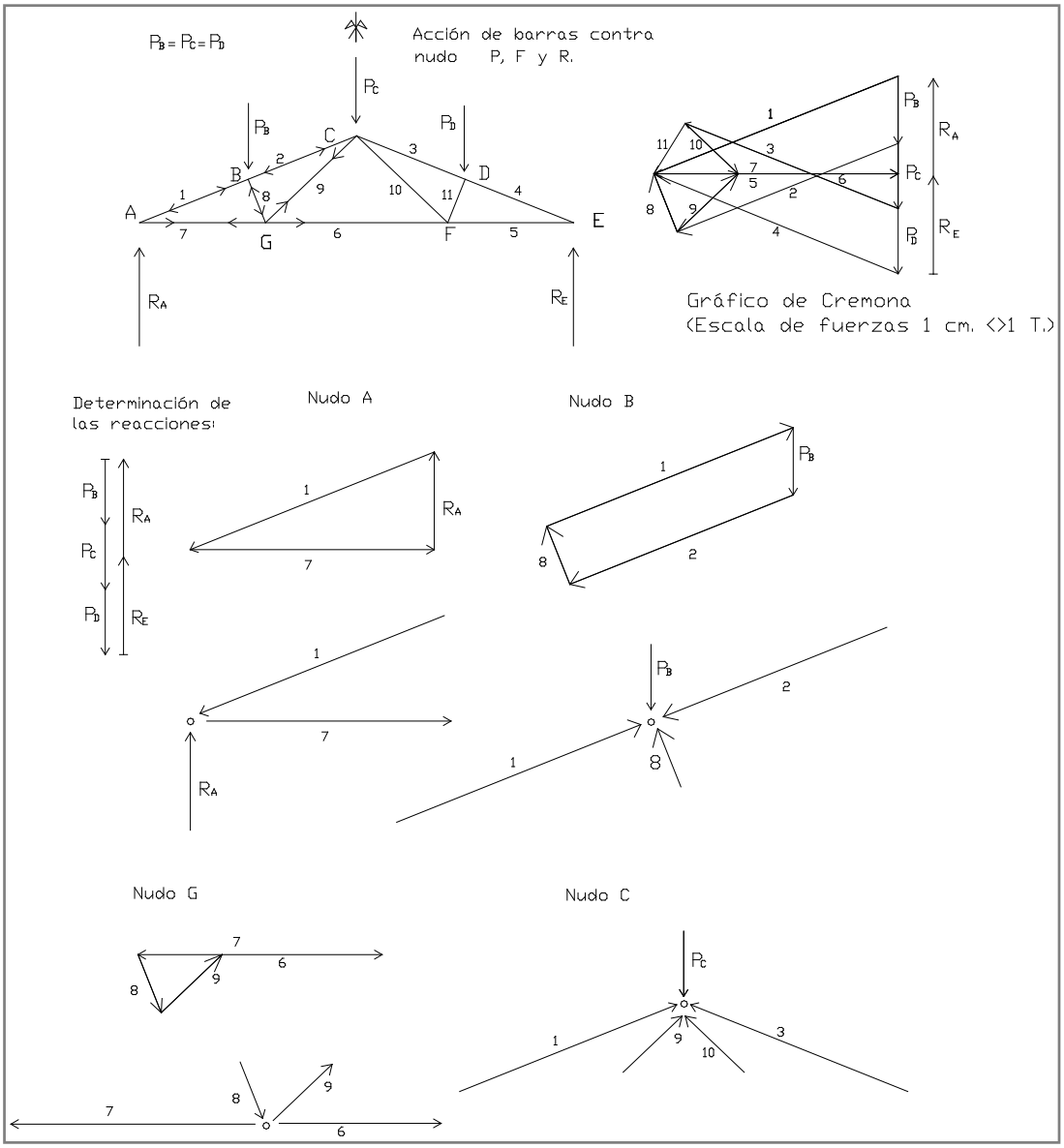
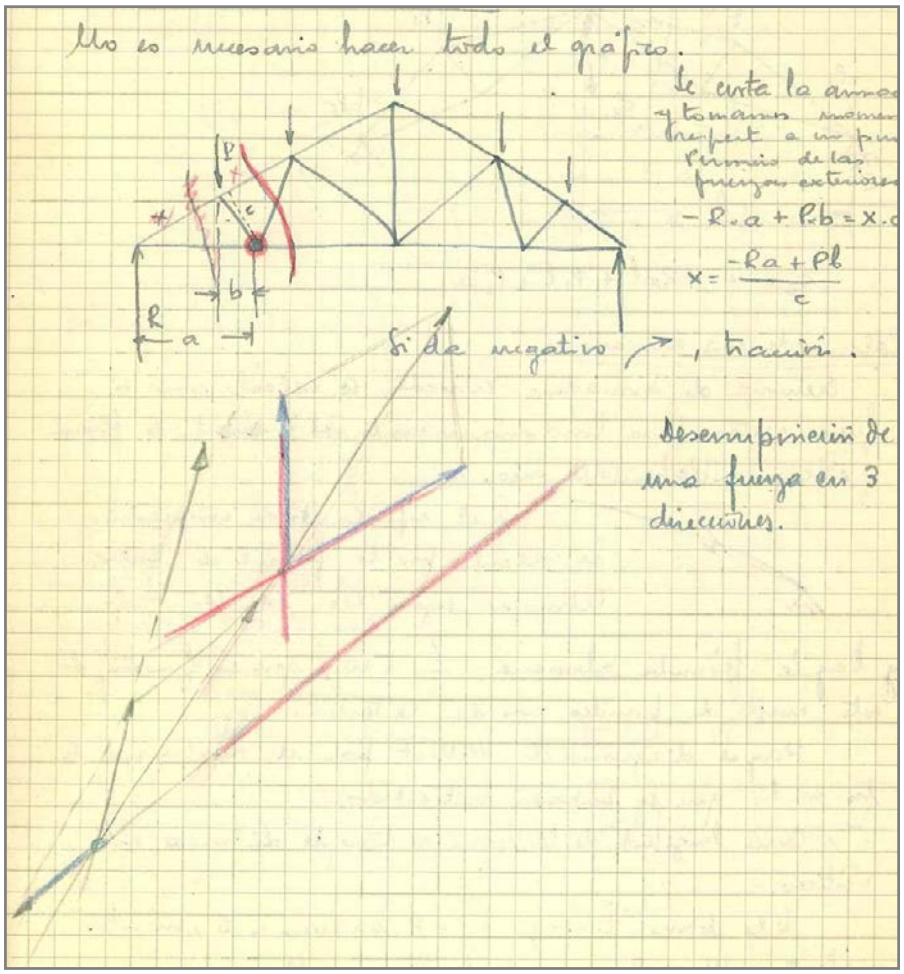


Figura 1.45 Mètode de Cremona



1.2.1.3.3. Mètode de Ritter

El mètode de Cremona permetia la resolució total de l'exercici gràficament trobant els esforços en cada una de les barres. Ara bé, el problema que es plantejava era; cal fer tot el diagrama si només es vol calcular el valor d'una barra -o unes poques- de l'estructura?. En aquest cas la bibliografia sempre ha estat clara; *no es necesario hacer todo el gráfico,* en clara referència a Cremona, tal i com ens mostrava la resolució precedent.

Ens trobem davant el **mètode de Ritter**[83].

Sabemos que en un sistema en equilibrio la suma de momentos de todas las fuerzas con respecto a un punto del plano es cero. Así pues si como en el caso anterior, consideramos un sistema articulado cualquiera y queremos determinar los esfuerzos a que están sometidas las barras *m n, n p, p q,* cortadas por un plano *a b,* (fig. 243) no hay más que establecer la ecuación de momentos con respecto a un punto cualquiera del plano, de la resultante de las fuerzas exteriores que están situadas a la izquierda o a la derecha de la sección considerada, y las interiores de las barras cortadas por el plano *a b.*

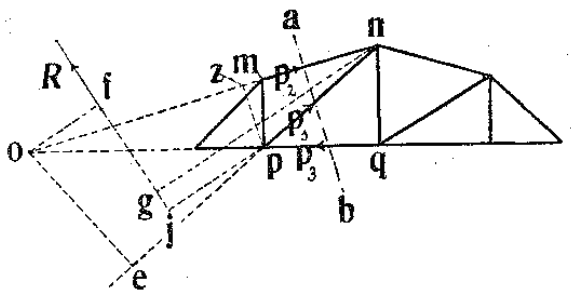


Fig. 243

Pero si tomáramos un punto cualquiera del plano nos encontraríamos con que tendríamos tres incógnitas, por lo que tendrían que tomarse tres puntos, establecer tres ecuaciones y luego resolver estas tres ecuaciones con tres incógnitas, por lo que conviene simplificar el problema escogiendo para los centros de momentos los de intersección de dos barras consideradas.

Así en la figura tomando respectivamente los momentos con respecto al punto *o* (intersección de *m n* y *p q*) con respecto al punto *p* (intersección de *p n* y *p q*), con respecto al punto *n* (intersección de *m n* y *p n*) obtendremos

$$R \times f\,o = p_1 \times o\,e \quad ; \quad R \times p\,j = p_2 \times p\,z \quad ; \quad R \times n\,g = p_3 \times n\,q$$

de donde podemos obtener

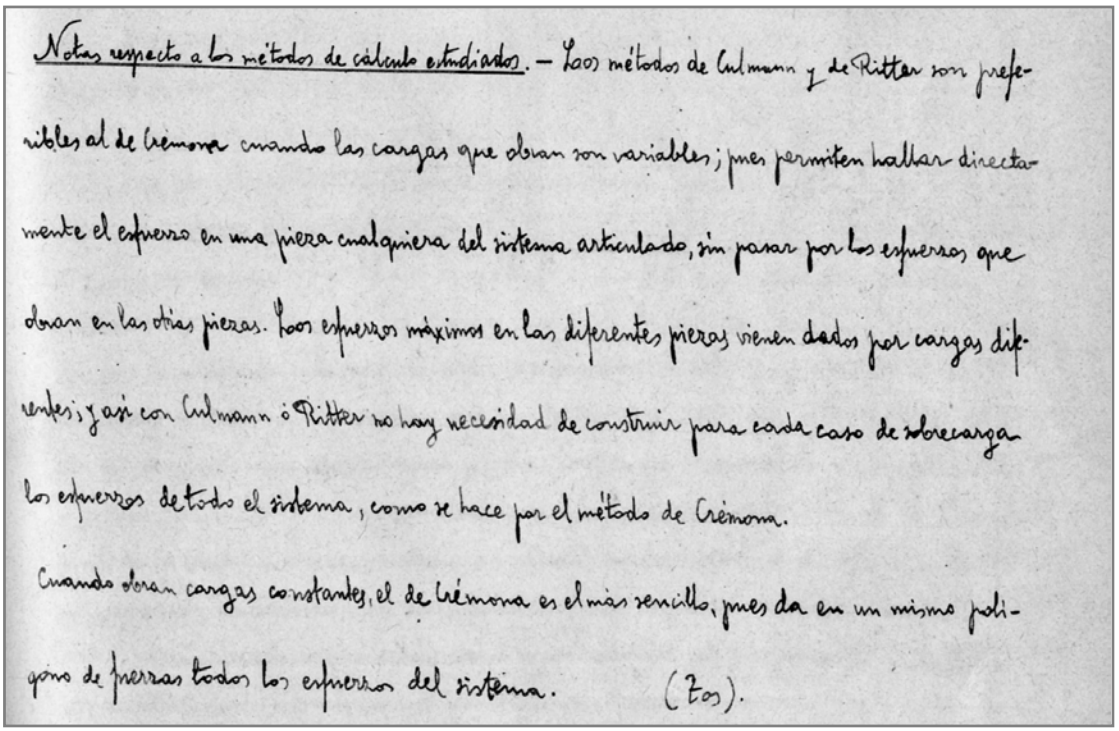
$$p_1 = R\,\frac{f\,o}{o\,e} \qquad p_2 = R\,\frac{p\,j}{p\,z} \qquad p_3 = R\,\frac{n\,g}{n\,q}.$$

Figura 1.46 Mètode de Ritter

[83] W. Ritter. Rector de l'Institut Politècnic de Zurich.

Arribats a aquest punt i per concloure la presentació dels mètodes gràfics, s'ha intentat veure quin dels tres mètodes era el recomanat en les bibliografies i el seu motiu.

La veritat és que majoritàriament els manuals explicaven els tres mètodes però no els comparaven entre ells. Ha estat, però, al fons antic de l'E.T.S.E.I.B. on s'hi ha trobat uns apunts manuscrits sota el títol *Mecánica aplicada a la construcción*, que sembla ser que eren uns apunts que uns alumnes prenien de les classes de mecànica el professor de la qual no s'ha sabut qui era, on hi trobem;


Notas respecto a los métodos de cálculo estudiados. – Los métodos de Culmann y de Ritter son preferibles al de Cremona cuando las cargas que obran son variables; pues permiten hallar directamente el esfuerzo en una pieza cualquiera del sistema articulado, sin pasar por los esfuerzos que obran en las otras piezas. Los esfuerzos máximos en las diferentes piezas vienen dados por cargas diferentes; y así con Culmann ó Ritter no hay necesidad de construir para cada caso de sobrecarga los esfuerzos de todo el sistema, como se hace por el método de Cremona.

Cuando obran cargas constantes, el de Cremona es el más sencillo, pues da en un mismo polígono de fuerzas todos los esfuerzos del sistema. (Zos).

Figura 1.47 Detall de la publicació

Nota respecto a los métodos de cálculo estudiados. **Los métodos de Culmann y Ritter son preferibles al de Cremona cuando las cargas que obran son variables**; pues permiten hallar directamente el esfuerzo en una pieza cualquiera del sistema articulado, sin pasar por los esfuerzos que obran en las otras piezas. Los esfuerzos máximos en las diferentes piezas vienen dados por cargas diferentes, y así con Culmann o Ritter no

> hay necesidad de construir para cada caso de sobrecarga los esfuerzos de todo el sistema, como se hace por el método de Cremona.
> **Cuando obran cargas constantes, el de Cremona, es el más sencillo**, pues da en un mismo polígono de fuerzas todos los esfuerzos del sistema.

De la interessant obra a la qual ens referim, com es deia, ha estat impossible esbrinar qui en foren els autors (o autor) i també qui en fou el professor de la qual es tragueren les lliçons. La única informació que s'ha esbrinat ha estat la localitzada a l'arxiu esmentat;

Títol	Mecànica aplicada a la construcción : [apuntes]
Publicació	[S.l. : s.n., 19--]
Descripció	334 p.; 26 cm
Matèria	Mecànica aplicada
Descripció	334 p.; 26 cm
Matèria	Mecànica aplicada

Figura 1.48 Informació bibliogràfica dels apunts.

Concloent, es gosaria afirmar que malgrat la claredat i la senzillesa aportades pels mètodes gràfics, com acabem de veure, és constatable que majoritàriament a les Escoles d'Enginyeria, sempre hi ha hagut un especial predomini dels mètodes analítics que els gràfics. Aquesta afirmació s'entén que està expressada referint-se a la globalitat del problema ja que per casos puntuals pot ser preferible, de fet així es feia, emprar un mètode gràfic.

> Todas las curvas de momentos que hemos determinado en la resistencia de materiales pueden determinarse también con el auxilio de los elementos de la Grafostática, aunque digamos en honor a la verdad que **es más ventajoso resolver estos problemas por los procedimientos de cálculo empleados por la Resistencia de materiales que por los que estamos estudiando**[84].

[84] Ramon Pons; Antonio Torrella, *Mecánica Aplicada*, Barcelona 1918.

1.2.2. Mètodes de dimensionament de peces i unions

Tal i com s'indicava al BLOC 0, ens aquest punt ens referirem a les **unions reblonades**.

Per tal d'intentar continuar amb la línea seguida de guiatge amb materials tant didàctics, dins les escoles tècniques, com d'obres consultades i emprades pels professionals d'època, es pren com a guia el llibre, ja citat a l'apartat de l'estàtica gràfica, dels professors Antonio Torrella i Ramon Pons dins els continguts de la Mecànica Aplicada *adaptada a las enseñanzas que deben darse en las escuelas industriales.* Llibre, com s'esmentava, amb un fort caire didàctic i contingut rigorós pensat pels futurs tècnics.

Tot i això, el tema que ens concerneix de les unions reblonades dins l'obra està molt enfocat a les *aplicaciones de la flexión*; amb una referència quasi exclusiva a les bigues armades i bigues en gelosia; sense dubte un tema clau dins la tipologia industrial. Al llibre, però, s'hi ha trobat a faltar una explicació més normativa, més concisa, del rebló; la simbologia, les mides així com les característiques principals del mateix, entre d'altres. També s'omet la descripció de les unions reblonades més simples amb els seus càlculs bàsics i la disposició tècnica dels mateixos.

Figura 1.49 Detall unió reblonada. Autoria personal.

S'ha cregut que fora interessant de centrar prèviament aquests ítems omesos al llibre, per després tractar-lo pròpiament en el cas de les bigues armades i el seu càlcul, molt acurat i exhaustiu com es veurà, fet que indica la seva predominança en el context que ens ocupa.

Un llibre de referència, que es va fer servir molt a l'època segons professors consultats, ha estat el *Dubbel*, nom col·loquial com es coneixia el llibre, o millor dit, el manual del professor Heinrich Dubbel[85]; *Manual del constructor de máquinas*[86].

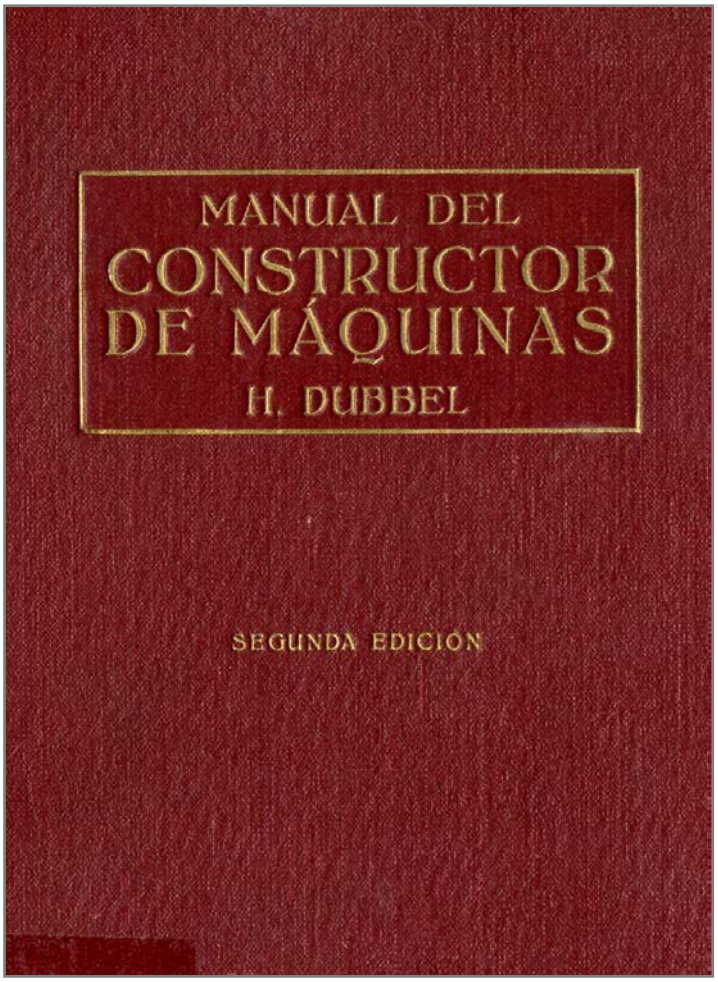


Figura 1.50 Manual del constructor de máquinas. Dubbel.

[85] Heinrich Dubbel (1873-1947).

[86] *Manual del constructor de máquinas* / publicado bajo la dirección de H. Dubbel; traducido de la tercera ed. alemana y publicado bajo la dir.de José Serrat Bonastre. Barcelona [etc.]: Labor, 1924-1925.

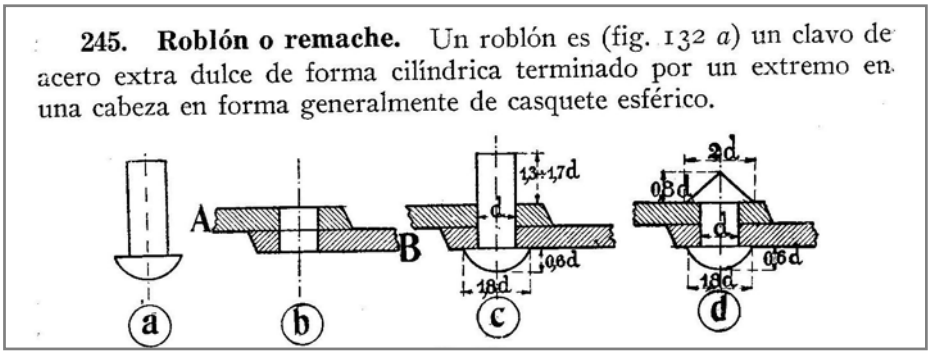
Tot i ser, *a priori*, un promptuari d'enginyeria mecànica on s'hi recull un gran nombre de conceptes, dins l'apartat de resistència de materials s'hi troba perfectament caracteritzat l'estudi de les unions d'entre les quals hi destaca la unió reblonada que tot seguit es passarà a comentar.

Tal i com es veurà a l'apartat normatiu que a continuació segueix[87] les prescripcions espanyoles de la mateixa són molt escasses; només breus interconnexions amb el món ferroviari. En vistes a aquest fet la referència dels llibres sempre seran les normatives alemanyes, bé sigui en els propis llibres escrits per autors espanyols, bé sigui com el del *Dubbel*, traduccions que sempre inclouran la referència a la norma DIN.

Es segueix amb l'esquema proposat al bloc preliminar[88]:

- **Definició de l'element**

Els professors Torrella i Pons, descriuen molt esquemàticament el rebló (sovint parlen de *roblón* o *remache* indistintament);



Les dimensions, segons els citats apunts, són funció del diàmetre **d** tot indicant en les figures precedents el rang de valors que poden prendre les mateixes.

Sorprèn que l'apartat dedicat al càlcul dels reblons és **extraordinàriament simple** i en ell no s'hi troba cap formula directament o indirecta explicitada.

---

[87] Apartat 1.3. Normativa Oficial.

[88] Interconnectant tant el llibre citat dels professors Torrella - Pons com el *Dubbel*.

Només és fa un breu incís de com treballen els reblons tot indicant a quins esforços es veuran sotmesos, en funció de si han estat col·locats en fred (tallant) o calent (tallant i tracció en la direcció de l'eix).

Figura 1.51 Detall unió reblonada. Autoria personal.

Destacar que es prescriu el tipus de ferro o acer que se li ha d'exigir al rebló per al seu correcte funcionament. D'aquesta informació, *a priori* intranscendent, es pot deduir una dada important; la característica del material. A l'hora de comprovar un càlcul d'època aquesta dada sovint ha resultat difícil de trobar, degut a la no existència de moltes memòries de càlcul o bé, de l'omissió de la mateixa dada en aquestes.

> Cuando los roblones se colocan en frío están sometidos a un esfuerzo de cortadura en una o más secciones; pero cuando lo son en caliente no sólo están sometidos a un esfuerzo de cortadura, sino también a una tracción en dirección de su eje; esto es debido a que el roblón al enfriarse sufre una contracción, y como las cabezas del mismo le impiden a éste contraerse el esfuerzo de tensión queda subsistente.
>
> Es evidente que por otra parte, estas mismas cabezas producirán una presión sobre las planchas. Por todas estas circunstancias se comprende

> que los remaches han de ser de **hierro dulce o de acero de calidad muy dúctil**, exigiéndose **38 kilos por milímetro cuadrado de resistencia y 26 a 28 por 100 de alargamiento**. El eje del roblón queda siempre deformado de un modo permanente. Nosotros, al calcular los roblones, **calcularemos los esfuerzos a la cortadura, prescindiendo de las otras fuerzas**[89].

El càlcul de l'adherència originada passa a ser un valor fix ja que es fa unes hipòtesi que no varien ni en funció dels materials ni de les característiques pròpies dels reblons. Novament destacar la simplicitat del càlcul de la unió com abans es feia menció.

> La presión que por las circunstancias antedichas se produce entre las planchas se comprende que originará una fuerza de rozamiento, tan pronto una fuerza exterior tienda a hacer resbalar una plancha sobre otra. Esta resistencia se llama también ***adherencia***. Esta adherencia depende del estado o pulimento de las superficies en contacto, de la temperatura a que se ha remachado el roblón, de la rapidez en el remachado, del espesor de los hierros roblonados y de la calidad del metal[90].

Figura 1.52 Detall unió reblonada. Autoria personal.

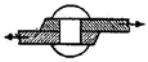
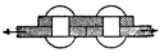
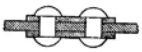
---

[89]Ramon Pons; Antonio Torrella, *Mecánica Aplicada*, Barcelona 1918.

[90] Ibídem.

Sin embargo, prácticamente se admite que la tensión que por milímetro cuadrado se origina en el eje del roblón es de 15 kilos y admitiendo un coeficiente de rozamiento entre las dos planchas de 0,50, **resulta que la adherencia entre las mismas es de 15*0,50=7,5**. Esta adherencia será para cada dos superficies de contacto. Si hay n planchas, el número de superficies de contacto será de n-1, exceptuando el caso de dos palastros superpuestos que se considera como si hubiera tres planchas por considerarse que una de las cabezas obra como una plancha[91].

Segons Pons i Torrella la disposició de les unions reblonades és la que segueix a continuació - tot i donant algunes aclariments de les mateixes;

Unió	Anomenada	Recomanada	Aclariment
	*Recubrimiento*	No	Esforços actuen com un parell de forces sobre el rebló.
	*Simple cubrejunta*		Es tendeix a fer-lo girar i es pot arribar a fer saltar el cap.
	*Doble Cubrejunta*	Sí	*La cubrejunta tiene cada una de ellas espesor mitad de la planchas que une*

Per aconseguir informació que defineixi més rigorosament el rebló, així com les característiques més tècniques i específiques pels càlculs que haurien de conformar les memòries i els plànols corresponents, s'ha de recórrer al manual abans referit ja que com es veu les especificacions no són molt àmplies.

[91] Ramon Pons; Antonio Torrella, *Mecánica Aplicada*, Barcelona 1918.

Al *Dubbel* recollim les especificacions referides, les referències DIN així com la simbologia i les principals característiques del rebló - encara que en forma esquemàtica pròpia de manual.

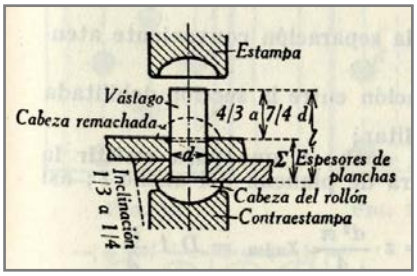
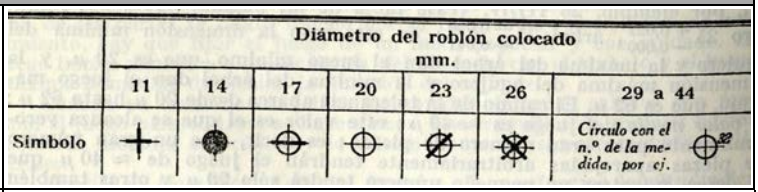
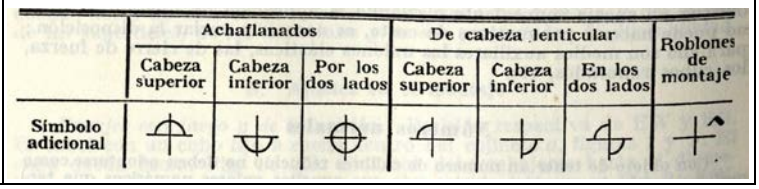


Figura 1.53 Característiques del rebló

Reblons	
Símbols per a reblons (**DIN 407**)	
Símbols per a les classes de rebló (**DIN 407**)	

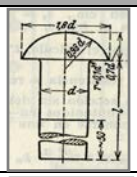
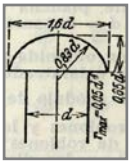
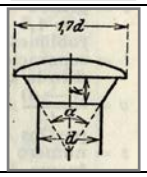
Diámetro del roblón colocado mm.

	11	14	17	20	23	26	29 a 44
Símbolo							Círculo con el n.º de la medida, por ej. 22

	Achaflanados			De cabeza lenticular			Roblones de montaje
	Cabeza superior	Cabeza inferior	Por los dos lados	Cabeza superior	Cabeza inferior	En los dos lados	
Símbolo adicional							

Vástago; Cilíndrico. Sin embargo, en una longitud de 50 milímetros debe hacerse cónico, decreciendo a partir del diámetro de la barra redonda empleada para su fabricación.

Longitud del roblón (por término medio); L= Σ del grueso de las planchas +1,5·d.

Forma de las cabezas	
Cabeza Mayor. Roblonado de calderas	
Cabeza Menor. Roblonado de depósitos y construcciones metálicas	
Cabeza semiachaflanada.	

- **Càlcul de l'element**

El *Dubbel*, abans d'abordar el càlcul del rebló en sí, dóna dues premisses;

> Longitud máxima del roblón entre las cabezas = Σ de los gruesos de la plancha ≤ 4·d
>
> Para los roblones sometidos a tracción; σ_{adm}= 150 a 200 $^{kg}/_{cm^2}$

Un cop definides distingeix i explicita els reblonats per a tipologies diferents. A saber; reblonat per a calderes de vapor, reblonat per a dipòsits d'aigua i xemeneies de ferro i finalment **el reblonat per a estructures metàl·liques**. Seran aquests darrers als que ens referirem en el nostre estudi. Aquesta consideració no és troba en d'altres manuals consultats. Es dedueix que deu ser, novament, una transcripció de la normativa alemanya.

El diàmetre del rebló es pren igual al valor;

d=s(cm)+ 1,0 cm (essent s el gruix de la planxa).

A més l'autor dóna la següent consideració;

> Para la repartición únicamente se exige la condición de que todas las secciones transversales (t_1-d) han de tener la resistencia suficiente para soportar la fuerza que trasmiten los roblones situados detrás de las mismas.

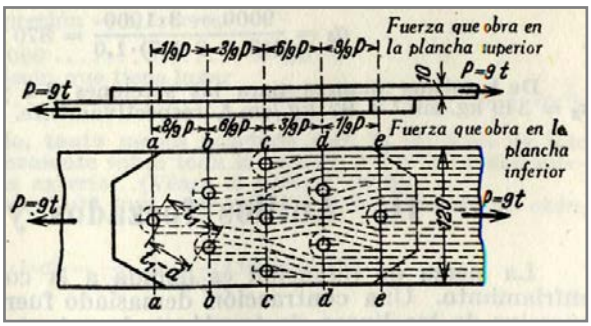


Figura 1.54 Esquema treball unió reblonada

Esta condición está puesta de manifiesto en la figura por las fajas o tiras dibujadas, las cuales han de cortar normalmente a las líneas de unión (t_1-d) de los centros de los remaches para que la expresión (t_1-d) tenga un valor mínimo.

Finalment, l'autor ja prescriu **les expressions pel càlcul dels mateixos**:

Los roblones han de calcularse por el esfuerzo cortante, debiendo satisfacer siempre las siguientes expresiones:

1. $P = b \cdot s \cdot \sigma_{adm}$; donde *b·s* designa la sección total de plancha entre los roblones.

2. $P = \frac{d^2}{4}\pi \cdot \tau_{adm} \cdot n$ x el número de secciones de roblón que se cortan. (En el roblonado por recubrimiento =1, en el roblonado con doble cubrejuntas = 2); n = número de roblones.

3. $P = d \cdot s \cdot \sigma_l \cdot n$; siendo σ_l la presión entre el vástago del roblón y la plancha; σ_l=2 a 2,5 σ_z admisible.

De $\frac{d^2}{4}\pi \cdot \tau_{a\,adm} = d \cdot s \cdot \sigma_l$ se deduce para $\sigma_l = 2\tau_{a\ adm}$ y para uniones de cortadura sencilla $s = \frac{\pi}{8} \cdot d \sim 0{,}4 \cdot d$ y para las de doble cortadura $s \sim 0{,}8 \cdot d$

Para que no exista una flexión exagerada deberá realizarse;

$$M_b = P \cdot s = \frac{b \cdot s^2}{6}\sigma_{adm}$$

- **Aplicació de l'element**

Arribats a aquest punt ens referirem exclusivament a l'obra dels professors Torrella i Pons. Ambdós, com a professors d'escola industrial, formaven els futurs tècnics i per tant qui millor que ells i les seves classes per referendar-ho.

De fet, molts d'aquests professors eren tècnics professionals i per tant coneixien de primera ma el dia a dia constructiu. Per tant, s'ha cregut que aquest material docent contenia també molts aspectes pràctics indirectament inclosos, fet que una relectura del mateix ho ha confirmat.

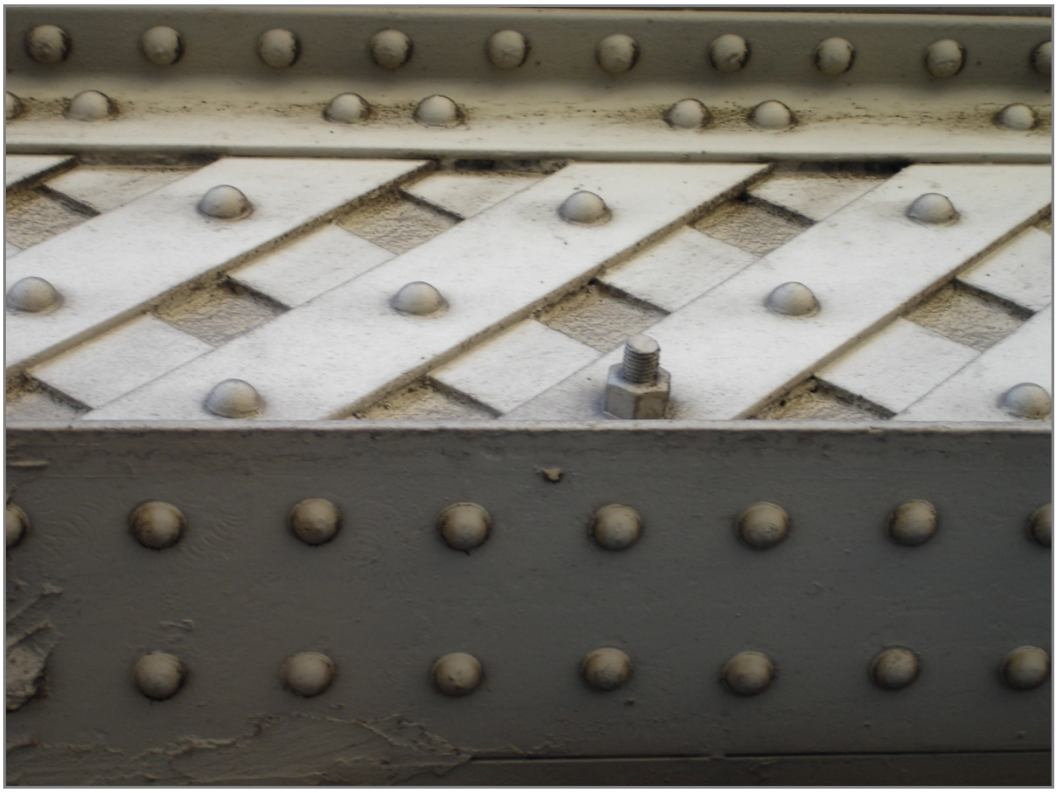


Figura 1.55 Unió reblonada. Autoria personal.

Tornat al nostre estudi aclarir que la idea fonamental que marca **el concepte rebló és la unió**. La classificació de les unions es fa basant-se si les mateixes són separables (desmuntables) o no ho són. S'entén tal fet si *para separar los elementos unidos por el ensamble es preciso destruir la unión* o bé *pueden separase con facilidad sin destruirlos*. El primer cas és el dels **reblons**, objectiu del nostre estudi, tot indicant que l'altre és el dels elements definits com a *pernos y chavetas* que en cap cas hi estan estudiats.

Sense més preàmbuls respecte al reblons, l'autor ja passa a la seva aplicació en bigues armades. Seria interessant destacar la nomenclatura pròpia de l'època que com es veurà en alguns ítems difereix una mica de l'emprada actualment;

> La plancha vertical se llama **alma**, y de aquí también el nombre de vigas de alma llena; las **cabezas** están constituidas por los **hierros de ángulo** y las **tablas**.

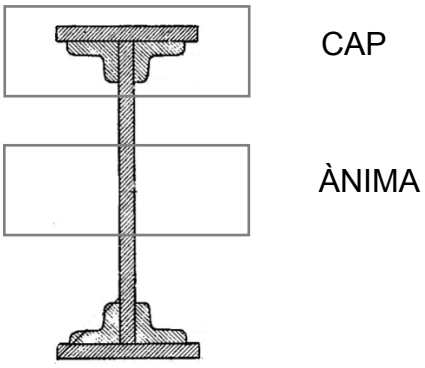


Figura 1.56 Biga armada

Respecte als avantatges de l'ús d'aquests perfils en destaca un i de caire econòmic;

> **Nos permitirá darle gran altura** y con ello aumentar extraordinariamente el momento de inercia de las cabezas y por tanto su resistencia.

La hipòtesi que el manual prescriu per al càlcul de les mateixes és la basada en el fet que ***el momento flector lo resisten exclusivamente las cabezas y el esfuerzo cortante lo resiste exclusivamente el alma***, hipòtesi molt emprada a la resistència de materials.

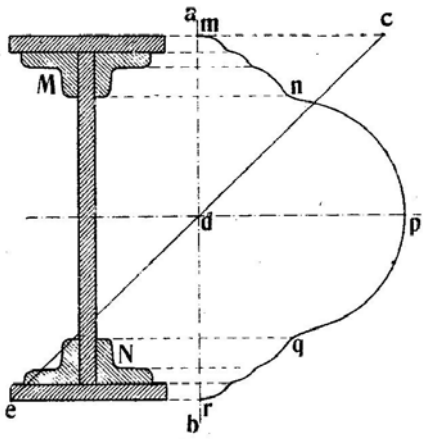


Figura 1.57 Distribució d'esforços en la biga armada

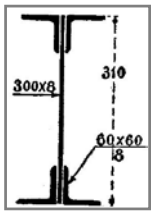
> Como vemos la **máxima importancia de los esfuerzos que producen la flexión está en las cabezas**, y poca importancia tiene para los puntos interiores al alma, en cambio para los **esfuerzos cortantes** no tiene

importancia alguna su efecto en las cabezas, **teniendo en cambio una influencia de un 90 a un 95 por ciento en el alma.**

A tall de resum;

> Dicho esto, calcularemos **las cabezas valiéndonos como siempre de la fórmula de Navier** y calculando la sección peligrosa.
>
> Calculada **la cabeza se calculará el alma por la fórmula de la cortadura** y será conveniente después comprobar si la sección neutra que es en la que el esfuerzo cortante tiene más importancia resulta bien al valor particular que adquiere.

A continuació el llibre mostra un exercici del qual, tal i com es veurà, ja del propi enunciat es pot treure molta informació de les dades fetes servir i que podríem extrapolar a les que hipotèticament es podien emprar en les condicions de treball real d'època.



Una viga compuesta tal como indican las dimensiones y disposición del adjunto croquis, tiene 4,620 metros de luz. Se trata de saber *qué carga puede resistir* prescindiendo de los agujeros de los roblones. Se supone que el coeficiente de resistencia es de 8 Kg por mm^2. (Aplicación de la fórmula de Navier $\frac{Pl}{8} = \frac{KI}{z}$)

La informació que es creu interessant de destacar, indirectament explicitada i extrapolable al quefer diari, la podem sistematitzar en els següents punts:

1. La distribució de càrrega es considera uniforme en biga recolzada. Aquesta premissa es dedueix del fet que l'expressió calculada per obtenir el moment ha estat $M = \frac{ql^2}{8}$. De fet ja s'havia comentat a l'apartat de mètode de càlcul la dificultat de treballar amb la unió encastada.
2. El material de treball és l'habitual; σ= 8 Kg per mm^2. (En alguna ocasió s'empra σ= 10 Kg per mm^2).

3. L'equació de Navier $\sigma = \frac{M}{W}$, se'ns presenta, als llibres de resistència de l'època com $M = \frac{Kl}{z}$. Així, doncs, sembla clar que la notació emprada era: $\sigma = k$ i $w = \frac{I}{z}$

4. Es negligeix l'efecte dels forats dels reblons. Tot i això el mateix llibre en un altre apartat n'havia justificat que, en primera aproximació, no era necessari degut al coeficient de seguretat emprat.

> Cuando se quiere exactitud hay que tener en cuenta al calcular los momentos de inercia de la sección, de rebajar las secciones correspondientes a los agujeros de los roblones; sin embargo también se puede prescindir de ellos en atención a cuanto llevamos dicho tantas veces, respecto al margen que deja el **coeficiente de resistencia**.

Com a càlcul previ, el mateix llibre ens ofereix el valor[92] de $\frac{I}{z} = 442101$, amb la qual cosa podem saber ja el valor del mòdul resistent.

Tenint en compte la relació que hi ha entre aquest, la tensió i el moment, es dedueix fàcilment que el valor d'aquest darrer.

Recordant l'expressió anterior que relaciona moment i càrrega pel cas de distribució uniforme, **s'obté un valor de P=6118 kgs**. (Cal remarcat que es treballa, pel que dedueix en valor de càrrega (kg) i no de càrrega uniforme (kg/m) com seria avui en dia més habitual).

El darrer punt tractat al llibre, abans de passar al càlcul dels reblons de les bigues armades, consisteix en definir el valor i la influència de l'esforç tallant als diferents punts de les mateixes. És remarcable el fet que, si prèviament s'havia fet menció dins els apunts a la fórmula de Navier, en aquest cas no es menciona per res la fórmula de Collignon fent referència només *que la relación presentada se deduce por cálculos superiores que aquí no exponemos*[93].

---

[92] Molt sovint, l'autor omet les unitats

[93] Por ser imprescindible para el cálculo de los roblonados de las vigas damos aquí esta fórmula de aplicación indispensable.

Els autors defineixen *el valor del esfuerzo cortante longitudinal en los distintos puntos de una vida*, atenent a les següents relacions;

El esfuerzo cortante longitudinal en una línea *m n* viene dado por;

$$Q = \frac{D}{Ia}\omega h$$

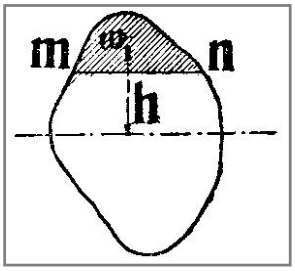


Figura 1.58 Esfuerzo longitudinal en una línea m-n

Q, es el esfuerzo cortante longitudinal por unidad de sección.

D, el esfuerzo cortante transversal máximo en la longitud en que se estudie el valor del esfuerzo.

ω, el área de la sección comprendida entre la línea m n y la fibra más separada del eje.

h, la distancia del eje neutro al centro de gravedad de ω.

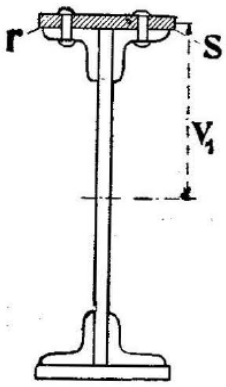
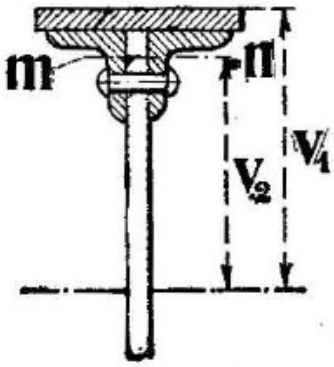
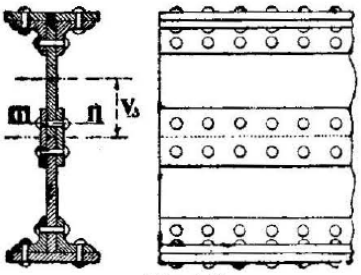
I, momento de inercia de la sección total del sólido.

a, anchura *m n* de la capa considerada.

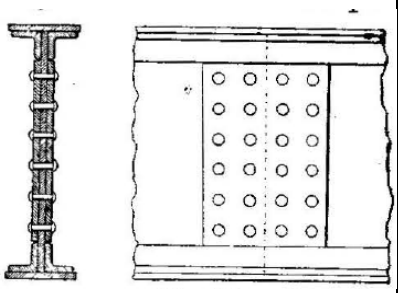
Un cop presentades les dades bàsiques per abordar el tema, l'autor passa al seu estudi tot i aprofundint les característiques principals de cada tipologia.

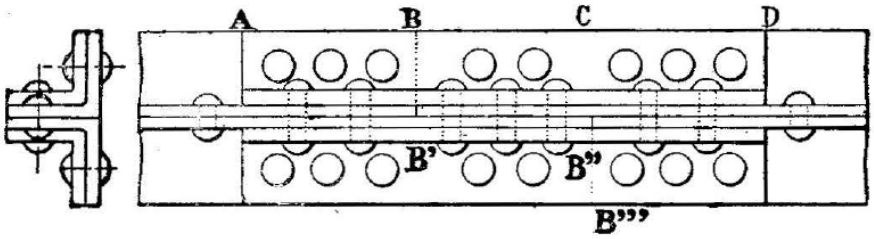
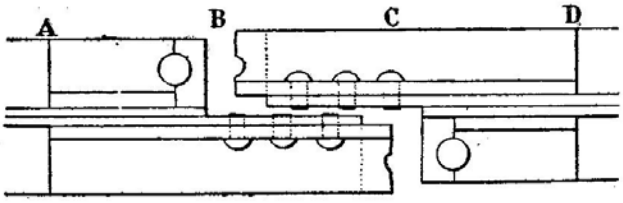
Cálculo de los roblonados de las vigas

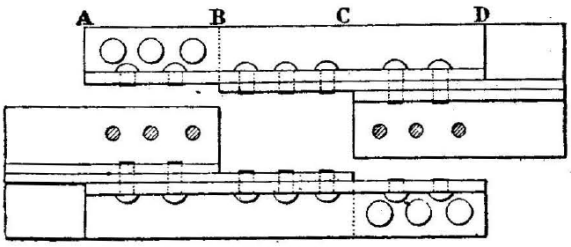
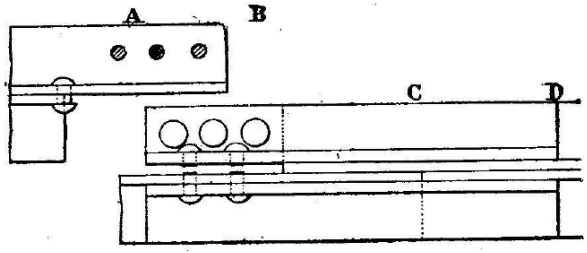
- Unión de las tablas a las escuadras
- Unión de las escuadras al alma
- Unión de dos trozos de alma en sentido longitudinal
- Unión de dos trozos de alma en sentido vertical
- Empalme de las escuadras con cubrejuntas angular
- Empalme de varios palastros superpuestos

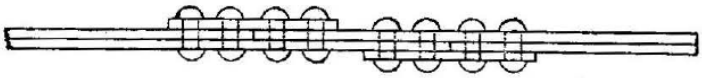
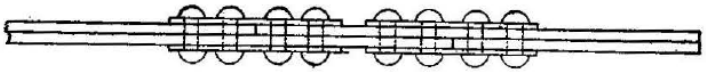
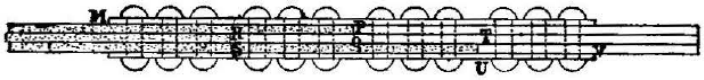
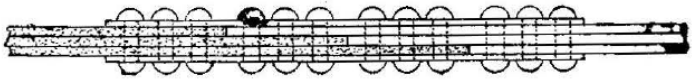
Unión de las tablas a las escuadras		
	$2n_1 \frac{\pi d_1^2}{4} K_d \geq \frac{D}{I} \omega_1 v_1$	ω_1, área parte rayada. v_1, distancia del eje neutro al c.d.g. de la parte rayada [94]. n_1, núm. de roblones de una fila por unidad de longitud. d_1, diámetro.
Unión de las escuadras al alma		
	$2n_2 \frac{\pi d_2^2}{4} K_d$ $\geq \frac{D}{I} (\omega_1 v_{1+} \omega_2 v_2)$	ω_2, sección de los dos ángulos v_2, distancia de su c.d.g., situado en la línea *m n*, al eje neutro
Unión de dos trozos de alma en sentido longitudinal		
	$2n_3 \frac{\pi d_3^2}{4} K_d$ $\geq \frac{D}{I} (\omega_1 v_{1+} \omega_2 v_2$ $+ \omega_3 v_3)$	ω_3, sección de la porción del alma hasta el eje neutro. v_3, distancia del c.d.g. de aquella porción del alma al mismo.

[94] *No habría inconveniente en tomar como valor de v_1 la mitad de la altura de la viga, pues obraríamos en exceso.*

Unión de dos trozos de alma en sentido vertical		
	$2n_4 \frac{\pi d_4^2}{4} K_d \geq D$	Los roblones deben resistir solamente el esfuerzo cortante transversal.

Empalme de las escuadras con cubrejuntas angular	
	
 $2(\omega_1 - e_1 d)K_{t-c} + n_v \frac{\pi d^2 4}{4} \frac{K_{t-c}}{5} \geq 2(\omega - ed)K_{t-c}$ $n_v \geq \frac{10}{4} \frac{(\omega - ed) - (\omega_1 - e_1 d)}{\frac{\pi d_4^2}{4}}$	**ω**, sección de la escuadra **e**, espesor **ω₁**, sección cubrejuntas angular **e₁**, espesor del cubrejuntas angular

 $(n_v + 2(n'_h + n'_v))\frac{\pi d^2}{4}\frac{4}{5} \geq 2(\omega - ed)$	**n_h y n_v**, los roblones situados entre *B* y C en las aletas horizontales y verticales respectivamente **n'_h**, el número de roblones situados en una ala horizontal entre el extremo *A* del cubrejuntas y la línea *B* o entre C y *D*
 $(2n'_v + n'_h))\frac{\pi d^2}{4}\frac{4}{5} \geq \omega - ed$	**n'_v**, número de roblones entre los mismos puntos de un ala vertical.

Empalme de varios palastros superpuestos	
	Dos planchas a juntas encontradas con cubrejuntas simples, de espesor igual a cada uno de los palastros.
	Dos planchas a juntas encontradas, con cubrejuntas dobles, de espesor igual a la mitad de cada una de las planchas.
	**n** palastros con juntas alternadas y dos cubrejuntas de espesor igual a la mitad del de las planchas.
	n palastros con juntas escalonadas. Cubrejuntas simples de espesor igual al de la plancha.
	**n** palastros con juntas escalonadas. Dos cubrejuntas de espesor igual a la mitad del de la plancha.

Per acabar, l'autor planteja la **disposició constructiva** dels mateixos elements. Sobta de nou la simplicitat amb que s'aborda el tema, indicant a nivell molt general com implementar-ho, sense entrar en detall i amb uns esquemes simples i a voltes il·legibles.

Figura 1.59 Detall unió reblonada. Autoria personal.

En todos los roblonados los diámetros de los roblones acostúmbranse hacer de 1,5 a 3 veces el espesor de la plancha. Generalmente d=2e, sin que desde luego sea un valor fijo.

La distancia entre los roblones de una misma fila debe tener como límite inferior una distancia de 2,5 d. Finalmente la distancia h de los roblones al borde de la plancha debe hacerse como mínimo igual al diámetro del roblón. Cuando los roblones se disponen en dos filas se colocan según muestran las figuras.

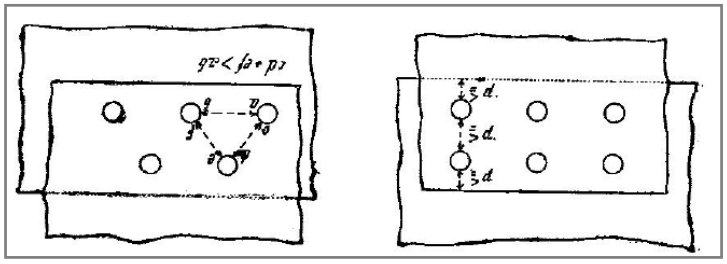


Figura 1.60 Distància entre reblons[95]

Finalmente, pueden disponerse en filas de tal modo que la central sea la que tenga mayor número de roblones y vayan disminuyendo, hasta el extremo según las figuras. Su cálculo ofrece alguna dificultad.

[95] La grafia resulta totalment il·legible, fins i tot en el material original

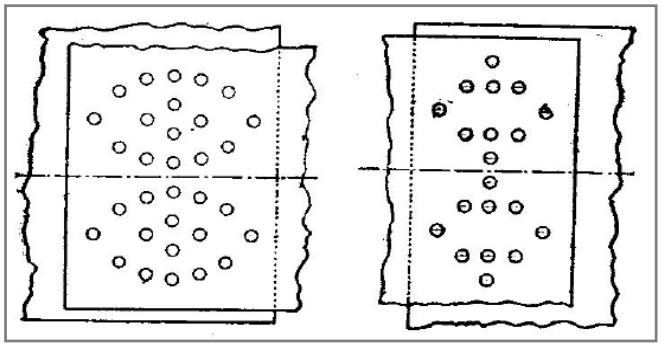
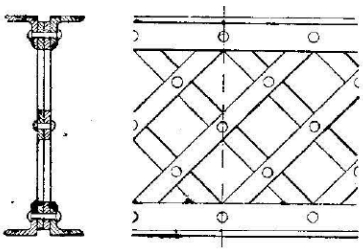
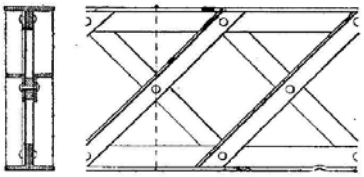
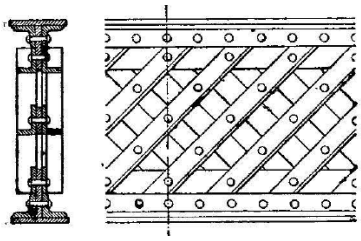


Figura 1.61 Disposicions constructives

Un cop arribats a aquest punt queda el darrer apartat que se'ns dubte és el més important i al que se li condeix més rellevància; **les bigues en gelosia**. El mateix llibret mostra esquemàticament les principals tipologies de biga en gelosia per, en darrer cas, presentar-ne el seu càlcul.

Vigas en celosía	
Tipologia	**Característica**
	Las escuadras no se ponen en contacto y entre ellas sustituyendo a la plancha vertical de las vigas armadas hay las barras de celosía. Las escuadras sirven, pues, de cepo a las mismas. Aun cuando en el dibujo no hay ninguna tabla, puede haber las que se deseen. En los cruces de las barras hay que colocar roblones.

	En este caso, los ángulos están en contacto y las barras de la celosía vienen aplicadas por el exterior. Hay que tener cuidado de interponer en los cruces de las celosías, gruesos iguales a la suma de gruesos verticales de las escuadras.
	Las cabezas están formadas de una o más tablas y dos escuadras separadas por un pedazo de alma llena vertical. Las barras de celosía van cosidas por medio de uno o más roblones a la plancha vertical. En los puntos de cruzamiento de las barras de celosía deben interponerse trozos de plancha de espesor igual al trozo de alma llena. (Se emplea para grandes vigas de puentes).

El càlcul de la biga en gelosia queda reduït a unes fórmules que en el mateix llibret molt breument es dedueixen.

Partint de les hipòtesi que sobre la mateixa hi actua un esforç tallant D i que sobre la línea vertical hi ha q punts d'unió de la gelosia; cada una d'aquestes unions sofrirà un esforç $\frac{D}{q}$

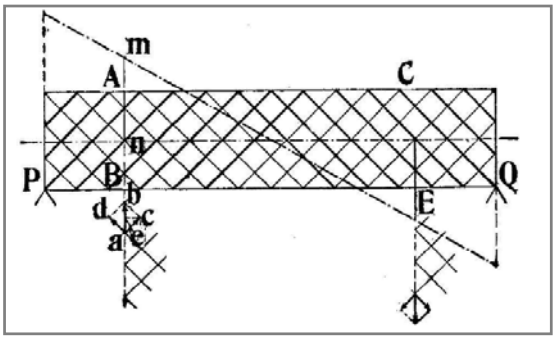


Figura 1.62 Esquema de la jàssera en gelosia

De l'anterior figura, que esquematitzaria el detall que estem estudiant, es dedueix que l'esforç, tant de tracció T com de compressió C tindran el mateix valor i que aquest valdrà la relació:

$$F = \frac{D}{2q \cos \propto}$$

Amb la qual cosa la secció de les barres vindrà definida per:

$$\omega = \frac{D}{2q\, K\cos \propto}$$

En aquelles disposicions on 2 q=1, s'obté;

$$\omega = \frac{D}{K\cos \propto}$$

Al determinar la sección hay que descontar el agujero o agujeros del roblonado. Para calcular el roblón o número de roblones de cada cruce y de su unión con las cabezas basta fijarse que cada roblón tiene con

respecto a una barra, una sección de cortadura; por lo tanto, si n' es su número,

$$n' \frac{\pi d^2}{4} K_d = \frac{D}{q}$$

Cuando la viga ha de soportar cargas estáticas en el punto de aplicación de las mismas se colocan **montantes verticales**. Estos montantes verticales **se calculan por la fórmula de Euler como si estuvieran sometidos a la compresión por las fuerzas que sobre ellos actúan**.

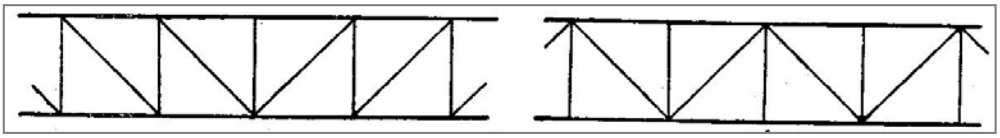


Figura 1.63 Bigues amb muntants verticals.

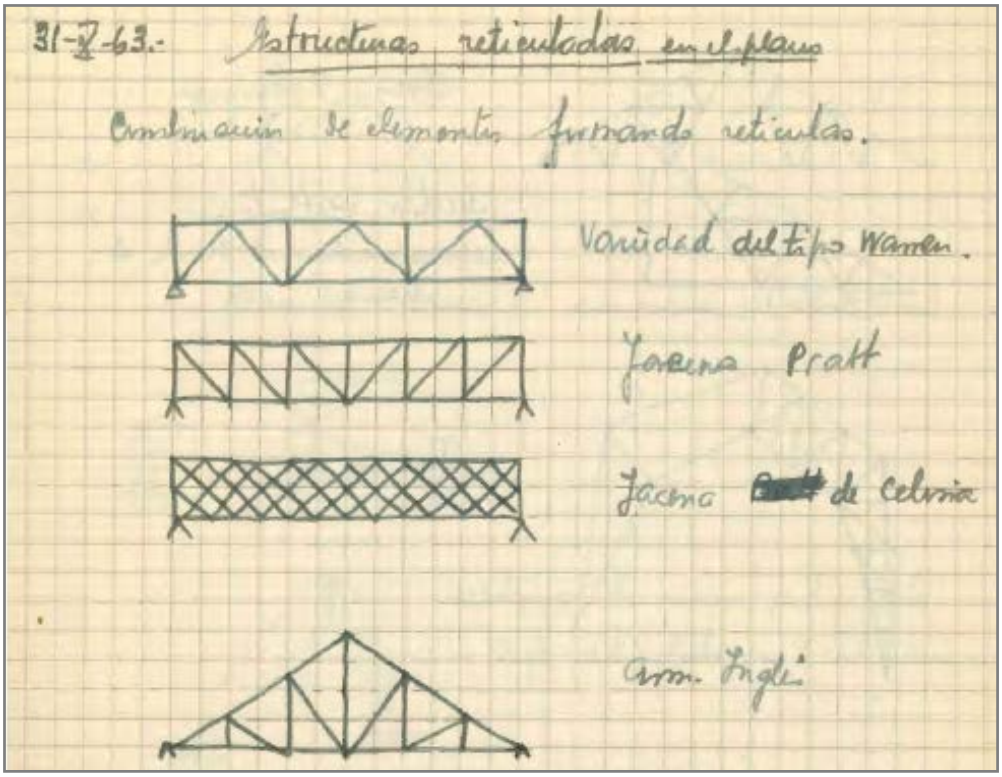


Figura 1.64 Exemple didàctic de bigues amb muntants verticals.

Per concloure el càlcul de les bigues, els autors recalquen que fora important tenir en compte el pes propi de les mateixes. Menystenir-lo podria alterar considerablement els resultats finals. La idea plantejada pels mateixos

fora primerament fer els càlculs sense aquesta consideració, després calcular el pes propi i finalment refer-los amb aquest nou valor obtingut. Ells proposen repetir el procés 2 ó 3 vegades per tal d'obtenir uns valors acceptables.

La fórmula que se'ns presenta pel càlcul dels pes propi de la biga és força complexa i es fa referència al manual del professor Marvá citat al BLOC I. En cap moment se'n dedueix ninguna de les seves parts ni es diu el perquè d'aquests valors. Aquesta fóra:

$$p' = t\left(\frac{2M_0}{Rh} + \frac{C_0}{R''}\right)(1+k)$$

Essent:

p', peso en kilos por metro lineal de la viga.
t, peso del metro cúbico del metal (7800 kgs).
M_0, momento de la sección peligrosa en kilográmetros.
C_0, esfuerzo cortante de los apoyos.
R, coeficiente de trabajo del metal por metro cuadrado.
h, altura de la biga en metros.
R'', coeficiente de trabajo al esfuerzo cortante por metro cuadrado.
K, coeficiente que se acostumbra a hacer igual a 0,30.

La darrera consideració plantejada pels autors és el tema dels reforços;

> Las vigas en los puntos de apoyo hay que reforzarlas en atención al esfuerzo cortante igual a la reacción. Consíguese por medio de barras verticales.

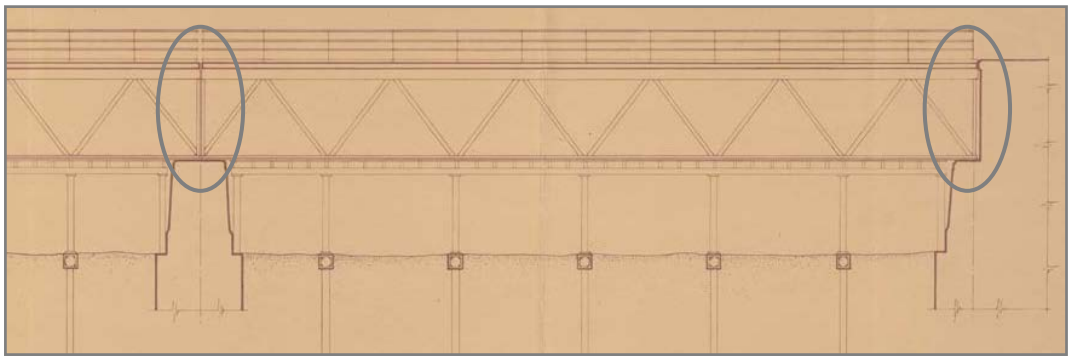


Figura 1.65 Puente sobre el rio Muga. Arxiu Eduardo Torroja

Per concloure l'apartat s'especifica tot l'anterior amb un exemple complert de biga armada.

Cal fer notar, com s'ha fet amb d'altres exercicis, que la importància que es vol donar, més que al resultat en sí, és al procediment que es feia servir, així com les hipòtesi i simplificacions que se'n derivaven de les mateixes.

Com sempre, fer esment que això són els càlculs teòrics; els "d'escola tècnica", per altre costat, tal i com es veurà hi ha el càlcul real; els de l'obra a construir.

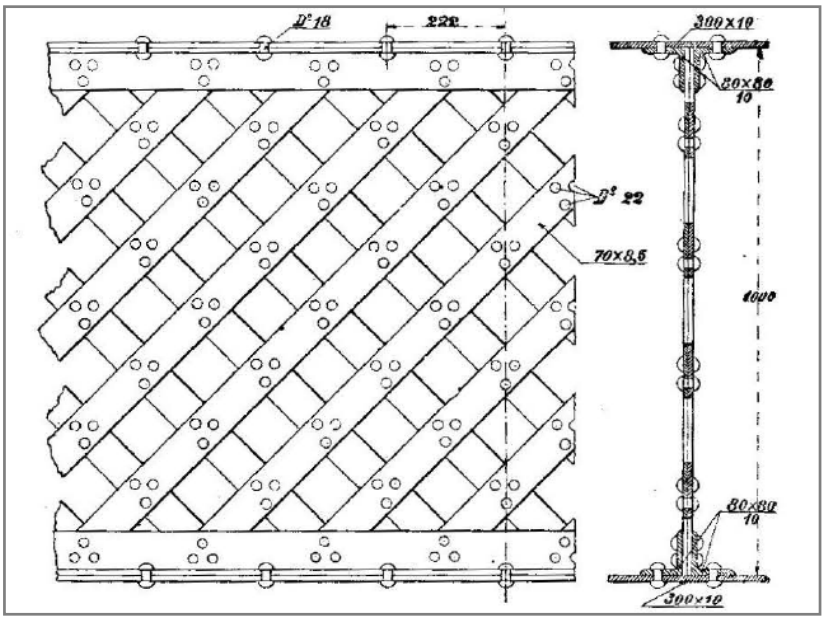


Figura 1.66 Biga armada

Calcular una viga de celosía de 10 metros de luz, 1 metro de altura, barras inclinadas a 45°. Cuatro cruzamientos en una línea vertical. Carga por metro lineal, 2.500 Kg. ($K_{t\text{-}c}$ = 6 Kg.; K_d = 3 Kg).

1. Càlcul del pes propi de la pròpia biga.

Primer cal recordar que la biga es considera amb una distribució de càrrega uniforme i recolzada, obtenint així un problema isostàtic que ens permet calcular *el momento de la sección peligrosa* així com *el esfuerzo cortante de los apoyos* de coneguts valors $M_0 = \frac{1}{8}ql^2$ i $C_0 = \frac{ql}{2}$ respectivament.

El segon pas serà l'obtenció del pes propi de l'element. Substituint els valors, a l'expressió corresponent prèviament indicada, obtenim un valor de pes propi[96] $p' = 147{,}87 \approx 150$.

Per tant la càrrega total que actua sobre la biga serà

$$p = 2500 + 150 = 2650$$

2. Càlcul dels caps.

Un cop sabem els valors de les sol·licitacions ja podem aplicar els valors corresponents a la llei de Navier per trobar la inèrcia necessària.

$$\sigma = \frac{M}{W} \ \left(M = \frac{Kl}{z} \, , \, \sigma = k \text{ i } w = \frac{I}{z} \right) \rightarrow \ I = 2760416666.$$

Figura 1.67 Detall unió reblonada. Autoria personal.

Un cop arribats a aquest punt la inèrcia necessària es troba per tanteig; *hemos de combinar hierros para formar la cabeza de tal modo que su momento de inercia sea igual al que acabamos de hallar*.

És comença amb una secció donada i, en funció dels valors obtinguts, augmentarem o disminuirem els valors de partida.

En aquest *se dispone* de ***cuatro escuadras de 80 X 80 X 10***. *El momento de inercia de la sección formada será* I_1*= 1364920000.*

[96] Novament insistir que els autors rarament treballen amb unitats fet que dificultat el seguiment i la verificació operativa. Es pressuposen totes.

Aquest valor és inferior al desitjat així *adaptaremos a la parte superior e inferior dos tablas de 10 mm de espesor y 300 mm de anchura*. Aquest nou element aportarà una inèrcia quantificada com I_2=1530200000.

Si sumen I_1 i I_2 obtenim **I_{Total}= 2895120000** i per tant com que *la suma excede un poco del valor que debe tener,* ***el resultado obtenido podemos darlo como bueno***.

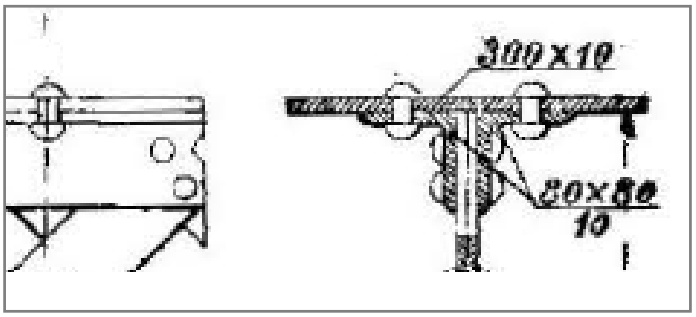


Figura 1.68 Detall secció considerada

Hem de pensar que a l'època que es planteja el problema tots els càlculs eren fets a ma, segurament sense ús de calculadora; potser amb regla de càlcul. Basant-nos en aquest fet s'entén la sentència amb què acaba l'apartat;

> Como se comprende, para todos estos cálculos presta gran ayuda el auxilio de tablas de las que nosotros prescindimos atendiendo al carácter de estos apuntes.

3. *Càlcul de la gelosia*.

Prèviament es troba **la secció neta** de les barres per, *a posteriori*, passar a calcular-les. Es proposa un ample de les mateixes de 70 mil·límetres.

Tal i com havíem vist la secció de les barres es podia obtenir mitjançant l'expressió[97];

$$\omega = \frac{D}{2q\,K\cos\propto} \rightarrow \omega = 391\ {}^{m}/_{m}$$

[97] Novament una dada curiosa en quant a les unitats; es parla de secció en canvi la unitat corresponent és el mil·límetre.

Si volem calcular l'efectiva haurem, prèviament, de calcular el diàmetre dels reblons. El valor del tallant que actuarà en cada encreuament (són quatre en cada línea vertical) valdrà $\frac{D}{4} = 3312\ \mathrm{kg}$.

S'ha de decidir quants reblons volem que suportin aquest valor. Els autors en **proposen 3**. Així doncs el seu diàmetre vindrà donat per l'expressió;

$$3312 = 3\frac{3{,}1416d^2 3}{4} \rightarrow d = 21{,}63$$

És a dir que col·locarem **3 reblons de diàmetre 22** en cada encreuament i per a cada unió de la gelosia amb les esquadres.

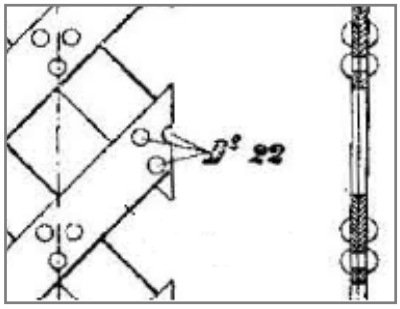


Figura 1.69 Detall secció considerada

Amb aquestes dades ja podem passar a calcular les barres. Com en sabem la seva secció podem fàcilment obtenir;

$$391 = (70 - 22)x \rightarrow x = 8{,}1$$

Arrodonint els càlculs es proposa una **secció de 70 x 8,5**.

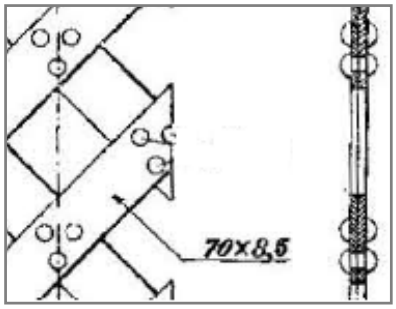


Figura 1.70 Detall secció considerada

4. *Reblonat de la unió taula - escaire*.

Hay que calcular, ante todo, el esfuerzo de desgarramiento longitudinal en la línea superior de las escuadras.

Serà el darrer apartat de càlcul. Aplicarem la relació vista a les taules precedents; la unió de les taules als escaires i d'ella obtindrem el valor desitjat de reblons per mil·límetre lineal. S'empren reblons de diàmetre 18.

$$\frac{D}{I}\omega h = 6{,}93; \qquad 6{,}93 = 2n_1 \frac{3{,}1416\times 18^2}{4} \times 3 \rightarrow n_1 = 0{,}0045$$

Si volguéssim el valor de reblons per metre obtindríem n_1=4,5. Així doncs, **la distància de rebló a rebló** la podríem fàcilment calcular com $\frac{1000}{45} = \mathbf{222}$ **mil·límetres**.

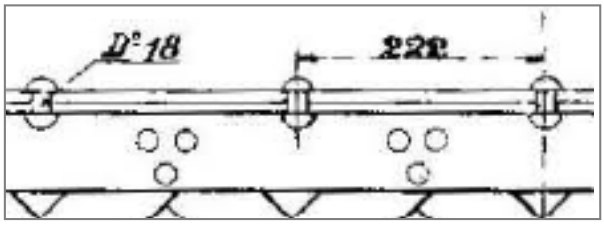


Figura 1.71 Detall secció considerada

Figura 1.72 Detall unió reblonada. Autoria personal.

1900-1929	**Instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos.**
	Instrucción para el cálculo de tramos metálicos.

INSTRUCCIÓN PARA REDACTAR LOS PROYECTOS

DE

PUENTES METALICOS

REAL ORDEN

DICTAMEN DEL CONSEJO DE OBRAS PÚBLICAS

1.3.1. Instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos.

MINISTERIO DE AGRICULTURA, INDUSTRIA, COMERCIO Y OBRAS PÚBLICAS

Real orden disponiendo se publique en la GACETA **LA INSTRUCCIÓN PARA LA REDACCIÓN DE PROYECTOS DE PUENTES METÁLICOS**.

Publicación: 05/06/1902, número 156
Referencia: 1902/04265
Ministerio de Agricultura, Industria, Comercio y Obras Públicas
Páginas: 999 – 1003

Estructura

Dictamen del consejo de Obras Públicas.

Capítulo Primero

Cargas y demás esfuerzos exteriores que se deberán admitir como base de los cálculos de resistencia.

Capítulo Segundo

Coeficientes de resistencia de los diversos metales y calidad de los hierros y aceros.

Capítulo Tercero

Reconocimiento, pruebas, gálibos y disposiciones generales.

Ilmo. Sr.:

Para la redacción de los proyectos de construcción de puentes de hierro en las carreteras, rige en la actualidad el modelo de pliego de condiciones que se aprobó por Real orden de 16 de Julio de 1878[98], con algunas adiciones que se dictaron en la de 23 de Abril de 1893[99] relativas a la calidad de hierros, aceros y coeficientes de resistencia.

---

[98] Previene que los formularios para la redacción de los proyectos de carreteras aprobados con la citada fecha
Publicación: 13/07/1878, número 194
Referencia: 1878/04808
Ministerio de Fomento
Páginas: 106

[99] Real decreto dictando disposiciones relativas á la construcción de carreteras.

Hace tiempo se reconoció la necesidad de introducir modificaciones y suplir las deficiencias que se habían advertido en el expresado pliego; y, con tal objeto, se nombró en 4 de Febrero de 1896 una Comisión encargada de revisarla en la parte **concerniente a los puentes de carreteras**, y se acordó en 16 de Abril siguiente **que el estudio se hiciera extensivo a los ferrocarriles**. [...].

En cumplimiento de dichas órdenes presenta aquélla una Instrucción para redactar los proyectos de puentes metálicos, acompañada de Memoria descriptiva, trece hojas de planos y apéndices dedicados, uno al cálculo de las cargas uniformes equivalentes a los trenes tipos de ferrocarriles y de carros que circulan por los puentes, y otro al estudio de los resultados tenidos al ensayar en el Laboratorio de la Escuela de Caminos, los metales enviados por las fábricas de Mieres, Vizcaya y Altos-Hornos.

La citada Instrucción se divide en tres capítulos que tratan, sucesivamente, de las cargas y demás esfuerzos que se deberán admitir como base de los cálculos de resistencia de los puentes; coeficientes de trabajo y calidad de los metales que se empleen en los mismos y, finalmente, reconocimientos, pruebas, gálibos y disposiciones generales sobre los proyectos de dichas obras. La Memoria descriptiva se compone de los mismos capítulos que la Instrucción, y después de pasar revista al material de ferrocarriles que se usa dentro y fuera de España, llega a fijar los trenes tipos que deben servir de base para el cálculo de los puentes metálicos destinados a ferrocarriles de vía ancha, o a los de vía estrecha de un metro. Estudia también la sobrecarga estática y el tren-tipo de carros para los puentes de carreteras, y explica, con gran extensión, el modo de calcular las cargas uniformemente repartidas equivalentes a dichos trenes tipos.

Publicación: 22/04/1893, número 112
Referencia: 1893/03041
Ministerio de Fomento
Páginas: 323 – 327

Figura 1.73 Detall estructura. Autoria personal.

Según el parecer del Consejo de Obras Públicas, es un mérito la extraordinaria labor llevada a cabo, e **importa mucho que sea conocida cuanto antes para que sirva de guía a los Ingenieros que hayan de proyectar tramos metálicos, a las fábricas que los construyan y a las empresas que los adopten**.

Firma

Madrid, 25 de Mayo de 1902.

Canalejas. Ilmo. Sr. Director de Obras Públicas.

Año CCXLI.—Núm. 156 Jueves 5 Junio 1902 Tomo II.—Pág. 997

PRECIOS DE SUSCRIPCIÓN

Madrid..... Por un mes.... Ptas. 5
Provincias, incluso las islas Baleares y Canarias.... Por tres meses. — 20
Ultramar..... Por tres meses. — 30
Extranjero..... Por tres meses. — 45

El pago de las suscripciones será adelantado, no admitiéndose sellos de correos para realizarlo.

En la Administración de la Gaceta se hallan de venta ejemplares de esta publicación oficial, al precio de 0,50 pesetas cada uno.

PUNTOS DE SUSCRIPCIÓN

Madrid: En la Administración de la Gaceta, Ministerio de la Gobernación, piso bajo.

Provincias: En las Depositarías-Pagadurías de Hacienda, ó directamente por carta al Jefe de la Sección, acompañando valores de fácil cobro.

Los anuncios y toda clase de reclamaciones se reciben en dicha Administración de la Gaceta de Madrid, de nueve á doce de la mañana, todos los días, menos los festivos.

GACETA DE MADRID

PARTE OFICIAL

PRESIDENCIA DEL CONSEJO DE MINISTROS

S. M. el Rey (Q. D. G.) y Augusta Real Familia continúan en esta Corte sin novedad en su importante salud.

SUMARIO

Ministerio de Gracia y Justicia:
Subsecretaría. — Vacante de una plaza de Escribano de actuaciones en el Juzgado de primera instancia de Medina de Rioseco.

Ministerio de la Guerra:
Real decreto disponiendo que el Inspector Médico de segunda clase D. Luis Koch pase á situación de reserva.

Ministerio de Marina:
Real decreto autorizando al Ministro de Marina para que, sin las formalidades de subasta, contrate varios muebles metálicos para el crucero Cataluña.
Intendencia general. — Relación de pensiones concedidas por este Ministerio.

Ministerio de Hacienda:
Real decreto aprobatorio del adjunto reglamento sobre las facultades y deberes de los Agentes del servicio de Vigilancia de la Compañía Arrendataria de Tabacos.
Dirección general de la Deuda pública.—Estado de las operaciones verificadas en esta Dirección general por los conceptos que se expresan.

Ministerio de Instrucción pública y Bellas Artes:
Reales órdenes de personal.
Subsecretaría. — Anunciando la apertura de la Exposición de las obras del eminente pintor Rosales.
Real Academia de la Historia. — Convocatoria á los premios que ha de adjudicar esta Real Academia en los años 1903 y 1904.

Ministerio de Agricultura, Industria, Comercio y Obras públicas:
Ley (reproducida) autorizando al Gobierno de S. M. para otorgar la construcción de un ferrocarril desde Figueras á Rosas.
Real orden disponiendo se publique en la Gaceta la instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos.
Dirección general de Obras públicas. — Orden aprobatoria del acta de subasta celebrada para la adjudicación de una red de tranvías eléctricos en Barcelona.
Instituto agrícola de Alfonso XII.—Subasta para la venta de un lote de trigo.

Asociación Matritense de Caridad:
Estados de contabilidad de esta Asociación, correspondientes al mes de Mayo próximo pasado.

Administración provincial:
Diputación provincial de Valencia. — Sorteos públicos para amortización de 250 obligaciones provinciales de carreteras, 90 títulos de la primera serie y 100 de la segunda.
Intervención de Hacienda de la provincia de Sevilla.—Extravío de un resguardo de depósito.
Delegación de Hacienda de la provincia de Murcia.—Extravío de una carta de pago.
Tribunal de oposiciones. — Convocando á los opositores á Escuelas de niños, vacantes en la provincia de Toledo.
Comisión liquidadora de Cuerpos disueltos de Cuba y Puerto Rico. — Extravío de un abonaré.
Edictos de varias dependencias de Hacienda citando á los individuos que se mencionan.

Administración municipal:
Ayuntamiento constitucional de Madrid.— Clasificación de las defunciones ocurridas en Madrid en la fecha que se expresa.
Llamamiento de pago de intereses y amortización de las clases de Deuda municipal que se expresan.
Undécimo sorteo trimestral para la amortización de 83 obligaciones municipales de la Deuda amortizable por expropiaciones en el interior.
Edictos de Ayuntamientos y Alcaldías en averiguación del paradero de los individuos que se expresan.

Administración de Justicia:
Edictos de Audiencias provinciales, Juzgados militares, de primera instancia y municipales.

Tribunal Supremo:
Pliegos 50 y 51 de las sentencias de la Sala de lo civil, correspondientes al tomo I del año actual.
Pliegos 33 y 34 de las sentencias de la Sala segunda, correspondientes al tomo I del año actual.

MINISTERIO DE AGRICULTURA, INDUSTRIA, COMERCIO Y OBRAS PUBLICAS

Habiéndose padecido un error de copia en la ley publicada por este Ministerio en la Gaceta del 18 de Mayo último, se reproduce á continuación, debidamente rectificada:

LEY

DON ALFONSO XIII, por la gracia de Dios y la Constitución Rey de España, y en su nombre y durante su menor edad la Reina Regente del Reino;

A todos los que la presente vieren y entendieren, sabed: que las Cortes han decretado y Nos sancionando lo siguiente:

Artículo 1.° Se autoriza al Gobierno de S. M. para otorgar la construcción, sin subvención ni auxilio del Estado, de un ferrocarril de vía ancha y de servicio público que, partiendo de Figueras y pasando por Vilasacra y Castellón de Ampurias, termine en Rosas.

Art. 2.° Se declara este ferrocarril de utilidad pública para los efectos de la expropiación forzosa y ocupación de los terrenos de dominio público.

Art. 3.° Esta concesión se ajustará al proyecto presentado en el Ministerio de Agricultura, Industria, Comercio y Obras públicas con fecha 15 de Diciembre de 1900, salvo las modificaciones que dicho departamento estime oportunas.

Art. 4.° La concesión del citado ferrocarril se otorgará con arreglo á la ley general de 23 de Noviembre de de 1877 y reglamento para su ejecución de 24 de Mayo de 1878.

Por tanto:

Mandamos á todos los Tribunales, Justicias, Jefes, Gobernadores y demás Autoridades, así civiles como militares y eclesiásticas, de cualquier clase y dignidad, que guarden y hagan guardar, cumplir y ejecutar la presente ley en todas sus partes.

Dado en Palacio á diez y seis de Mayo de mil novecientos dos.

YO LA REINA REGENTE

El Ministro de Agricultura, Industria, Comercio y Obras públicas,
José Canalejas y Méndez.

MINISTERIO DE LA GUERRA

REAL DECRETO

Vengo en disponer que el Inspector Médico de segunda clase D. Luis Koch y Ferrer cese en el cargo de Inspector de Sanidad militar de la segunda región y pase á situación de reserva, por haber cumplido la edad que determina el art. 36 de la ley de 29 de Noviembre de 1878; quedando satisfecho del celo, inteligencia y lealtad con que ha desempeñado dicho cometido.

Dado en Palacio á cuatro de Junio de mil novecientos dos.

ALFONSO

El Ministro de la Guerra,
Valeriano Weyler.

MINISTERIO DE MARINA

REAL DECRETO

Con arreglo á lo que determina la excepción de punto 4.°, art. 6.°, del Real decreto de 27 de Febrero de 1892: á propuesta del Ministro de Marina, de acuerdo con el Consejo de Ministros,

Vengo en autorizar al Ministro del ramo para que, sin las formalidades de subasta, contrate con la Compañía Ibérica Mercantil é Industrial de esta Corte, varios muebles metálicos para el crucero protegido de primera clase Cataluña.

Dado en Palacio á cuatro de Junio de mil novecientos dos.

ALFONSO

El Ministro de Marina,
V. Cristóbal Colón de la Cerda.

MINISTERIO DE HACIENDA

REAL DECRETO

A propuesta del Ministro de Hacienda, de acuerdo con el Consejo de Ministros y con lo informado por el de Estado en pleno,

Vengo en aprobar con carácter definitivo el adjunto Reglamento sobre las facultades y deberes de los Agentes del servicio de Vigilancia de la Compañía arrendataria de Tabacos.

Dado en Palacio á veintisiete de Mayo de mil novecientos dos.

ALFONSO

El Ministro de Hacienda,
Tirso Rodrigáñez.

REGLAMENTO DEFINITIVO

sobre las facultades y deberes de los Agentes del servicio de Vigilancia de la Compañía arrendataria de Tabacos.

Artículo 1.° Los Agentes del servicio especial de Vigilancia establecido por la Compañía arrendataria de Tabacos, y que la misma mantiene en uso de la facultad que le está concedida por la condición 16.ª del Contrato aprobado por Real decreto de 20 de Octubre de 1900, tendrán las facultades y medios que se determinan por este Reglamento.

Art. 2.° El servicio especial de vigilancia á que se refiere el artículo anterior será de dos clases: terrestre y marítima. Los Agentes destinados á la vigilancia terrestre deberán llevar visados sus respectivos nombramientos por el Gobernador militar, Gobernador civil y Delegado de Hacienda de la provincia á que se les asigne, para poder hacer uso de las facultades y medios que en este Reglamento se les conceda; excepción hecha de los Agentes que presten servicio en el Campo de Gibraltar y de Estepona, cuyos nombramientos irán visados únicamente por el Comandante general de dicho Campo.

Asimismo, y con igual objeto, deberán llevar visados sus respectivos nombramientos por la Autoridad de Marina de la

Figura 1.74 Real orden disponiendo se publique en la Gaceta la Instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos.

rio de Psicología, Lógica y Etica y Rudimentos de Derecho del Instituto de Figueras, con el sueldo de 3.000 pesetas anuales, con cargo al presupuesto municipal, y demás ventajas de la ley, á D. Jenaro González Carreño.

De Real orden lo digo á V. I. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde á V. I. muchos años. Madrid 26 de Mayo de 1902.

C. DE ROMANONES

Sr. Subsecretario de este Ministerio.

Ilmo. Sr.: S. M. el Rey (Q. D. G.) ha tenido á bien nombrar, en virtud de oposición, Catedrático numerario de Latín del Instituto de Reus, con el sueldo anual de 3.000 pesetas, con cargo al presupuesto municipal, y demás ventajas de la ley, á D. José Alviñana y Mompó.

De Real orden lo digo á V. I. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde á V. I. muchos años. Madrid 26 de Mayo de 1902.

C. DE ROMANONES

Sr. Subsecretario de este Ministerio.

Ilmo. Sr.: S. M. el Rey (Q. D. G.) ha tenido á bien nombrar, en virtud de oposición, Catedrático numerario de Psicología, Lógica y Etica y Rudimentos de Derecho del Instituto de Baeza, con el sueldo anual de 3.000 pesetas, con cargo al presupuesto municipal, y demás ventajas de la ley, á D. Leopoldo de Urquía y Martín.

De Real orden lo digo á V. I. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde á V. I. muchos. Madrid 26 de Mayo de 1902.

C. DE ROMANONES

Sr. Subsecretario de este Ministerio.

Ilmo. Sr.: S. M. el Rey (Q. D. G.) ha tenido á bien trasladar, en virtud de concurso, á una cátedra de Matemáticas del Instituto de Cádiz, con el sueldo anual de 4.000 pesetas, 3.000 de entrada y 1.000 por razón de dos quinquenios, á D. Manuel Portillo Jokmam, actual Catedrático numerario de igual asignatura del Instituto de Badajoz.

De Real orden lo digo á V. I. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde á V. I. muchos años. Madrid 26 de Mayo de 1902.

C. DE ROMANONES

Sr. Subsecretario de este Ministerio.

Méritos y servicios de D. Manuel Portillo Jokmam.

Doctor graduado en la Facultad de Ciencias, Sección de Exactas.

Graduado de Licenciado en la de Derecho.

Auxiliar de la Sección de Ciencias de Institutos y Auxiliar interino de Facultad de Ciencias desde 4 de Junio de 1883.

Ha publicado una obra titulada *Elementos de Algebra*, declarada dos veces de mérito, á virtud de informes favorables del Consejo de Instrucción pública y la Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

Catedrático numerario de Matemáticas de Institutos en virtud de oposición y Real orden de 19 de Junio de 1889.

Ilmo. Sr.: S. M. el Rey (Q. D. G.) ha tenido á bien nombrar, en virtud de oposición, Catedrático numerario de Matemáticas del Instituto de Santiago, con el sueldo anual de 3.000 pesetas y demás ventajas de la ley, á D. Adoración Ruiz Tapiador.

De Real orden lo digo á V. I. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde á V. I. muchos años. Madrid 28 de Mayo de 1902.

C. DE ROMANONES

Sr. Subsecretario de este Ministerio.

Ilmo. Sr.: S. M. el Rey (Q. D. G.) ha tenido á bien nombrar, en virtud de oposición, Catedrático numerario de Matemáticas del Instituto de Orense, con el sueldo anual de 3.000 pesetas y demás ventajas de la ley, á D. Juan Simón y Mayorga.

De Real orden lo digo á V. I. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde á V. I. muchos años. Madrid 28 de Mayo de 1902.

C. DE ROMANONES

Sr. Subsecretario de este Ministerio.

Ilmo. Sr.: S. M. el Rey (Q. D. G.) ha tenido á bien nombrar, en virtud de oposición, Catedrático numerario de Matemáticas del Instituto de Castellón, con el sueldo anual de 3.000 pesetas y demás ventajas de la ley, á D. Florencio Moraga y Sánchez.

De Real orden lo digo á V. I. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde á V. I. muchos años. Madrid 28 de Mayo de 1902.

C. DE ROMANONES

Sr. Subsecretario de este Ministerio.

Ilmo. Sr.: S. M. el Rey (Q. D. G.) ha tenido á bien nombrar, en virtud de oposición, Catedrático numerario de Matemáticas del Instituto de Reus, con el sueldo anual de 3.000 pesetas, con cargo al presupuesto municipal, y demás ventajas de la ley, á D. Antonio Martín Mengod.

De Real orden lo digo á V. I. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde á V. I. muchos años. Madrid 28 de Mayo de 1902.

C. ROMANONES

Sr. Subsecretario de este Ministerio.

Ilmo. Sr.: S. M. el Rey (Q. D. G.) ha tenido á bien nombrar, en virtud de oposición, Catedrático numerario de Matemáticas del Instituto de Lérida, con el sueldo anual de 3.000 pesetas y demás ventajas de la ley, á D. Miguel Martí Blat.

De Real orden lo digo á V. I. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde á V. I. muchos años. Madrid 28 de Mayo de 1902.

C. DE ROMANONES

Sr. Subsecretario de este Ministerio.

Ilmo. Sr.: S. M. el Rey (Q. D. G.) ha tenido á bien nombrar, en virtud de oposición, Catedrático numerario de Matemáticas del Instituto de Figueras, con el sueldo anual de 3.000 pesetas, con cargo al presupuesto municipal, y demás ventajas de la ley, á D. Domingo Sáenz Paris.

De Real orden lo digo á V. I. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde á V. I. muchos años. Madrid 28 de Mayo de 1902.

C. DE ROMANONES

Sr. Subsecretario de este Ministerio.

Ilmo. Sr.: S. M. el Rey (Q. D. G.), ha tenido á bien nombrar, en virtud de oposición, Catedrático numerario de Matemáticas del Instituto de Vitoria, con el sueldo anual de 3.000 pesetas y demás ventajas de la ley, á D. Pedro Angel Rosal y Obejero.

De Real orden lo digo á V. I. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde á V. I. muchos años. Madrid 28 de Mayo de 1902.

C. DE ROMANONES

Sr. Subsecretario de este Ministerio.

MINISTERIO DE AGRICULTURA, INDUSTRIA, COMERCIO Y OBRAS PÚBLICAS

REAL ORDEN

Ilmo. Sr.: Para la redacción de los proyectos de construcción de puentes de hierro en las carreteras, rige en la actualidad el modelo de pliego de condiciones que se aprobó por Real orden de 16 de Julio de 1878, con algunas adiciones que se dictaron en la de 23 de Abril de 1893, relativas á la calidad de hierros, aceros y coeficientes de resistencia.

Hace tiempo se reconoció la necesidad de introducir modificaciones y suplir las deficiencias que se habían advertido en el expresado pliego, y con tal objeto se nombró en 4 de Febrero de 1896 una Comisión encargada de revisarle en la parte concerniente á los puentes de carreteras, y se acordó en 16 de Abril siguiente que el estudio se hiciera extensivo á los de ferrocarriles.

La expresada Comisión, presidida por el Ilustrísimo Sr. D. José Alvarez Núñez, Inspector general de primera clase, y compuesta de los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos D. Serafín Freart, D. Peluyo Mancebo, D. Guillermo Petit, D. Alfredo Mendizábal y D. Luis Gaztelu, formuló entonces los trabajos principales; pero se suspendieron porque á la sazón se ocupaba la Junta Consultiva en la modificación de los formularios de proyectos de carreteras, y se creyó que el resultado podía ejercer influencia en los que practicara la Comisión.

Cuando se conoció el alcance de las alteraciones propuestas por la extinguida Junta, y que no afectaban á los trabajos encomendados á la mencionada Comisión de puentes de hierro, se consideró indispensable, en 26 de Febrero de 1900, reanudar las operaciones interrumpidas con el mismo personal que antes la constituía, pero bajo la presidencia de D. Pantaleón Gutiérrez, Subdirector de Obras públicas é Inspector del Cuerpo, en sustitución del Sr. Alvarez Núñez, que había sido jubilado.

Según el parecer del Consejo de Obras públicas, es de un mérito extraordinario la labor llevada á cabo, é importa mucho que sea conocida cuanto antes, para que sirva de guía á los Ingenieros que hayan de proyectar tramos metálicos, á las fábricas que los construyan y á las empresas que los adopten.

La índole, sin embargo, de los documentos de que se compone, requiere que se haga de ellos una tirada especial y con la debida separación, porque se emplean muchas y complicadas fórmulas algebraicas y muchos planos detallados; así es que S. M. el Rey (Q. D. G.) ha tenido á bien otorgar su aprobación á los mencionados documentos con la forma propuesta por esa Dirección general; disponer que se publique en la Gaceta la instrucción propiamente dicha, con la supresión de los dibujos á que la misma se refiere, y el dictamen emitido por el Consejo de Obras públicas, como ampliación de aquélla; y, por último, que se den las gracias á los citados Inspectores é Ingenieros por el notable trabajo que han realizado.

De Real orden lo comunico á V. I. para su cumplimiento y efectos oportunos. Dios guarde á V. I. muchos años. Madrid 25 de Mayo de 1902.

CANALEJAS

Ilmo. Sr. Director general de Obras públicas.

CONSEJO DE OBRAS PÚBLICAS

INSTRUCCIÓN PARA REDACTAR LOS PROYECTOS DE PUENTES METÁLICOS

117

DICTAMEN DE CONSEJO

Del expediente resulta que, por orden de 4 de Febrero de 1896, se nombró una Comisión encargada de revisar el pliego de condiciones, aprobado en 16 de Julio de 1878, para la construcción de puentes de hierro en las carreteras, y por otra de 16 de Abril del primer año citado, se dispuso que la indicada reforma se hiciera extensiva á los puentes necesarios en los ferrocarriles.

En cumplimiento de dichas órdenes presenta aquélla una Instrucción para redactar los proyectos de puentes metálicos, acompañada de Memoria descriptiva, trece hojas de planos y dos apéndices dedicados: uno al cálculo de las cargas uniformes equivalentes á los trenes tipos de ferrocarriles y de carros que circulan por los puentes, y otro al estudio de los resultados obtenidos al ensayar, en el Laboratorio de la Escuela de Caminos, los metales, enviados por las fábricas de Mieres, Vizcaya, Felguera y Altos Hornos.

La citada Instrucción se divide en tres capítulos, que tratan, sucesivamente, de las cargas y demás esfuerzos que se deberán admitir como base de los cálculos de resistencia de los puentes; coeficientes de trabajo y calidad de los metales que se emplean en los mismos, y, finalmente, reconocimientos, pruebas, gálibos y disposiciones generales sobre los proyectos de dichas obras.

La Memoria descriptiva se compone de los mismos capítulos que la instrucción, y después de pasar revista al material de ferrocarriles que se usa dentro y fuera de España, llega á fijar los trenes tipos que deben servir de base para el cálculo de los puentes metálicos destinados á ferrocarriles de vía ancha ó á los de vía estrecha de un metro. Estudia también la sobrecarga estática y el tren tipo de carros para los puentes de carreteras, y explica, con gran extensión, el modo de calcular las cargas uniformemente repartidas, equivalentes á dichos trenes tipos. A esta parte de la Memoria se refieren las indicadas hojas de planos y el Apéndice núm. 1.

Para estudiar el tren tipo correspondiente á los ferrocarriles de vía ancha ha tenido presente la Comisión que el aislamiento de la red española, que no se une mas que á la de Portugal, impide que la influencia del servicio combinado con otros países indique al aumento de peso del material móvil, y tampoco es probable que se verifique en límites desproporcionados, porque exigiría la renovación de los puentes y de la vía, y eso no lo podría soportar el estado financiero de las Compañías. Fundada aquélla en esas consideraciones, adopta la locomotora de 52 toneladas, el ténder de 31.50 y rigón de 21 con 7 m de longitud.

Compara esta máquina con la del tren tipo francés de cuatro ejes de 14 toneladas y 8m,30 de longitud y con la admitida en la circular austriaca de 1887, que pesa 52 toneladas con 9m,50 de longitud. De estas dos, la primera da 0,36 toneladas por metro lineal, y la segunda 5,47, al paso que la española tiene 5,77. Si se establece la comparación con las locomotoras unidas á sus ténders, resulta para el tren español $\frac{83,5}{15,5} = 5,4$ toneladas por metro lineal; $\frac{80}{15,30} = 5,10$ toneladas en el francés y $\frac{82}{15,60} = 5,25$ toneladas en el austriaco.

Además de esto se adoptan para el tren español vagones que pesan 3 toneladas por metro lineal en vez de las 2,7 y 2,3 que tienen, respectivamente, el francés y el austriaco, y, á semejanza de lo que se ha hecho en casi todas las instrucciones extranjeras posteriores á 1890, se adopta un aumento de las cargas, creciente á medida que disminuye la luz, á fin de to-

ner en cuenta las acciones dinámicas y otros efectos conocidos que aconsejan introducir dicho aumento en los puentes de pequeña luz. Este se verifica generalmente para las inferiores á 15°, pero la Comisión hace extensivo el aumento hasta la luz de 20°, con objeto, según dice, de que se puedan admitir locomotoras de 14 toneladas sobre cada eje. De este modo y teniendo presente que en las de 4 de esos ejes, acopladas, es la separación de los mismos notablemente mayor que el 1°,20 adoptado para el tren tipo que propone la Comisión, deduce ésta, que no habrá inconveniente en que circulen máquinas de esa clase por los puentes calculados con arreglo á las cargas del tren tipo que propone, y aun podrán admitirse las máquinas de 60 toneladas con longitud de 10°,40, y tender que no sea más desfavorable que el de su tren tipo.

Considera aquélla que los ferrocarriles económicos, que principalmente se han de construir en España con los de vía de un metro, y al fijar el tren tipo para los mismos acepta la locomotora tender de 36 toneladas y 7°,50 de longitud, cuyo peso, de 4,80 toneladas por metro lineal, es algo mayor que el de todas las usadas hasta hoy en nuestro país. El vagón de 16 toneladas que se acepta, es el de la línea de Peñarroya á Fuente del Arco, que también resulta el más pesado de todos los que circulan por las líneas españolas de esa clase.

Establece el art. 5.° de la Instrucción que los puentes metálicos para carreteras deberán hallarse en condiciones de soportar, además de su peso propio, la carga estática procedente de una acumulación de personas y el paso de una ó más filas de carros de los más pesados que circulen en la localidad.

La carga estática que el modelo de pliego de condiciones de 1878, vigente en España, fija en 300 kilógramos por metro cuadrado, se eleva á 400 kilógramos, excepto para los puentes alejados de centros importantes de población y cuyas luces excedan de 40°, para los cuales podrá reducirse dicha carga, sin bajar de 300 kilógramos; y se funda para ello la Comisión, en que la mayor parte de los Ingenieros consideran necesaria la carga estática de 400 kilógramos, que prescribe la circular francesa de 1891, cuando es posible una acumulación compacta de personas sobre el piso del puente. Para la dinámica prescinde aquélla de los carros muy pesados de cuatro ruedas que fijaba el citado pliego de condiciones, por ser excepcionales en España esta clase de vehículos y porque las cargas previstas dan margen para admitirlos siempre que no constituyan trenes continuos. Tampoco se ha tenido en cuenta el paso por los puentes de grandes piezas de artillería, máquinas agrícolas muy pesadas y otros vehículos semejantes cuya circulación por las carreteras no se deba consentir, á juicio de la Comisión, sin un permiso concedido después de una información previa.

El tren tipo para los puentes de que se trata se compone de carros de 6 á 8 toneladas tirados por caballerías enganchadas á rastra, del modo que detalla el citado art. 5.° de la Instrucción.

Con objeto de facilitar las aplicaciones, se han determinado cuadros de cargas uniformes equivalentes á dichos trenes tipos para el cálculo de los momentos de flexión y de los esfuerzos cortantes en todos los puentes que sólo producen cargas verticales sobre los apoyos, comprobando los resultados obtenidos, por diversos procedimientos que se detallan en la Memoria.

En el cap. 2.° de la Instrucción se prescriben las reglas sobre resistencia y calidad de los metales que se emplean en los puentes, justificándolas debidamente en la Memoria, y en el cap. 3.° se detallan las pruebas que han de sufrir aquéllos, el ancho y altura libre de los mismos y accesorios generales de los de ferrocarriles.

A todo ello acompaña el informe favorable del Subdirector de Obras públicas que presidió la Comisión y en el observa que, si á primera vista parece algo excesiva el peso de 52 toneladas de la locomotora del tren tipo, comparado con el de las que ya circulan en algunas líneas españolas, resulta en definitiva que las cargas uniformes equivalentes á ese tren tipo no son menores que las de otros en que figuran máquinas tan pesadas como las que se acaban de citar. Para explicar esto, ha creído necesario el Consejo exponer las siguientes consideraciones:

Queda dicho en el extracto que el peso por metro lineal de la locomotora del tren tipo español es mayor que el de la del austríaco de 1884 y menor que el de la del francés de 1891; pero si se consideran estas máquinas unidas á sus respectivos tenders, resulta el peso por metro lineal en el tren español mayor que en el austríaco y que en el francés. Añádase á esto que los vagones del tren español pesan 3 toneladas por metro lineal en vez de las 2,7 y 2,3 que tienen, respectivamente, el francés y el austríaco, y se viene en conocimiento de que, á igualdad de número de máquinas y de longitud de tren ocupada por vagones, pesa más el español que cualquiera de los otros dos con los cuales se viene comparando. El tren Rector austríaco se compone de 2 máquinas con sus tenders, dos de ellas orientadas en sentido contrario y vagones colocados en cola y en cabeza, caso que se verifica cuando marchando un tren á doble tracción tiene una avería dentro del puente y unida en sentido opuesto una máquina de socorro con vagones en cola. El francés es un tren ordinario marchando á doble tracción, y el español tiene también dos máquinas, pero orientadas en sentido contrario, y vagones en cabeza y en cola, como el dos trenes, marchando á simple tracción, se hallasen dentro del puente; lo cual, según muchos Ingenieros, produce un aumento de los momentos de flexión; el tren austríaco sólo tiene vagones en cola. Si además de esto se tiene presente que, según se ha dicho en el extracto, la Comisión ha hecho un aumento de las cargas uniformes para los tramos, cuya luz es menor de 20°, se explica bien que el resultado de su trabajo sea una escala de cargas uniformes para los momentos de flexión, cuyas cifras superan á las correspondientes del tren tipo francés calculadas por Leber: sean muy poco menores que las de la circular austríaca, para tramos de 15 á 25° de luz y mayores que ellas para todas las demás luces. Comparando las cargas uniformes para el cálculo de los esfuerzos cortantes resultan las obtenidas por la Comisión muy poco menores que las de la circular austríaca para luces comprendidas entre 20 y 40° y mayores en todos los demás casos.

Pero Leber propuso al Congreso de ferrocarriles del año 1900, escalas de cargas uniformes para los trenes de Europa que llama extrapesados y pesados. Estos últimos tienen material diferente, según que sean de viajeros ó mercancías: ambos se suponen que marchen á doble tracción con vagones en cola, y los primeros llevan máquinas de 60 toneladas con 2 ejes de 18 y otros dos de 12, tender de 3 ejes de 12 toneladas cada uno y vagones de 2,28 toneladas por metro lineal. Las máquinas del tren de mercancías son de 4 ejes de 14 toneladas, distantes entre sí 1°,20, con tender de 3 ejes de 10 toneladas y vagones de 2,80 toneladas por metro lineal. La longitud total de una y otra clase de máquinas es 8°,50, y la de los tenders 5°,10, resultando un peso medio de 6°,15 toneladas por metro lineal para la primera máquina con su tender, y 5°,51 para la segunda. Recordando que la parte ocupada por las máquinas y tenders del tren tipo español pesa 5°,40 toneladas por metro lineal, y los vagones 3 toneladas, también por metro lineal, se ve que es muy poco diferente del de mercancías que Leber ha estudiado con el que denomina material pesado de Europa. Por eso no es de extrañar que las escalas de cargas uniformes que ha deducido sean casi iguales á las del tren español, que tienen cifras muy poco menores para luces de 15 á 35°, y algo mayores para las demás.

Le falta al Consejo establecer comparación entre el material del tren tipo español y el que recientemente han adquirido las principales Compañías de ferrocarriles de nuestro país. La de Madrid á Zaragoza y á Alicante ha traído, para los trenes expresos, máquinas de 3 ejes de 14 toneladas, y 2 de 9 en el carretón delantero, con una longitud entre topes de 10°,305 y peso total de 60 toneladas, que dan 5,71 por metro lineal; el tender pesa 36 toneladas, y unido á la máquina, da 5,63 por metro lineal. Los carruajes destinados á esos trenes son de 31 toneladas y 17°,60 de longitud, é dan 1,93 toneladas por metro lineal, resultando todo este material de menor peso medio que el del tren de viajeros núm. 30 estudiado por Leber con el llamado material pesado de Europa. Las máquinas de mercancías adquiridas por la misma Compañía en los años 1900 y 1901, son de 50 toneladas, y unidas á su tender pesan 4,87 toneladas por metro lineal, en vez de las 5,51 que tienen las también de mercancías del material pesado de Europa.

La 1.ª División de ferrocarriles ha manifestado que las nuevas máquinas de viajeros de la red del Norte tienen 3 ejes de 14 toneladas y 2 de 7,35 en el carretón delantero, con un peso total de 57,70 toneladas y longitud de 9°,60, que dan 6,01 toneladas por metro lineal. Para estas máquinas se utilizan, según se dice, los tenders de las antiguas del Norte, más ligeros que los modernos, y el peso medio de éstos y de la nueva máquina debe ser menor que el del material nuevo de la Compañía de Madrid á Zaragoza y á Alicante.

Las máquinas de viajeros de los ferrocarriles Andaluces, adquiridas recientemente, son también de 3 ejes de 14,4 toneladas y dos de 8,4, dando un total de 60 toneladas, que, repartidas en 10°,515 que tiene de longitud, resultan 5,69 toneladas por metro lineal. Su tender es de 24,5 toneladas, y el peso por metro lineal de éste y de la máquina es de 5,27 toneladas; los mayores coches que han de arrastrar pesan 1,71 toneladas por metro lineal, resultando todas esas cargas menores que las del llamado por Leber material pesado de Europa. Las nuevas máquinas de mercancías de la citada Compañía son de 48,4 toneladas y su tender de 24,6, ó sean 4,65 toneladas por metro lineal en vez de las 5,51 que tienen las de dicho material pesado. Los vagones de éste son de 2,8 toneladas por metro lineal, como los nuevos de los Andaluces, resultando, por consiguiente, el nuevo material de esta Compañía perfectamente compatible con las escalas de cargas propuestas por la Comisión.

En vista de lo que antecede y de que, según el apartado 4.° del art. 5.° de la Instrucción, se deben calcular las vigametas y demás piezas del piso de los puentes de modo que puedan soportar el paso de un eje aislado de 18 toneladas, es seguro que los puentes para ferrocarriles de vía normal, calculados con arreglo á los preceptos de dicha instrucción, podrán dar paso al material que circula por las líneas españolas.

No desconoce el Consejo que si la Comisión hubiera principiado hoy su trabajo, en vez del año 1895 en que fué nombrada, tal vez hubiera sido prudente tener en cuenta el afán de modernizarse que se observa en algunas de nuestras Compañías ferroviarias y elegir un tren tipo de material algo más pesado; pero una vez hecho el trabajo que se presenta y estableciéndose en el apartado 3.° del art. 2.° que si hubiesen de circular por algún puente locomotoras, ó mejor dicho, trenes cuyos efectos de desarrollo de momentos de flexión más desfavorables que los definidos en el párrafo primero del mismo artículo, se modificará el tren tipo según corresponda, no ve el Consejo inconveniente en que se apruebe esta parte de la instrucción, sin perjuicio de que, si las Compañías se decidan á traer material que produzca mayores esfuerzos que los del tren tipo propuesto por la Comisión, se modifiquen éste y las escalas de cargas, sin necesidad de variar el resto de la instrucción, y se refuercen convenientemente los puentes que lo exijan y aun el material fijo de la vía.

Ferrocarriles de vía de un metro.

La locomotora-tender adoptada para el tren tipo es de 36 toneladas y 7°,50 de longitud, que produce, por metro lineal, una carga de 4,8 toneladas; en vez de las 4,77 y 4,54 que, respectivamente, producen la máquina de 40,60 toneladas y 8°,50 de longitud usada en el camino de San Julián de Musques á Castro Urdiales, y la de 40 toneladas y 8°,30 de longitud que figura en el tren tipo francés del año 1891, vigente en la actualidad. Existe además la circunstancia de que los ejes de 10 toneladas de esta última locomotora distan entre sí 1°,20, y en el tren español 1°, pesando cada uno 9 toneladas, de modo que el del metro lineal de la longitud entre ejes es de 1,11 toneladas en el tren tipo francés, y 12 toneladas en el español. Los vagones de estos dos trenes son idénticos, y tanto por esas circunstancias, como por la disposición que ha dado la Comisión al tren Rector; por el tanto por ciento de aumento de las cargas consignado en el art. 4.° de aquélla para los puentes cuya luz sea menor de 20°; y por la advertencia hecha en el párrafo cuarto del art. 9.° de que las vigametas y demás piezas del piso de los puentes, para esta clase de vía se calcularán en el supuesto de que puedan dar paso á ejes aislados de 12 toneladas, entiende el Consejo que es aceptable todo lo que propone la Comisión para dichos puentes.

Puentes para las carreteras.

El art. 41 del modelo de pliego de condiciones del año 1878 para esta clase de puentes está inspirado en las reglas de la instrucción francesa de 1877; pero éste se modificó el año 1891, reduciendo á 8 toneladas el peso de los carros de dos ruedas, y elevando á 400 kilógramos por metro cuadrado el peso de una acumulación de personas.

En España se vió que no existen los carros de 12 toneladas de cuatro ruedas, ni los de 9 toneladas de dos ruedas, que exigía dicho art. 41, habiéndose originado grandes dificultades para hacer las pruebas de los puentes en cuyos proyectos se exigía que pudieran circular vehículos de dichas clases.

Por eso prescinde de ellos la Comisión y exige que los carros sean siempre de dos ruedas con un peso variable de 6 á 8 toneladas, según los casos, sin contar el de las caballerías del tiro. Todo ello le parece al Consejo muy acertado, así como también el que se fije en 400 kilógramos el peso por metro cuadrado de una acumulación de personas, y las reglas de aplicación de estas cargas, que con suma claridad, se establecen en el art. 5.° de la Instrucción.

Las cargas uniformes equivalentes al tren tipo para tramos rectos de carreteras se han calculado para carros de 6 y 8 toneladas, en el supuesto de que los primeros serán tirados por tres caballerías solamente, en vez de las cuatro consignadas en algunos libros, cosa que reparte el peso del carro en menor longitud y aumenta las cifras expresadas en los cuadros de cargas del art. 8.° de la Instrucción, lo cual es una garantía más de seguridad.

Nada tiene que observar el Consejo sobre el contenido del artículo 9.° de la Instrucción y en cuanto al 10, dirá, que por consecuencia de la catástrofe ocurrida en el viaducto del Tay (Escocia), que fué derribado por el viento el año 1875, se hicieron estudios que demostraron la necesidad de tener en cuenta la influencia de aquél. La intensidad de esta fuerza, que señala el párrafo primero de dicho artículo, es la que admiten todos los Ingenieros, y la evaluación de la superficie á que ha de aplicarse, contenida en el párrafo segundo, es la señalada en el párrafo (f), apartado 1.° de la circular austríaca de 1887. El contenido de los párrafos tercero y cuarto del artículo que viene examinando el Consejo, es admitido por todos los Ingenieros, y el párrafo quinto es indispensable, á fin de evitar que se repitan los hechos ocurridos en España de tener que reformar algunos puentes, que se estaban construyendo, porque evidentemente iban á ser volcados por el viento.

Calidad de hierros y aceros y coeficientes de resistencia.

Las prescripciones relativas á este asunto que había en el citado modelo de pliego de condiciones de 1878, se modificaron por la Real orden de 23 de Abril de 1893, que dijo limitaría el trabajo á que había de someterse el metal de los puentes de ferrocarriles ó de carreteras. También expresó la conveniencia de ensayar el material de los puentes antes de un empleo y la Comisión ha estudiado esos puntos en el trabajo que presenta.

Para ello ha tenido presente la mencionada circular francesa de 1891, los trabajos hechos en otros países y el resultado de los ensayos verificados en el Laboratorio de la Escuela de Caminos con las probetas remitidas por las principales fábricas españolas.

Está demostrado que el mejor medio de examinar la calidad del hierro, y mucho más del acero, consiste en medir su resistencia á la tracción y el alargamiento, y al producto de este último por la carga de rotura se llama coeficiente de calidad. Para el del acero se adoptó el núm. 10 próximamente, en el Congreso de París de 1889, aceptando el coeficiente de rotura de 40 á 48 kilógramos por milímetro cuadrado, y el alargamiento de 0°,24 á 0°,22. Una disposición oficial del año 1892 fijó en Austria el coeficiente de rotura variable de 35 á 45 kilógramos con alargamientos de 0°,28 á 0°,22 para el acero laminado, y para el destinado á los robiones límites de rotura de 35 á 40 kilógramos y alargamientos de 0°,32 á 0°,26. En el primer grupo difiere poco de 10 el coeficiente de calidad, y en el segundo, ó sea el del metal para robiones, varía de 11,20 á 10,40. Todos esos alargamientos habían de ser medidos en probetas de 0°,20 de longitud y 500 mm² de sección. La circular francesa de 1891 había admitido, para el acero laminado, alargamiento de 0°,22 y carga de rotura de 42 kilógramos, ó sea un coeficiente de calidad de 9,24, y para el acero destinado á robiones, 0°,28 y 38 kilógramos, respectivamente, con un coeficiente de calidad de 10,64. La Comisión ha fijado en 9,5 y 11 respectivamente el mínimo de ese coeficiente para el acero, según que sea laminado ó destinado á robiones: en el primer caso admite carga de rotura mínima de 40 kilógramos y alargamiento, también mínimo, de 0°,22, y en el segundo 38 kilógramos y 0°,26 respectivamente; todo lo cual halla el Consejo dentro de los límites exigidos en los pliegos de condiciones mejor estudiados.

Los coeficientes de resistencia del hierro colado, que fija el artículo 12 de la Instrucción, se han copiado de la mencionada circular francesa de 1891, y los del acero, consignados en el art. 13, varían con las luces de los tramos desde 8,50 á 11 kilógramos por mm². según estableció Leber en el informe que presentó al Congreso de ferrocarriles de 1900, excepto para el límite inferior, que es de 9 kilógramos en dicho trabajo, y la Comisión cree prudente rebajarlo á 8,50 kilógramos. Procede así, según dice, porque en los tramos de luces pequeñas, trabaja el metal con la máxima carga más frecuentemente que en los grandes; porque en ellos se hace más sensible el efecto dinámico producido por el paso de los trenes, por ser mayor la relación de la carga accidental á la permanente, y porque cuanto más grandes son los tramos se estudian y construyen con mayor esmero.

Está conforme el Consejo con toda esta parte del trabajo de la Comisión, y también con el coeficiente de resistencia de 7,50 kilógramos que, en el párrafo segundo de dicho artículo 13, se admite para el acero destinado á las vigametas y demás piezas del piso. Igual á éste es el fijado en la circular francesa de 1891, y, según Leber, la mayoría de las Administraciones admiten coeficientes reducidos para dichas piezas, porque el peso permanente que obra en ellas es de mucha mayor importancia que las cargas accidentales á que se hallan expuestas directamente.

El art. 5.° de la mencionada Instrucción francesa, dice que, en el caso de suponerse acumuladas la acción del viento y las sobrecargas que obran en el puente, se podrán aumentar en un kilógramo los coeficientes de trabajo del metal señalados en dicha Instrucción para el caso de no tomarse en cuenta la indicada influencia del viento; en Alemania, por orden de Septiembre de 1895, se hace un aumento de dos kilógramos, próximamente; y en la conclusión 5.ª de las formuladas por Leber, y adoptadas en el Congreso de ferrocarriles de 1900, se dijo que para el caso de que se trata, se aumentaso 1/5 el coeficiente de trabajo del acero señalado para cada uno de los tramos. A juicio del Consejo, debe establecerse una cosa análoga en el párrafo tercero del art. 13, en vez de fijar, como parece, que en todos los casos se podrá admitir que el metal trabaje á 12 ó 13 kilógramos, teniendo en cuenta la acción del viento.

Nada tiene que observar el Consejo sobre los demás párrafos del mencionado art. 13, que le parecen aceptables en todas sus partes, así como también los artículos 14 al 16. Halla también perfectamente redactados los 17 al 21, relativos al reconocimiento y pruebas, porque están de acuerdo con lo que exigen las Administraciones de otros países y se practica en el nuestro, sin más alteración esencial que la de hacer obligatorio el empleo de aparatos que permiten medir directamente el aumento real de los esfuerzos producidos por la sobrecarga en los diferentes puntos de las piezas, á fin de lograr la comprobación de las teorías que han servido de base á los cálculos de resistencia.

Es muy notable, y no reproduce el Consejo, por no alargar este escrito, todo lo que dice la Comisión en apoyo del párra-

lo cetoro del art. 19 que fija la tolerancia admisible en el aumento de trabajo que por la acción de la sobrecarga resulte en alguna pieza al medirlo directamente del modo que se indica en los párrafos noveno y décimo del mismo artículo; para está conforme con todo ello y le parece muy acertada esta innovación.

El art. 22 describe el gálibo de los puentes para ferrocarriles de vía normal; y el Consejo entiende que, habiendo manifestado la Compañía de los de Madrid á Zaragoza y á Alicante que el ancho máximo del material móvil que circula por sus líneas es de 4*,535 con las portezuelas abiertas, no debe ser menor el que dejen libre las barandillas ó las partes más salientes de las vigas de los puentes. Por eso opina aquél que debe suprimirse el apartado 2.° del citado artículo y decir en el 1.° que las dos verticales mencionadas en el mismo distarán cada una 2*,30 del eje del puente, en vez de los 2* que se indican allí. Esto se halla de acuerdo, hasta cierto punto, con el art. 11 de la Instrucción francesa de 1891 que pone dichas líneas verticales á 1*,50 del eje del riel más próximo, lo cual da, en nuestra vía española un ancho total de 4*,71 próximamente.

Nada hay que observar sobre los artículos 23 al 26 con que termina la Instrucción.

Por virtud de lo expuesto, el Consejo acordó consultar á la Superioridad:

1.° Que la Instrucción para redactar los proyectos de puentes metálicos presentada por la Comisión nombrada, con ese objeto, en 4 de Febrero de 1895, puede aprobarse con las siguientes prescripciones:

a) El párrafo tercero del art. 2.° se redactará así: «Si hubieren de circular por el puente trenes capaces de desarrollar momentos de flexión y esfuerzos cortantes más desfavorables que los definidos en los párrafos primero y segundo del presente artículo, se modificará el tren tipo según proceda.»

De igual modo se redactará el párrafo tercero del art. 3.°

b) En el párrafo tercero del art. 13, se dirá, que el coeficiente de trabajo del acero, señalado para cada luz de los tramos en el párrafo primero del mismo artículo, se aumentará en $^1/_4$ para aplicarlo al caso de suponer acumuladas la acción del viento y las sobrecargas que actúan en el puente.

c) Se suprimirá el apartado 2.° del art. 22 y en el 1.° se dirá que las dos líneas verticales mencionadas en el mismo distarán cada una 2*,30 del eje del puente, en vez de los 2* que se indican allí.

2.° Que el trabajo presentado por la Comisión es de un mérito extraordinario, y el Consejo se complace en hacerlo presente á la Superioridad.

INSTRUCCION

PARA LA

REDACCIÓN DE PROYECTOS DE PUENTES METÁLICOS (1)

CAPÍTULO PRIMERO

CARGAS Y DEMÁS ESFUERZOS EXTERIORES QUE SE DEBERÁN ADMITIR COMO BASE DE LOS CÁLCULOS DE RESISTENCIA

Artículo 1.° *Esfuerzos exteriores que se deben considerar en los proyectos de puentes metálicos.*—Los puentes metálicos que se proyecten ó construyan desde que se publique la presente Instrucción, deberán hallarse en condiciones de soportar, sin que ninguna de sus piezas desarrolle tensiones ó compresiones superiores á los coeficientes de resistencia que se especifican en el cap. 2.°:

1.° Su peso propio.

2.° Una sobrecarga, que se define para los diversos casos en los artículos siguientes.

3.° Los esfuerzos debidos al viento, á las variaciones de temperatura y los que accidentalmente puedan realizarse durante las operaciones de montaje.

Art. 2.° *Tren tipo para puentes de ferrocarril de vía ancha ó normal.*—En los proyectos de tramos metálicos para ferrocarriles de vía ancha ó normal, se admitirá como sobrecarga un tren que pueda ocupar cualquier posición sobre el tablero, y cuya composición es la siguiente:

1.° Para el cálculo de los momentos de flexión, el tren se compondrá de dos locomotoras de cuatro ejes motores, orientadas en sentido contrario, seguidas de sus ténders correspondientes y de una serie indefinida de vagones, conforme al croquis aprobado; para el cálculo de cada sección se supondrá situado el tren en la posición que corresponde al momento de flexión máximo en la sección considerada.

Los pesos y las dimensiones de los vehículos que componen el tren tipo son los que figuran en el siguiente cuadro:

	Locomotora.	Ténder.	Vagón.
Número de ejes	4	3	2
Carga en cada eje	13 t	10,5 t	10,5 t
Peso total	52 t	31,5 t	21 t
Distancia del extremo anterior al primer eje	2,60 m	1,20 m	2 m
Distancia entre ejes	1,20 m	1,80 m	3 m
Distancia del último eje al extremo posterior	2,80 m	1,70 m	2 m
Longitud total	9 m	6,50 m	7 m

2.° Para el cálculo de los esfuerzos cortantes, el tren tipo se compondrá de los mismos vehículos, formando un tren de doble tracción; es decir, con dos locomotoras y sus ténders á la cabeza, orientadas en el mismo sentido, conforme al esquema aprobado.

Para el cálculo de cada sección se supondrá el tren situado de modo que se produzca en aquella el máximo esfuerzo cortante.

3.° Si hubieren de circular por el puente trenes capaces de desarrollar momentos de flexión y esfuerzos cortantes más desfavorables que los definidos en los párrafos primero y segundo del presente artículo, se modificará el tren tipo, según procede.

Art. 3.° *Tren tipo para puentes de ferrocarril de vía estrecha de un metro.*—En los proyectos de tramos metálicos para ferrocarriles de vía estrecha de un metro, se admitirá como sobrecarga un tren que pueda ocupar cualquier posición sobre el tablero, y cuya composición es la siguiente:

1.° Para el cálculo de los momentos de flexión, el tren se compondrá de dos locomotoras, ténders de 4 ejes, orientadas en sentido contrario y seguidas de una serie indefinida de vagones, conforme al croquis aprobado; para el cálculo de cada sección, se supondrá situado el tren en la posición que corresponde al momento de flexión máximo en la sección considerada.

Los pesos y las dimensiones de los vehículos que componen el tren tipo son los que figuran en el siguiente cuadro:

	Locomotora.	Vagón.
Número de ejes	4	2
Carga en cada eje	9 t	8 t
Peso total	36 t	16 t
Distancia del extremo anterior al primer eje	2,50 m	1,50 m
Distancia entre ejes	1 m	3 m
Distancia del último eje al extremo posterior	2 m	1,50 m
Longitud total	7,50 m	6 m

2.° Para el cálculo de los esfuerzos cortantes se compondrá el tren tipo de los mismos vehículos, formando un tren de doble tracción; es decir, con dos locomotoras á la cabeza, orientadas en el mismo sentido, conforme al croquis aprobado.

Para el cálculo de cada sección, se supondrá el tren situado de modo que se produzca en aquélla el máximo esfuerzo cortante.

3.° Si hubieren de circular por el puente locomotoras capaces de desarrollar momentos de flexión y esfuerzos cortantes más desfavorables que los definidos en los párrafos primero y segundo del presente artículo, se modificará el tren tipo según proceda.

Art. 4.° *Suplemento de carga para tener en cuenta las acciones dinámicas y otras circunstancias en los tramos pequeños.*—Para tener en cuenta las acciones dinámicas y otras circunstancias, que se hacen tanto más sensibles en los puentes de ferrocarriles cuanto más pequeñas son las luces, se aumentarán las cargas definidas en los artículos anteriores, cuando se trate de puentes de luces inferiores á 20 metros, en un tanto por ciento dado por la fórmula

$$1{,}30\,(20 - l),$$

en la cual l representa la luz.

Art. 5.° *Cargas en los puentes para carreteras.*—Los puentes metálicos para carreteras deberán hallarse en condiciones de soportar, además de su peso propio: primero, una carga estática procedente de una acumulación de personas; segundo, el paso en cualquier sentido de uno ó más filas, según el ancho del puente, de vehículos de los más pesados que circulen en la localidad.

1.° La carga estática será de 400 kilogramos por metro cuadrado de piso, y se supondrá aplicada á las aceras y á la parte afirmada ó reservada á los vehículos.

Cuando se trate de puentes alejados de centros importantes de población, y cuyas luces excedan de 40 metros, los autores de los proyectos podrán admitir cargas estáticas más pequeñas, sin que descienda nunca de 300 kilogramos por metro cuadrado, y justificando en estos casos las cargas que adopten.

2.° El tren tipo para los puentes de carreteras se compondrá de una fila no interrumpida de vehículos de dos ruedas, tirados por el número necesario de caballerías enganchadas á resta. El peso del carro podrá variar según los casos, pero sin ser nunca inferior á 6.000 kilogramos. Las caballerías se considerarán de un peso de 500 kilogramos aplicado al puente en la vertical del centro de gravedad de cada caballería, y se admitirá como distancia entre los centros de gravedad de dos caballerías consecutivas 2 metros 50 centímetros. El croquis aprobado representa el tren tipo de mínimo peso, compuesto de carros de 6 toneladas tirados por 3 caballerías. La distancia entre el eje del carro y el centro de gravedad de la mula de varas es de 2*,75, y se supone esta misma distancia entre dicho eje y la caballería que forma la cabeza del tiro del vehículo siguiente.

Los trenes tipos para carros de 7 y 8 toneladas se compondrán de igual modo, suponiéndolos tirados por 4 y 5 caballerías respectivamente.

3.° Para el cálculo de los momentos de flexión se hará variar la posición del tren en las diversas secciones, de modo que corresponda al momento de flexión máximo en la sección considerada.

4.° Para el cálculo de los esfuerzos cortantes, el tren tipo se situará en una posición tal que desarrolle en la sección considerada el esfuerzo cortante máximo.

5.° Cuando las secciones producidas por el tren tipo sean mayores que las debidas á las sobrecarga estática, lo cual sucede cuando las luces son pequeñas, hasta un límite variable con el peso de los carros y la importancia de la sobrecarga estática, se deberán considerar tantas filas de vehículos como quepan en el ancho de la parte afirmada, y además, la sobrecarga estática que corresponda, según el párrafo primero del presente artículo, aplicada á las aceras ó á las partes de paso no ocupadas por los vehículos.

Art. 6.° *Cargas uniformes equivalentes al tren tipo para vía normal.*—Cuando se trate de puentes de tramos rectos, entendiendo por tales los que producen sobre los apoyos reacciones exclusivamente verticales, y salvo las excepciones que se consignan en el art. 8.°, se podrá sustituir el tren tipo definido en el art. 2.° por las cargas estáticas uniformemente repartidas que se expresan á continuación:

1.° Para el cálculo de los momentos de flexión, se supondrá el tramo cargado en toda su extensión con un peso por metro lineal que depende de la luz, debiendo ser calculadas por interpolación rectilínea ó proporcional las cargas correspondientes á las luces comprendidas entre las que figuran en el siguiente cuadro:

Cargas uniformes para el cálculo de los momentos de flexión.

LUCES — Metros.	CARGAS — Kilogramos por metro lineal.	LUCES — Metros.	CARGAS — Kilogramos por metro lineal.	LUCES — Metros.	CARGAS — Kilogramos por metro lineal.
5	13.862	40	5.637	75	4.643
10	8.814	45	5.500	80	4.560
15	6.816	50	5.388	85	4.485
20	6.250	55	5.215	90	4.350
25	6.050	60	5.072	95	4.275
30	5.912	65	4.920	100	4.200
35	5.775	70	4.786		

2.° Para el cálculo de los esfuerzos cortantes, se supondrá el tramo cargado parcialmente desde la sección considerada hasta el apoyo más alejado con las cargas por metro lineal que aparecen en el siguiente cuadro, las cuales no dependen de la luz, sino de la longitud que se debe suponer cargada al calcular una sección. Para las longitudes cargadas que no figuran en el cuadro, se determinarán las cargas por interpolación.

Cargas uniformes para el cálculo de los esfuerzos cortantes.

Longitudes cargadas. — Metros.	CARGAS — Kilogramos por metro lineal.	Longitudes cargadas. — Metros.	CARGAS — Kilogramos por metro lineal.	Longitudes cargadas. — Metros.	CARGAS — Kilogramos por metro lineal.
5	14.400	40	6.266	75	5.050
10	10.200	45	6.023	80	4.900
15	8.700	50	5.800	85	4.775
20	7.200	55	5.650	90	4.650
25	6.900	60	5.500	95	4.525
30	6.750	65	5.350	100	4.400
35	6.600	70	5.200		

Art. 7.° *Cargas uniformes equivalentes al tren tipo para vía estrecha de un metro.*—El tren tipo para vía estrecha de un metro definido en el art. 3.° se podrá sustituir, en el caso de proyectarse tramos rectos, por las siguientes cargas estáticas distribuidas uniformemente:

1.° Para el cálculo de los momentos de flexión, se supondrán extendidas á todo el tramo las cargas consignadas en el siguiente cuadro, calculando por interpolación rectilínea las correspondientes á las luces intermedias.

Cargas uniformes para el cálculo de los momentos de flexión.

LUCES — Metros.	CARGAS — Kilogramos por metro lineal.	LUCES — Metros.	CARGAS — Kilogramos por metro lineal.	LUCES — Metros.	CARGAS — Kilogramos por metro lineal.
5	9.800	25	4.324	65	3.658
10	7.600	40	4.166	70	3.572
15	5.100	45	4.000	75	3.486
20	4.834	50	3.914	80	3.400
25	4.666	55	3.828		
30	4.500	60	3.744		

2.° Para el cálculo de los esfuerzos cortantes máximos en cada sección, se podrán adoptar las siguientes cargas correspondientes á las diferentes longitudes cargadas, en la misma forma que se ha explicado en el párrafo segundo del artículo precedente para los puentes de vía normal.

Cargas uniformes para el cálculo de los esfuerzos cortantes.

Longitudes cargadas. — Metros.	CARGAS — Kilogramos por metro lineal.	Longitudes cargadas. — Metros.	CARGAS — Kilogramos por metro lineal.	Longitudes cargadas. — Metros.	CARGAS — Kilogramos por metro lineal.
5	12.000	35	4.825	65	3.937
10	7.900	40	4.540	70	3.895
15	6.600	45	4.387	75	3.712
20	5.800	50	4.275	80	3.600
25	5.475	55	4.162		
30	5.150	60	4.050		

Observación. En los cuadros de los artículos 6.° y 7.° se ha tenido en cuenta el enplemento de carga, debido á las diversas acciones á que se refiere el art. 4.°

Art. 8.° *Cargas uniformes equivalentes al tren tipo para tramos rectos de carreteras.*—En los proyectos de puentes de tramos rectos para carreteras se podrán sustituir los trenes tipos definidos en el art. 5.° por las cargas estáticas uniformemente distribuidas que se consignan en los siguientes cuadros para trenes de carros, de 6 y 8 toneladas, pudiéndose determinar por interpolación ó extrapolación las correspondientes á una misma luz para carros de diferente peso.

1.° Para el cálculo de los momentos de flexión, se supondrán aplicadas á todo el tramo las siguientes cargas por metro lineal y por fila de carros que quepa en el ancho destinado al paso de los vehículos.

Cargas uniformes para el cálculo de los momentos de flexión.

LUCES — Metros.	Carros de 6 toneladas. — Cargas por metro lineal. — Kilogramos.	Carros de 8 toneladas. — Cargas por metro lineal. — Kilogramos.
5	2.300	3.100
10	1.300	1.760
15	920	1.200
20	890	950
25	800	840
28	»	800
	Para luces mayores, la carga estática de 400 kilogramos por metro cuadrado.	

2.° Para el cálculo de los esfuerzos cortantes máximos, se supondrán aplicadas á las longitudes comprendidas entre la sección considerada y el apoyo más lejano las siguientes cargas, que corresponden, como las análogas de los dos artículos precedentes, á las diferentes longitudes cargadas.

(1) Con las modificaciones propuestas por el Consejo de Obras públicas.

Cargas uniformes para el cálculo de los esfuerzos cortantes.

Longitudes cargadas. — Metros.	Carros de 6 toneladas. — Cargas por metro lineal. — Kilogramos.	Carros de 8 toneladas. — Cargas por metro lineal. — Kilogramos.
5	2.750	3.500
10	1.500	1.900
15	1.250	1.400
20	1.000	1.300
25	975	1.200
30	950	1.000
	Para luces mayores, la carga estática de 400 kilogramos por metro cuadrado.	

Art. 9.° *Cargas para puentes de tramos rectos continuos.—Casos de excepción de las reglas precedentes.*—1.° Los artículos precedentes se refieren á los tramos rectos independientes.

En los proyectos de puentes de tramos rectos continuos que insisten en varios apoyos se podrán utilizar, para el cálculo de los momentos de flexión, los cuadros correspondientes de los artículos 6.°, 7.° y 8.°, examinando las diversas combinaciones de sobrecargas que producen los momentos máximos.

Para el cálculo de los esfuerzos cortantes se admitirá como carga, en el tramo que se considera, la que resulte del cuadro correspondiente de las cargas uniformes para el cálculo de los esfuerzos cortantes, y en los demás tramos que se hayan de suponer cargados simultáneamente al estudiar las combinaciones más desfavorables, las que se consignan en los cuadros de cargas para los momentos de flexión.

2.° En los proyectos de puentes cuyas luces sean inferiores ó superiores á las que figuran en los cuadros, y en los puentes de arco, de ménsulas (*cantilever*) ú otros sistemas especiales que no sean de uso corriente, se admitirán como sobrecargas las definidas en los artículos 2.°, 3.°, 4.° y 5.°, siempre que estén destinadas á dar paso á un ferrocarril de vía normal, de vía estrecha de un metro ó de una carretera.

Si los autores de los proyectos desean emplear cargas uniformes en los cálculos, deberán justificar en cada caso la equivalencia de las que adopten con los trenes tipos correspondientes.

3.° Cuando se trate de puentes destinados á servicios especiales no previstos en los artículos precedentes, como ferrocarriles mineros de anchos diversos, puentes para tranvías, puentes-canales, etc., los Ingenieros deberán justificar en cada caso particular las cargas que adopten.

4.° Debe entenderse que las cargas uniformes equivalentes á los diversos trenes tipos sólo serán aplicables al cálculo de las vigas principales; las viguetas, larguetos y demás piezas de los pisos se calcularán siempre con arreglo á las cargas máximas efectivas que puedan obrar sobre esas piezas en las condiciones más desfavorables. En todo caso, estas piezas deberán poder soportar el paso de un eje aislado de 18 toneladas en los ferrocarriles de vía ancha y de 12 en los de vía estrecha de un metro.

Art. 10. *Esfuerzos debidos al viento.*—1.° La acción del viento se computará como una fuerza uniformemente repartida á razón de 270 kilogramos por metro cuadrado cuando el puente se suponga descargado, y de 170 si se supone cargado, y se estudiarán los esfuerzos que corresponden á cada pieza en la más desfavorable de ambas hipótesis.

2.° Se supondrán los esfuerzos indicados en el párrafo anterior aplicados á la superficie efectiva que presente el primer cuchillo, y á la superficie del segundo con una reducción que depende de la relación de los huecos de las mallas al área comprendida dentro del contorno total de la cercha, con arreglo á los coeficientes que figuran en el siguiente cuadro, y procediendo por interpolación rectilínea para los valores intermedios.

Relación de la superficie de los huecos de las mallas á la total comprendida dentro del contorno de la viga.	Coeficientes de reducción de la superficie efectiva expuesta al viento en la segunda viga.
0,40	0,20
0,60	0,40
0,80	1,00

Cuando haya tres ó más vigas, se considerará como nula la acción del viento sobre la tercera y las subsiguientes.

3.° En el caso de las pilas metálicas, se supondrá aplicada la acción del viento á la superficie efectiva de cada uno de los entramados situados en planos perpendiculares á la dirección del viento, sin las reducciones á que se refiere el párrafo anterior.

4.° El esfuerzo de 170 kilogramos por metro cuadrado, correspondiente al caso en que el puente esté cargado, se aplicará á las vigas valiendo su superficie como en el caso anterior, y á los vehículos, computando la superficie efectiva que presenten normalmente á la dirección del viento.

5.° En los puentes muy estrechos relativamente á su luz, caso que ocurre con frecuencia en los puentes de ferrocarril de simple vía, y sobre todo en los de vía estrecha, procederá comprobar la estabilidad del conjunto de la construcción, asegurándose de que no será posible el vuelco bajo la acción del viento.

Art. 11. *Otros esfuerzos que se deben tener en cuenta.*—1.° En los puentes de ciertos sistemas, como los de arco elástico, los tramos rectos continuos apoyados en pilas metálicas de gran altura y otros casos semejantes en que las variaciones de temperatura pueden desarrollar en las diversas piezas tensiones ó compresiones independientemente de las cargas, deberán tenerse en cuenta estos esfuerzos, que se valuarán por los procedimientos conocidos.

2.° Se tendrán también en cuenta los esfuerzos que puedan desarrollarse accidentalmente durante las operaciones del montaje, comprobando que en ninguna de las piezas de la construcción metálica llegarán á alcanzar un límite peligroso.

CAPÍTULO II

COEFICIENTES DE RESISTENCIA DE LOS DIVERSOS METALES Y CALIDAD DE LOS HIERROS Y ACEROS

Art. 12. *Fundición ó hierro colado.*—Los coeficientes prácticos de resistencia ó cargas límites á que se han de someter las piezas de fundición, no excederán de las cifras siguientes:

1.° En las piezas que experimentan tracción directa, 1,50 kilogramos.

2.° En las que sufren esfuerzo de flexión, 2,50 kilogramos.

3.° En las expuestas á compresión simple, 6 kilogramos.

4.° En las piezas sometidas á compresión, que puedan experimentar flexión á causa de su longitud grande relativamente á sus dimensiones transversales, se rebajará el coeficiente prescrito en el párrafo anterior, empleando para este objeto las fórmulas prácticas aceptadas generalmente.

Art. 13. *Aceros (aceros dulces, hierros fundidos).*—Los coeficientes de resistencia por milímetro cuadrado para los metales denominados aceros dulces ó hierros fundidos (1), no deberán exceder de los siguientes límites:

1.° En los cuchillos principales, cuando se considere sólo la acción de las cargas, variarán según las luces:

De 6,50 á 9 kilogramos, para luces inferiores á 20 metros.
De 9 á 10 kilogramos, para luces comprendidas en 20 y 50 metros.
De 10 á 11 kilogramos, para luces comprendidas entre 50 y 100 ó más.

2.° En las viguetas, larguetos y demás piezas del piso, se adoptará como límite 7,5 kilogramos en todos los casos.

3.° Cuando se supongan acumuladas las acciones del viento y de las sobrecargas, á tenor de lo dispuesto en el artículo 10, se aumentará en ⅓ el coeficiente de resistencia definido en el párrafo primero del presente artículo.

(1) No debe confundirse este metal, llamado en francés *ferfondu* y en alemán *flussiisen* (y que no es otra cosa que un acero con muy pequeña proporción de carbono), con la fundición ó hierro colado de que se habla en el artículo anterior.

4.° Para las piezas sometidas alternativamente á los esfuerzos de tracción y de compresión, se rebajarán los coeficientes definidos en los párrafos precedentes en ⅓.

5.° En las piezas sometidas á compresión, que puedan experimentar flexión á causa de su longitud grande, relativamente á sus dimensiones transversales, se rebajarán los coeficientes prescritos en los párrafos anteriores, empleando para este objeto las fórmulas prácticas aceptadas generalmente.

6.° Se entenderá que los coeficientes definidos en los anteriores párrafos se refieren siempre á la sección mínima efectiva de cada pieza, después de haber sido descontados los agujeros de los roblones.

7.° Para los roblones, y en general para toda pieza sometida á esfuerzos cortantes ó de troncadura, los coeficientes no excederán de 7 kilogramos por milímetro cuadrado cuando la dirección del esfuerzo sea constante, y de 5,50 cuando sea variable.

El esfuerzo de arranque de las cabezas de los roblones no excederá en más de 3 kilogramos respecto al producido por la contracción debida al descenso de temperatura después de la operación del roblado.

8.° Se evitará siempre que el coeficiente de resistencia exceda de la mitad del límite aparente de elasticidad.

9.° En las piezas que constituyen los elementos esenciales de la resistencia de la construcción metálica, como son las vigas principales, las viguetas, los larguetos y las piezas de arriostramiento, nunca se emplearán chapas cuyo espesor sea inferior á 7 milímetros.

Podrán admitirse únicamente en ciertos elementos secundarios, como las diversas piezas que entran en la composición de las acerras y barandillas.

Art. 14. *Hierros ordinarios ó soldados.*—Cuando el material que se adopte sea el hierro soldado ordinario, los coeficientes de resistencia se deducirán de los definidos en el artículo anterior para los diversos casos, aplicándoles una reducción de ⅓, cuando sólo trabajen en el sentido del laminado. Si trabajan en el sentido normal al laminado, se cometerán á una nueva reducción de ⅓.

Art. 15. *Calidad de los hierros y aceros.*—Los hierros y aceros que se empleen en la construcción de puentes deberán llenar las condiciones que se fijan en el siguiente cuadro:

		Valor mínimo de la carga de rotura por tracción. — Kilogramos por mm². R	TRACCIÓN: Alargamiento mínimo proporcional después de la rotura. λ	TRACCIÓN: Límite mínimo aparente de elasticidad. — Kilogramos por mm². L_a	Valor mínimo del coeficiente de calidad (1). — $R\lambda$	COMPRESIÓN. — Carga de rotura mínima. — Kilogramos por mm².	CORTE Ó TRONCADURA. — Carga de rotura mínima. — Kilogramos por mm².
Hierro colado		12	»	»	»	50	»
Hierro ordinario	En el sentido del laminado	30	0,08	16	»	»	»
	En sentido perpendicular al laminado	26	0,35	14	»	»	»
	En roblones	32	0,25	16	»	»	20
Aceros dulces ó hierros fundidos	Laminado	40	0,22	22	9·5	»	»
	En roblones	38	0,26	24	11	»	26

NOTA. Los alargamientos se suponen medidos entre señales cuya distancia inicial es de 200 milímetros.
Las probetas de ensayo, en general, deben tener una sección de más de 100 milímetros cuadrados.

(1) El mínimo valor aceptable para el coeficiente de calidad es superior al producto de los valores mínimos señalados para la carga de rotura por tracción y alargamiento correspondiente, á fin de que en ningún caso se admita un metal que presente al mismo tiempo la resistencia y el alargamiento mínimos tolerables.

Art. 16. *Ensayos é inspección.*—Para comprobar la buena calidad de los materiales y su preparación esmerada, se designará un Ingeniero encargado de la inspección de la obra en los talleres donde se ejecute, cuya misión consistirá en vigilar el cumplimiento de todas las condiciones anteriores, las que figuren en el pliego de condiciones facultativas del proyecto y las que se expresan á continuación:

1.° La calidad del metal deberá ser la estipulada en el pliego de condiciones. Para aclararse de ello, el Ingeniero encargado de la vigilancia dispondrá que se preparen probetas para ensayos mecánicos, sacándolas de los hierros y aceros correspondientes á cada uno de los perfiles que se empleen; estas probetas serán ensayadas á su vista, cuando en los talleres se disponga de los medios necesarios, y en caso contrario, serán remitidas al Laboratorio Central de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

De cada perfil se sacarán dos probetas cuando fundamentalmente se pueda suponer que no varía la calidad del metal en toda la partida; en caso contrario, se sacarán tantas partes de probetas como calidades distintas se puedan presumir.

Para completar el conocimiento de las condiciones del material, se harán reconocimientos químicos y microscópicos. Si ocurre alguna duda respecto á los ensayos mecánicos, se remitirán las probetas necesarias al Laboratorio Central.

Los aceros dulces no deberán adquirir temple por enfriamiento brusco desde el rojo oscuro, ni serán agrios en frío.

El Ingeniero encargado de la Inspección deberá asegurarse, mediante ensayos directos, del cumplimiento exacto de todas las condiciones precedentes.

2.° Todas las piezas deberán ajustarse lo más exactamente posible á las formas y dimensiones asignadas en el proyecto.

3.° Los orificios de los roblones se perforarán con la mayor exactitud en la posición debida, y cuando se trate de aceros y se haga uso del punzón, se alisarán en un espesor de un milímetro por lo menos.

4.° El roblado en los talleres se ejecutará con el mayor esmero, y se cuidará de que las piezas cosidas queden en condiciones adecuadas para su transporte á la obra.

CAPÍTULO III

RECONOCIMIENTOS, PRUEBAS, GÁLIBOS Y DISPOSICIONES GENERALES

Art. 17. *Reconocimiento.*—1.° Procederá á las pruebas de los puentes metálicos un detenido reconocimiento de la obra, á fin de comprobar, no sólo el debido ajuste en el montaje, sino la perfecta correspondencia del conjunto con la disposición geométrica que ha servido de base á los cálculos, y ejecutada, especialmente en los puentes de vigas rectas, en que el alma ó pared de las vigas no presente alabeo alguno y constituya un plano rigurosamente vertical.

2.° Antes de cargar el puente, se practicará una nivelación minuciosa del tablero, refiriéndola á puntos fijos próximos, y se hará constar el resultado en un acta.

Cuando se trate de vigas de varios tramos solidarios, se efectuará la nivelación de los apoyos con gran precisión y detenimiento, á fin de comprobar su horizontalidad ó correspondencia exacta con los supuestos del proyecto.

Art. 18. *Casos en que se puede prescindir de las pruebas.*—En los puentes de ferrocarriles cuyas luces sean inferiores á 7 metros, se podrá prescindir de las pruebas, si la Inspección del Gobierno no las considera necesarias.

Art. 19. *Pruebas de los puentes para ferrocarriles.*—1.° El tren que ocupe todo el tramo en las pruebas de carga estática se dispondrá en la forma simétrica definida en el párrafo primero de los artículos 2.° y 3.° para determinar los momentos de flexión; los que ocupen longitudes parciales se formarán con las dos máquinas á la cabeza, conforme á lo prescrito en los párrafos segundos de los mismos artículos.

2.° En los tramos de luces comprendidas entre 7 y 15 metros podrá reducirse la prueba estática á la carga de la luz total.

3.° El tren para la prueba de los tramos solidarios ó vigas continuas se compondrá con las dos máquinas á la cabeza, y para la primera serie de pruebas, el tramo inmediato al que se observa podrá estar cargado sólo con vagones; pero se cuidará especialmente de que el peso de estos no sea inferior á 3 toneladas por metro lineal en los puentes para ferrocarriles de vía ancha y á 2,66 en los de vía estrecha de un metro.

4.° Las pruebas estáticas ó de peso muerto se verificarán por medio de un tren que se aproxime todo lo posible al tren tipo definido en los artículos 2.° y 3.°, y en todo caso, compuesto con el material más pesado que haya de circular por la línea.

5.° En el caso de un tramo recto independiente de más de 15 metros de luz, el tren se colocará, cuando menos, en tres posiciones: primero, cubriendo toda la luz; segundo, cubriendo la mitad de la luz; y tercero, en una posición intermedia entre las dos anteriores. En cada una de estas posiciones, el tren permanecerá media hora, ó bastante antes de finalizar este plazo la resada toda indicación de aumento de la flecha ó del esfuerzo en las diversas piezas.

6.° Cuando se trate de tramos solidarios, se procederá á cargarlos separadamente: primero, en la mitad de su longitud; segundo, en toda ella; y tercero, por grupos de dos tra-

120

mos contiguos á cada uno de los apoyos intermedios y cargados en toda su longitud.

Para la primera serie de pruebas se procurará tener á la vez cargado en toda su extensión el tramo de mayor luz inmediato á uno de los dos contiguos al que se está probando.

7.° En los puentes de arco, después de haber sido cargados en toda la amplitud de su luz, y en su mitad, como en el caso de los tramos rectos, se hará otra prueba concentrando los pesos de dos locomotoras sobre los riñones del arco.

8.° Para los puentes de pescante *(cantilever)* y otros de sistemas excepcionales, las pruebas deberán ser objeto de un artículo especial del pliego de condiciones facultativas del proyecto, y, en su defecto, se fijarán oportunamente por el Ministerio de Obras públicas.

9.° Las pruebas dinámicas se verificarán por medio del mismo material, y dispuesto el tren con las dos locomotoras á la cabeza, haciéndole circular á la velocidad de 40 kilómetros por hora.

Estas pruebas podrán aplazarse si las condiciones de las avenidas del puente lo exigiesen.

10. Durante las pruebas se medirán las deformaciones generales y locales del tablero por los medios que los ingenieros dispongan, y en todo caso habrán de registrarse las flechas en el centro de las vigas principales y los esfuerzos interiores ó trabajos del metal en las partes que correspondan á los máximos, con arreglo á la posición del tren en cada una de las pruebas estáticas.

Estos esfuerzos se medirán por medio de los aparatos Manet, Hobut, Koter, Kist ú otros análogos, y se dispondrán, no sólo en las cabezas y piezas que constituyen el alma ó pared vertical de las vigas principales, sino también en las vigueras y largueros.

11. Terminadas las pruebas, se repetirá la nivelación del puente referido á los mismos puntos; el resultado de esta operación, con lo más interesante de los experimentos de que se ha hecho mérito, se hará constar en el acta.

12. En los puentes construídos con arreglo á esta instrucción, no podrán circular sin autorización especial del Ministerio de Obras públicas locomotoras cuyo peso medio por metro lineal exceda de 6 toneladas en los ferrocarriles de vía normal y de 5 en los de vía estrecha de un metro.

13. Para los puentes de ferrocarriles de vía distinta de la normal ó de un metro de ancha, y para los de doble vía, habrá de fijarse en cada caso las condiciones de las pruebas por el Ministerio de Obras públicas.

14. Si los aparatos, debidamente comprobados, acusaran en cualquier pieza un esfuerzo superior en un 25 por 100 al calculado como efecto de la acción de la sobrecarga, no podrá ser recibida la obra, consultándose en caso de duda el Ministerio de Obras públicas.

Art. 20. *Pruebas de los puentes para carreteras.*—1.° Los tramos metálicos de los puentes para carreteras se someterán, después de terminado el pavimento, á dos clases de pruebas: una estática ó de peso muerto, y otra dinámica ó de peso en movimiento.

2.° Para las luces que no excedan de 40 metros, las pruebas estáticas se harán cargando cada uno de los tramos con pasos uniformemente repartidos, á razón de 400 kilogramos por metro cuadrado de suelo, incluso los andenes, conforme á lo prevenido en el art. 5.°

3.° Cuando las luces excedan de 40 metros, la carga para la prueba de peso muerto será la que se haya admitido en el proyecto como base de los cálculos, con arreglo á lo dispuesto en el art. 5.°, párrafo primero.

4.° En los puentes de tramos rectos independientes, la prueba estática se efectuará colocando la carga por lo menos en tres posiciones: primero, cubriendo toda la luz; segundo, cubriendo la mitad de la luz; y tercero, en una posición intermedia.

En cada una de estas posiciones permanecerá la carga sobre el puente media hora, si bastante antes de finalizar este plazo ha cesado toda indicación de aumento de la flecha ó del esfuerzo en las diversas piezas.

5.° Cuando se trate de tramos solidarios, se procederá á cargarlos separadamente: primero, en la mitad de su longitud; segundo, en toda ella; y tercero, por grupos de dos tramos contiguos á cada uno de los apoyos intermedios cargados en toda su longitud.

Para la primera serie de pruebas se procurará tener á la vez cargado en toda su extensión el tramo de mayor luz inmediato á uno de los dos contiguos al que se está probando.

6.° En los puentes de arco, después de haber sido cargados en toda la amplitud de su luz y en su mitad, como en el caso de los tramos rectos, se hará otra prueba cargando únicamente el tercio central.

7.° Para los puentes de pescante *(cantilever)* y otros de sistemas excepcionales, las pruebas deberán ser objeto de un artículo especial del pliego de condiciones facultativas del proyecto.

8.° La prueba dinámica consistirá en hacer circular al paso ordinario por el puente carruajes cuyo peso sobre los ejes y disposición del tiro sea en lo posible igual á la del que se haya tomado como tipo para calcular el tramo.

Los vehículos se dispondrán en filas continuas, colocadas de modo que la separación de uno á otro de la misma fila sea aproximadamente la supuesta al valuar las cargas en el proyecto.

Se harán marchar simultáneamente sobre el puente tantas filas de vehículos como permita su ancho entre andenes.

Las longitudes de las filas de vehículos se fijarán con arreglo á las prescripciones siguientes:

En los puentes de tramos rectos independientes y en los de arco, la longitud será por lo menos igual á la luz del tramo mayor.

En los de tramos solidarios ó continuos, la longitud será la suficiente para cubrir los dos mayores tramos consecutivos.

Mientras se someten los tramos á la prueba de peso en movimiento, los andenes estarán cargados con un peso muerto de 400 ó de 200 kilogramos por metro cuadrado, conforme á lo dispuesto en los párrafos segundo y tercero del presente artículo.

9.° En el caso en que se proceda á las pruebas antes de estar terminadas las avenidas ó suficientemente consolidado el firme, sean difíciles el acceso al puente y el tránsito de carruajes del peso del vehículo que se considera como tipo, ó que no se encuentren en la localidad vehículos de las condiciones necesarias para constituir la carga reglamentaria en número suficiente, podrán emplearse otros de menor peso con ejes más cortos, siempre que la carga, uniformemente repartida por metro lineal equivalente, sea la misma que corresponde al tren tipo, debiendo consignarse en el acta que se extenderá al practicarse las pruebas, la clase de carros que se haya empleado y el cálculo de la carga, uniformemente repartida por metro lineal, equivalente al tren que se haya utilizado para efectuar las pruebas.

10. Para la medición de flechas y esfuerzos de las diversas piezas del puente, y la nivelación después de terminadas las pruebas, serán aplicables las prescripciones de los párrafos 10, 11 y 14 del art. 19.

11. Cuando hayan de circular por el puente vehículos especiales de carga excepcional, será precisa una autorización especial del Ingeniero Jefe de la provincia, previa la oportuna información respecto á las condiciones de la obra.

Art. 21. *Pruebas de los puentes destinados á objetos especiales.*—Tratándose de puentes canales, de puentes para tranvías exclusivamente y otros análogos, cuyas sobrecargas por la gran variedad que ofrecen no han podido ser previstas en esta instrucción, se fijará en un artículo especial del pliego de condiciones facultativas del proyecto la forma en que habrán de verificarse las pruebas, y en su defecto, se decidirá lo que proceda por el Ministerio de Obras públicas.

Art. 22. *Gálibo de los puentes para ferrocarril de vía normal.*—1.° Ninguna pieza del puente podrá penetrar dentro del contorno poligonal ó gálibo definido del modo siguiente:

Una horizontal á 4m,86 sobre las caras superiores de los carriles, y dos verticales á 2m,30 de distancia del eje de la vía, chaflanadas los ángulos de ésta con aquélla por rectas inclinadas á 45°, que las cortan á 1m,40 de distancia del vértice. En la parte inferior, el contorno estará determinado por dos escuadras á cada lado, formadas por una vertical de 0m,23 á partir de la horizontal de los carriles á una distancia de 1m,40 del eje de la vía, y otra vertical de 0m,50 de altura á 1m,70 del mismo eje, y las horizontales correspondientes.

2.° En los puentes en curva habrá de tenerse en cuenta la oblicuidad correspondiente al perfil del carril exterior.

Art. 23. *Gálibos en los puentes para ferrocarriles de vía estrecha de un metro.*—En los proyectos de puentes de vía estrecha de un metro habrá de justificarse la sección transversal que se adopte con relación al material de la línea, cuidando de que la amplitud sea, no sólo la necesaria para la circulación de los coches de viajeros, sino también para la del personal de la vía, que ha de ser compatible con el paso del tren por el puente.

Art. 24. *Accesorios de los puentes metálicos para ferrocarriles.*—1.° Todos los puentes de ferrocarriles habrán de cubrirse con tablero de madera ó metálico entre los carriles.

2.° Los puentes de 15 metros ó más de luz se proyectarán y construirán con andenes y barandillas, que se prolongarán sobre los muros de acompañamiento, y podrán también ser exigidos por la Inspección del Gobierno en puentes de menor luz, si por su situación ó condiciones especiales se juzga conveniente.

3.° Los puentes de 7 á 15 metros de luz llevarán contracarriles ó largueros protectores, y desde la luz de 15 metros serán éstos obligatorios. La forma y situación deberá detallarse en los proyectos, y deberán sentarse con la vía sobre traviesas escogidas.

Art. 25. *Ancho y altura libre de los puentes metálicos para carreteras.*—1.° El ancho de los puentes para carreteras se fijará de suerte que, aparte de los andenes, si los hubiere, se disponga del espacio preciso para que puedan circular los carruajes en una sola vía, ó en dos cuando la importancia que pueda presumirse para el tránsito ó las condiciones de la obra lo requieran. El autor de un proyecto podrá, sin embargo, apartarse de esta prescripción, justificándolo debidamente.

El espacio que se destina para una fila de vehículos debe determinarse tomando los datos necesarios relativos al ancho de los carruajes en la localidad, y teniéndo en cuenta la sección transversal y las disposiciones adoptadas en el proyecto.

2.° En los puentes metálicos y en los pasos inferiores á los ferrocarriles se dejará una altura libre mínima de 5 metros en el tercio central.

Art. 26. *Documentos que deben comprender los proyectos de puentes metálicos y forma en que se deben presentar.*—Los proyectos de puentes metálicos constarán, en general, de cuatro documentos, á saber:

1.° Memoria.
2.° Planos.
3.° Pliego de condiciones facultativas; y
4.° Presupuesto.

El tamaño y forma de estos documentos se ajustarán á lo prescripto en los formularios vigentes para la redacción de los proyectos de carreteras ó de ferrocarriles, según los casos.

Las prescripciones de dichos formularios se utilizarán en los proyectos de puentes metálicos en cuanto sean aplicables.

Cuando se trate de puentes para ferrocarriles, se podrá prescindir del presupuesto, si la Administración no lo cree necesario.

ADMINISTRACIÓN CENTRAL

ASOCIACIÓN MATRITENSE DE CARIDAD

Caja.

DEBE		Pesetas.
Existencia en c/c del Banco de España en 30 de Abril	29.075	
Idem en Caja en íd. íd.	1.243'82	30.318'82
Cobrado por suscripciones	7.165'60	
Recogido en los cepillos	18'57	
Donativo de la Testamentaría del excelentísimo Sr. Duque de Alba (q. e. p. d.)	2.000	
Idem del Banco de España	1.000	10.184'17
		40.502'99

HABER		Pesetas.
Pagado por Depósito de mendigos	509'20	
Idem por socorros á domicilio	409'50	
Idem al Asilo de Santa Cristina, por 299 asilados, en Abril	6.485	
Idem al de El Pardo, por 79 íd. en íd.	1.553'25	
Idem al de la Divina Pastora, por 2 ídem en íd.	50	
Idem al del Buen Consejo, por 34 íd. en íd.	545	
Idem al de Ancianos de Carabanchel, por 102 íd. en íd.	2.247'25	
Idem por personal de oficinas	1.323'30	
Idem por gastos generales	138'75	
Idem por objetos de escritorio	24'50	13.221'75
Existencia en c/c del Banco de España en 31 de Mayo	25.350	
Idem en Caja en íd. íd.	1.931'24	27.281'24
		40.502'99

Suscripción mensual.

	Pesetas.
Sumaba el 30 de Abril de 1902	11.862'06
Altas: En 4 suscripciones	3'50
Suma	11.865'46
Bajas: En 42 suscripciones	67'25
Importa el 31 de Mayo de 1902	11.798'21

Donativos.

	Pesetas.
Sumaban el 30 de Abril de 1902	246.961'29
Altas: Una del Banco de España	1.000
Importan el 31 de Mayo	247.961'29

Socorros distribuidos.

CONCEPTOS	Pagado hasta 30 de Abril. Pesetas.	Pagado en Mayo. Pesetas.	TOTAL hasta en 31 de Mayo. Pesetas.
En metálico á domicilio	31.307'35	4.050'50	31.712'85
En íd. en el Depósito de mendigos	107.631'80	»	107.631'80
En comidas en el íd. íd.	14.422'66	178	14.600'66
En ropas en el íd. íd.	2.417'66	46'90	2.464'56
Para viajes en el íd. íd.	6.266'38	23'60	6.291'98
TOTALES	162.047'85	651	162.701'85
Al Asilo de Sta. Cristina	166.091'60	6.435	172.526'60
Al de El Pardo	54.847'50	1.553'25	56.400'75
Al de la Divina Pastora	1.600	50	1.650
Al del Buen Consejo	12.337	535	12.872
Al de Ancianos de Carabanchel	66.855'25	2.247'25	69.102'50
Al de los PP. Salesianos	773'25	»	773'25
A la Tienda-Asilo, calle de Olid	5.197'06	»	5.197'06
TOTALES	307.701'56	10.820'50	318.522'05

Madrid 31 de Mayo de 1902.=El Tenedor de libros, José Paz.=V.° B.°=*Asociación Matritense de Caridad.*=El Director, G. Galíndez.

MINISTERIO DE GRACIA Y JUSTICIA

Subsecretaría.

En el Juzgado de primera instancia de Medina de Rioseco se halla vacante, por defunción de D. Benito López, una plaza de Escribano de actuaciones, que debe proveerse interinamente, con arreglo á lo dispuesto en los artículos 4.° y 5.° del Real decreto de 10 de Abril de 1899, y en definitiva por traslación entre los Escribanos de igual categoría, de conformidad con lo prevenido en el art. 10 del Real decreto de 20 de Mayo de 1891.

Los aspirantes á dicha plaza dirigirán sus instancias documentadas al Ministerio de Gracia y Justicia ó al Presidente de la Audiencia de Valladolid, según el caso, dentro del plazo de diez ó de treinta días respectivamente, á contar desde la publicación de este anuncio en la GACETA.

Madrid 2 de Junio de 1902.=El Subsecretario, Luis Silvela.

MINISTERIO DE MARINA

Intendencia general.

Relación de las pensiones concedidas por este Ministerio durante la segunda quincena del presente mes, y que, con arreglo al artículo adicional de la ley de 22 de Julio de 1891, deben publicarse en la «Gaceta de Madrid».

NOMBRES	Pensión anual que se señala. Pesetas.
Doña Manuela Evangelista Sánchez	2.500
Emilia Puga y Cabezas	1.125
Leonor Balbon y García	1.120
José Llanes Hornedo	273'75

Madrid 31 de Mayo de 1902.=El Intendente general, José Cousillas.

Estudi de la normativa

Pot resultar difícil presentar *la Instrucción para la Redacción de Proyectos de Puentes Metálicos* que ens ocupa, com una normativa entesa com a norma de càlcul metàl·lic pròpiament dita. El cert, però, és que **ha estat la única referència normativa d'aquest àmbit que s'ha trobat a l'estat espanyol en aquest començament de segle XX** (sempre parlant de l'àmbit metàl·lic).

La seva importància, més que en el propi text en sí (fóra molt més aplicable a l'enginyeria civil), raurà en que es definiran uns ítems (entre d'altres, pesos propis, sobrecàrregues, determinats coeficients) amb els quals es començaran a esbossar les distintes normes que aniran apareixent *a posteriori*, especialment a partir de 1930.

> **Capítulo Primero:** Cargas y demás esfuerzos exteriores que se deberán admitir como base de los cálculos de resistencia.

> **Artículo 1º**. Esfuerzos exteriores que se deben considerar en los proyectos de puentes metálicos. **Los puentes metálicos** [...] deberán hallarse en condiciones de soportar, sin que **ninguna de sus piezas desarrolle tensiones superiores a los coeficientes de resistencia especificados:**
>
> • **Su peso propio**
>
> • **Una sobrecarga** que se define para los diversos casos en los artículos siguientes.
>
> • **Los esfuerzos debidos al viento**, a las variaciones de temperatura y a las que accidentalmente puedan realizarse durante las operaciones de montaje.

Tot i que en aquest apartat la normativa no especifica cap valor sí te un relatiu interès ja que es prefixa que **la càrrega total serà la suma de distints ítems**. En aquest cas es traurien per taules de pesos específics (pesos propis) o valors tabulats a normes alemanyes (vent).

> **Artículos 2 a 11.** Tren tipo para puentes de ferrocarril de vía ancha o normal. [...]. Tren tipo para puentes de ferrocarril de vía estrecha de un

metro. [...]. Suplemento de carga para tener en cuenta las acciones dinámicas y otras circunstancias en los tramos pequeños. [...]. Cargas en los puentes para carreteras. [...]. Cargas uniformes equivalentes al tren tipo para vía normal. [...]. Cargas uniformes equivalentes al tren tipo para vía estrecha de un metro. [...]. Cargas uniformes equivalentes al tren tipo para tramos rectos de carreteras. [...].Cargas para puentes de tramos rectos continuos. [...]. Esfuerzos debidos al viento. [...]. Otros esfuerzos que se deben tener en cuenta. [...].

Aquest apartat seria exclusiu de l'àmbit ferroviari i poca cosa ens podria aportar. Novament, però, destacat que **la càrrega total no és única sinó que estarà formada per distints apartats**.

Capítulo Segundo: Coeficientes de resistencia de los diversos metales y calidad de los hierros y aceros.

Aquest capítol tindrà la seva importància ja que servirà, encara que de manera relativa, per treure informació dels possibles coeficients amb que es fa treballar el material. Tot i això, com veurem, seran **molt més fiables els promptuaris que a partir d'aquesta època començaran a tenir rellevància**.

Artículo 12. Fundición o hierro colado. Los coeficientes prácticos de resistencia o cargas límites a que se han de someter las piezas de fundición, no excederán de las cifras siguientes:

- En las piezas que experimentan **tracción directa, 1.50 kilogramos.**
- En las que sufren esfuerzo de **flexión, 2.50 kilogramos.**
- En las expuestas a **compresión simple, 6 kilogramos.**

- En las **piezas sometidas a compresión, que puedan experimentar flexión a causa de su longitud grande** relativamente a sus dimensiones transversales, se rebajará el coeficiente, empleando para este objeto las fórmulas prácticas aceptadas generalmente.

Implícitament es parla de **vinclament** encara que com a tal no s'hi reconeixerà en cap part de la normativa. A més es deixa en un redactat totalment ambigu el coeficient reductor a emprar. Novament es referència al tècnic a les normes DIN.

> **Artículo 13. Aceros (aceros dulces, hierros fundidos)**. Los coeficientes de resistencia por milímetro cuadrado para los metales denominados aceros dulces o aceros fundidos no deberán exceder de los siguientes límites:
>
> • En los **cuchillos principales**, cuando se considere sólo la acción de las cargas, variarán según las luces:
>
> | |
> |---|
> | **De 8,50 a 9 kilogramos para luces inferiores a 20 metros.** |
> | **De 9 a 10 kilogramos para luces comprendidas en 20 y 50 metros.** |
> | **De 10 a 11 kilogramos para luces comprendidas en 50 y 100 o más.** |
>
> • En las **viguetas, largueros y demás piezas del piso**, se adoptará como límite **7,5 kilogramos en todos los casos**.
>
> • Cuando se supongan a**cumuladas las acciones del viento y de las sobrecargas**, a temor de lo dispuesto en el artículo 10, **se aumentará en** $^{1}/_{?}$ [100] el coeficiente de resistencia definido en el párrafo primero del presente artículo.
>
> • Para las **piezas sometidas alternativamente a los esfuerzos de tracción y compresión, se rebajarán los coeficientes definidos en** $^{1}/_{?}$ [101].

Tal i com passava amb el vinclament, **la fatiga** també surt referenciada indirectament. Les observacions que es feia pel vinclament continuaran essent les mateixes per aquest cas. No es menciona ni el nom ni es quantifica el coeficient reductor. Novament les normes DIN seran la referència.

---

[100] Ha resultat del tot impossible apreciar el valor indicat a la normativa.

[101] Ibídem.

- En las piezas sometidas a compresión que puedan experimentar flexión a causa de su longitud grande, relativamente a sus dimensiones transversales, se rebajaran los coeficientes prescritos en los párrafos anteriores, empleando para este objeto las fórmulas prácticas aceptadas generalmente.
- Se entenderá que los coeficientes definidos en los anteriores párrafos se refieren **siempre a la sección mínima efectiva de cada pieza,** después de haber sido descontados los agujeros de **los roblones**.

Específicament es parla de reblons i conseqüentment d'unió reblonada. Així doncs, com la informació aquí és novament escassa, entenem que tindrà validesa tot el vist a l'apartat precedent.

- Para los **roblones, y en general para toda pieza sometida a esfuerzos cortantes** o de tronchadura, los coeficientes **no excederán de 7 kilogramos por milímetro cuadrado cuando la dirección del esfuerzo sea constante y de 5,5 cuando sea variable.** El esfuerzo de arranque de las cabezas de los roblones no excederá en más de 3 kilogramos respecto al producido por la contracción debida al descenso de temperatura después de la operación de roblonado.
- **Se evitará siempre que el coeficiente de resistencia exceda de la mitad del límite aparente de elasticidad.**
- En las piezas que constituyen los elementos esenciales de la resistencia de la construcción metálica, como son **las vigas principales, viguetas, los largueros y las piezas de arriostramiento, nunca se emplearán chapas cuyo espesor sea inferior a 7 milímetros.**

Destacar en aquest apartat la limitació, en quant a gruix, de les planxes a emprar.

Artículo 14. Hierros ordinarios o soldados. Cuando el material que se adopte sea el hierro soldado ordinario, los coeficientes de resistencia se deducirán de los definidos en el artículo anterior para los diversos casos,

aplicándoles una reducción de $^{1}/_{?}$ [102] cuando sólo trabajen en el sentido del laminado. Si trabajan en el sentido normal al laminado, se someterán a una nueva reducción de $^{1}/_{?}$ [103].

Artículo 15. Calidad de los hierros y aceros. Los hierros y aceros que se empleen en la construcción de puentes deberán llenar las **condiciones que se fijan en el siguiente cuadro:**

		Valor mínimo de la carga de rotura por tracción. — Kilogramos por mm². R	TRACCIÓN: Alargamiento mínimo proporcional después de la rotura. λ	TRACCIÓN: Límite mínimo aparente de elasticidad. — Kilogramos por mm². L_a	Valor mínimo del coeficiente de calidad (1). — $R\lambda$	COMPRESIÓN — Carga de rotura mínima. — Kilogramos por mm².	CORTE Ó TRONCHADURA — Carga de rotura mínima. — Kilogramos por mm².
Hierro colado		12	»	»	»	50	»
Hierro ordinario	En el sentido del laminado	30	0,08	16	»	»	»
	En sentido perpendicular al laminado	26	0,35	14	»	»	»
	En roblones	32	0,25	18	»	»	20
Aceros dulces ó hierros fundidos	Laminado	40	0,22	22	9·5	»	»
	En roblones	38	0,26	22	11	»	26

NOTA. Los alargamientos se suponen medidos entre señales cuya distancia inicial es de 200 milímetros. Las probetas de ensayo, en general, deben tener una sección de más de 100 milímetros cuadrados.

(1) El mínimo valor aceptable para el coeficiente de calidad es superior al producto de los valores mínimos señalados para la carga de rotura por tracción y alargamiento correspondiente, á fin de que en ningún caso se admita un metal que presente al mismo tiempo la resistencia y el alargamiento mínimos tolerables.

Artículo 16. Ensayos e inspección. [...].

Capítulo Tercero: Reconocimiento, pruebas, gálibos y disposiciones generales.

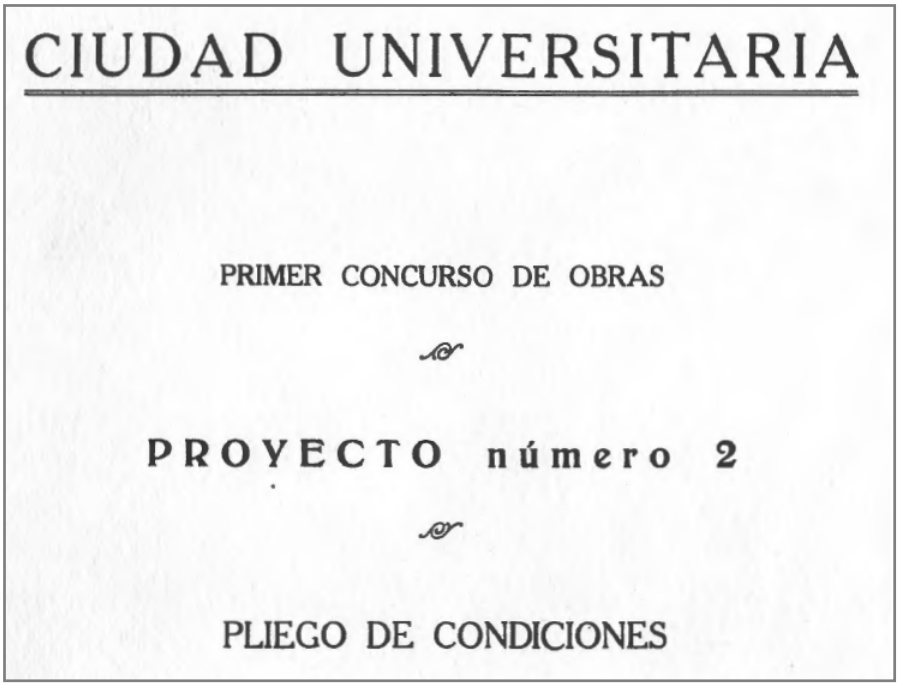
Artículos 17 a 25. Reconocimiento. [...]. Casos en que se puede prescindir de la pruebas. [...]. Pruebas de los puentes para ferrocarriles. [...]. Pruebas de los puentes para carreteras. [...]. Pruebas de los puentes destinados a objetos especiales. [...]. Gálibo de los puentes para ferrocarril de vía normal. [...]. Gálibo en los puentes de ferrocarriles de vía estrecha de un metro. [...]. Accesorios de los puentes metálicos para ferrocarriles. [...]. Ancho y altura libre de los puentes metálicos para carreteras. [...].

[102] Ha resultat del tot impossible apreciar el valor indicat a la normativa.

[103] Ibídem.

Artículo 26. Documentos que deben comprender los proyectos de puentes metálicos y forma en que se deben presentar. Los proyectos de puentes metálicos constarán, en general, de cuatro documentos, a saber:

- **Memoria**
- **Planos**
- **Pliego de condiciones facultativas**
- **Presupuesto.**


CIUDAD UNIVERSITARIA

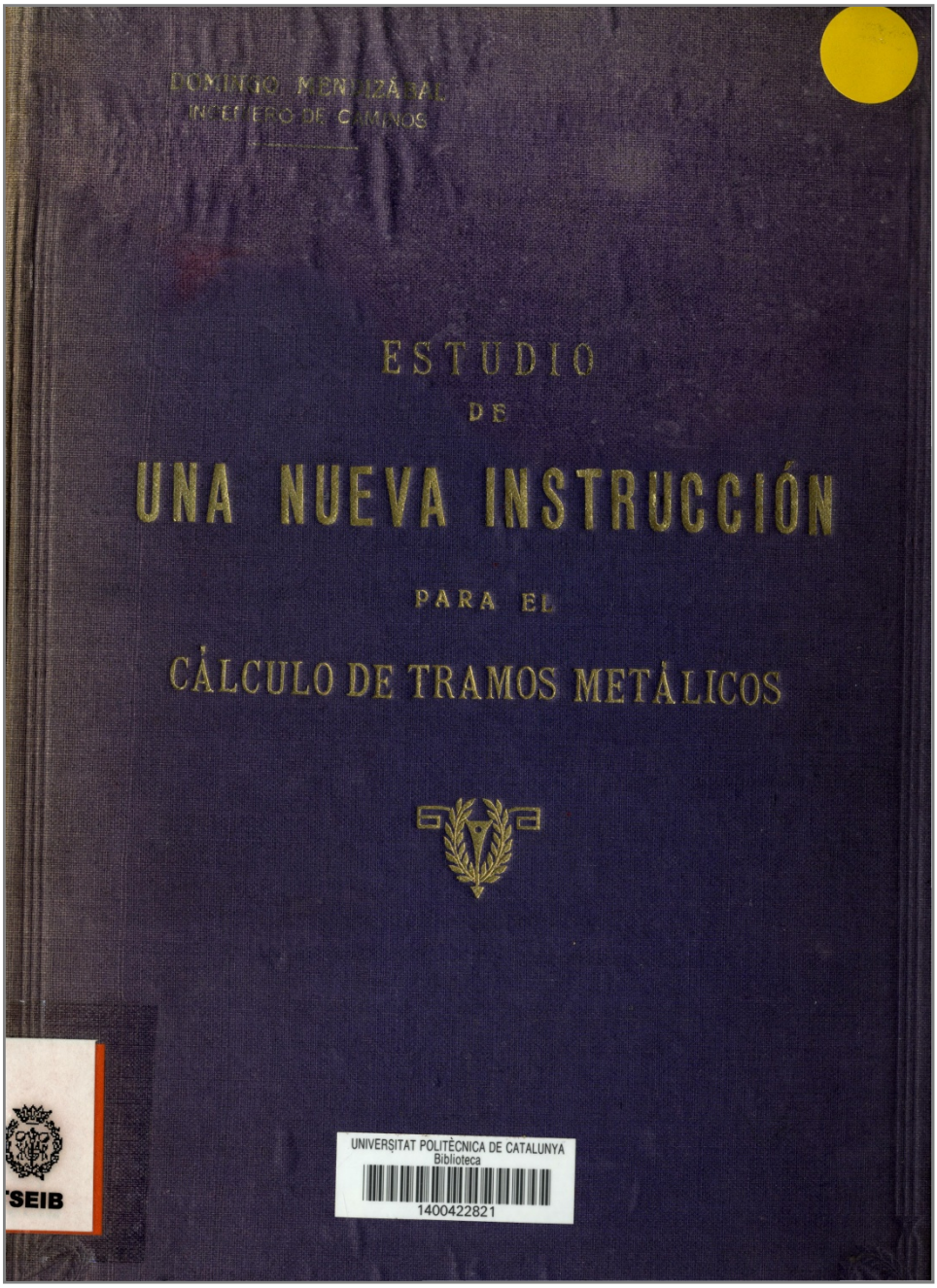
PRIMER CONCURSO DE OBRAS

PROYECTO número 2

PLIEGO DE CONDICIONES

Figura 1.75 Viaducto Quince Ojos. Madrid. Archivo Torroja, CEHOPU-CEDEX, Expediente. nº 42.

Arribats a aquest punt cal fer constar, novament, que la normativa en sí no ens aporta molta informació. És destacable perquè és la primera en el nostre àmbit i sobretot perquè es comencen a esbossar les línees mestres que les posteriors aniran perfilant. La càrrega total com a suma de càrregues, els diferents coeficients de treball del material, conceptes com fatiga i vinclament -que seran fonamentals en posteriors manuals- així com la documentació que el tècnic ha de lliurar a l'hora de fer el projecte en podrien ser elements destacables.



1.3.2. Instrucción para el cálculo de tramos metálicos.

MINISTERIO DE FOMENTO

Real orden aceptando el ofrecimiento del Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Profesor de la Escuela Especial, D. Domingo Mendizábal, y aprobar su proyecto de **INSTRUCCIÓN PARA EL CÁLCULO DE TRAMOS METÁLICOS.**

Publicación: 24/10/1925, número 297
Referencia: 1925/10424
Ministerio de Fomento
Páginas: 435 – 452

Estructura

Dictamen del consejo

Capítulo Primero

Tramos metálicos para ferrocarriles de vía normal.

Capítulo Segundo

Tramos metálicos para ferrocarriles de vía de un metro.

Capítulo Tercero

Tramos metálicos para carreteras.

Capítulo Cuarto

Tramos metálicos para usos y con disposiciones especiales.

Durante la tirada de este libro se ha publicado en la Gaceta del día 24 de Octubre de 1925 la Real Orden de 24 de septiembre del mismo año aprobando la propuesta que tuve la honra de elevar a la superioridad, acompañada del dictamen que el Consejo de Obras Públicas envió al señor Director general de Obras públicas, correspondiendo a la petición de informes que le fue dirigida.

REAL ORDEN. Ilmo. Sr.:

Para la redacción de los proyectos de puentes metálicos rige actualmente **la instrucción aprobada por Real orden de 25 de mayo de 1902**, documento notable, fruto de concienzudos estudios y que acredita la sabiduría de los ingenieros de Caminos que la redactaron, pero que **es inactual**. Las cargas y

sobrecargas que en ella se prescriben, muy prudentes para la época que se fijaron, no se acomodan a la realidad y menos aún ofrecen garantías para lo futuro, dada la marcha progresiva y rápidamente creciente del peso y de la velocidad de los vehículos que recorren carreteras y ferrocarriles.

El Ingeniero de Caminos, profesor de la Escuela Especial del Cuerpo, D. Domingo Mendizábal, ha realizado, por propia iniciativa, y ha ofrecido al Estado, por conducto del Director de la expresada Escuela, su **Estudio para la redacción de una nueva Instrucción para el cálculo de tramos metálicos**.

Según el informe del Consejo de Obras públicas, la Instrucción redactada por el Sr. Mendizábal es un trabajo importantísimo y completo, que debe aprobarse y promulgarse, y es acreedor a la gratitud nacional, por lo que propone se le otorgue una recompensa honorifica que, si ha de ser proporcionada al merecimiento, deberá ser muy señalada y solemnemente discernida. Como los documentos que integran el referido estudio son de gran extensión, por requerirlo así la índole del asunto de que se trata, es conveniente hacer de ellos una tirada especial y con la debida separación.

Por todo lo expuesto, **S.M. el rey (q. D. g), de conformidad con la Presidencia del Directorio Militar**, se ha servido aceptar el ofrecimiento del Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, profesor de la Escuela Especial, D. Domingo Mendizábal, **aprobar su proyecto de Instrucción para el cálculo de tramos metálicos**, promulgarlo y proponer al Ministerio Instrucción pública la concesión de la cruz de Alfonso XII para el mencionado ingeniero, y, por último, **disponer que se publique en la *Gaceta de Madrid* la Instrucción propiamente dicha, con la supresión de los dibujos que a la misma se acompañan**, y el dictamen emitido por el Consejo de Obras públicas como ampliación de aquélla.

Firma

Madrid, 24 de setiembre de 1925.

El Subsecretario encargado del despacho, Vives.

Señor Director general de Obras Públicas.

Año CCLXIV.—Tomo IV. Sábado 24 Octubre 1925. Núm. 297.—Página 409.

DIRECCIÓN-ADMINISTRACIÓN: Calle del Carmen, núm. 29, principal. Teléfono núm. 0.563.

VENTA DE EJEMPLARES: Ministerio de la Gobernación, planta baja. Número suelto, 0,50.

GACETA DE MADRID

SUMARIO

Parte oficial.

Estado.

CANCILLERÍA. — Unión Postal Universal.—*Acuerdo relativo a paquetes postales.—Páginas 410 a 419.*

Reglamento del Acuerdo relativo a paquetes postales.—Páginas 419 a 428.

Presidencia del Directorio Militar.

Real decreto aprobando el Reglamento, que se inserta, de Sanidad provincial.—Páginas 428 a 433.

Otro concediendo la Gran Cruz de la Orden del Mérito Naval, con distintivo blanco, al Vicealmirante de la Armada francesa monsieur Emile Paul Aimable Guépratte.—Página 433.

Otro ídem íd. al Contralmirante de la Armada francesa Mr. Jules Emile Hallier.—Página 433.

Otro ídem la nacionalidad española a D. Miguel Kryguin Molokanov, súbdito ruso.—Página 433.

Otro ídem íd a D. Vsevolod Marchenko, súbdito ruso.—Páginas 433 y 434.

Otro ídem íd. a D. Nicolás Rajosin Deijmann, súbdito ruso.—Página 434.

Otro disponiendo que el Inspector Jefe del Cuerpo y de los Servicios Sanitarios del Departamento de El Ferrol, D. Juan Navarro Cañizares, cese en dicho cargo el día 30 del actual.—Página 434.

Otro ídem que el Inspector de Sanidad de la Armada, D. Juan Navarro Cañizares, pase a situación de reserva el día 30 del actual.—Página 434.

Real orden ampliando en treinta días el plazo concedido por la de 8 de Agosto último y finido en 13 del actual, para la información pública sobre creación de una Agencia Oficial del Depósito Franco de Barcelona. Página 434.

Otra concediendo el reingreso por segunda vez, y a los Ministerios que se indican, a los Porteros cesantes que se mencionan.—Páginas 334 y 435.

Otra disponiendo que los Porteros que se mencionan pasen a ocupar los cargos que se indican.—Página 435.

Otra concediendo el reingreso en el Cuerpo de Porteros de los Ministerios civiles al Portero cuarto, excedente, Luis Mariana Albiol.—Página 435.

DEPARTAMENTOS MINISTERIALES

Gracia y Justicia.

Real orden disponiendo que por los Centros y dependencias que se citan se den las órdenes oportunas para que se cumplan estrictamente las disposiciones del artículo 13 del Real decreto de 25 de Septiembre último, en relación con el de 15 de Mayo de 1917.—Página 435.

Fomento.

Real orden aceptando el ofrecimiento del Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Profesor de la Escuela Especial, D. Domingo Mendizábal, y aprobar su proyecto de "Instrucción para el Cálculo de Tramos Metálicos".—Páginas 435 a 452.

Administración Central.

DEPARTAMENTOS MINISTERIALES

HACIENDA.—Dirección general de Tesorería y Contabilidad.—*Noticia de los pueblos y Administraciones donde han cabido en suerte los premios mayores del sorteo de la Lo-*

Figura 1.76 Real orden aceptando el ofrecimiento del Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Profesor de la Escuela Especial, D. Domingo Mendizábal, y aprobar su proyecto de Instrucción para el cálculo de tramos metálicos.

Fomento. Respecto a su residencia, el único dato que obra en esta Presidencia es que sirvió su último cargo en la Sección Agronómica de Vizcaya.

Félix Angel Valdivia y Basilio, del de Fomento. El único dato que obra en esta Presidencia respecto a su residencia es que sirvió su último cargo en la Jefatura de Obras públicas de Huelva. La posesión de este Portero estará condicionada a que presente su partida de nacimiento y que demuestre con ella que tenía en 24 de Febrero de 1924 menos de veinticuatro años de edad y que en la actualidad tiene menos de sesenta y cinco, cuya partida quedará unida a su expediente personal.

Eladio Martínez González, del de Fomento. El único dato que existe en esta Presidencia respecto a su domicilio, es que sirvió su último cargo en la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Estará condicionada su posesión igual que el anterior.

2.° Los Ministerios correspondientes les darán destino en el plazo de tres días, a contar de la publicación de esta Real orden, teniendo en cuenta lo dispuesto en el artículo 5.° de la Real orden de esta Presidencia de 25 de Noviembre último (GACETA del 26) y que la conveniencia del servicio impide su destino a Madrid, por ser muchos los que sobran en esta Corte y existir peticionarios activos; y

3.° El Ministerio de Fomento cubrirá con estos cesantes las vacantes que en la actualidad tenga por cubrir, por no tener peticionarios, aunque las tenga anunciadas a esta Presidencia, y el Ministerio de Instrucción pública los destinará a servir en los Centros que de él dependen en Granada.

De Real orden lo digo a V. E. para su conocimiento y efectos. Dios guarde a V. E. muchos años. Madrid, 23 de Octubre de 1925.

P. D.,
MUSLERA

Señores Subsecretarios encargados de los Ministerios de Fomento, Hacienda, Instrucción pública, Oficial mayor y Ordenador de Pagos de la Presidencia del Gobierno.

Excmo. Sr.: Vista la instancia del Portero del Consejo de Estado Francisco Eugenio Carmona, que con carácter de forzoso fué a prestar sus servicios al Consejo de Economía Nacional, en súplica de que sea reintegrado a su destino, por existir en el Consejo de Estado Portero más moderno,

S. M. el Rey (q. D. g.) ha tenido a bien disponer que el expresado Portero se reintegre a su destino y se nombre para el Consejo de Economía Nacional al Portero más moderno del Consejo de Estado, en calidad de agregado y con carácter forzoso, José Abelledo Maeriz.

De Real orden lo digo a V. E. para su conocimiento y efectos. Dios guarde a V. E. muchos años. Madrid, 23 de Octubre de 1925.

P. D.,
MUSLERA

Señores Presidente del Consejo de Estado, Oficial mayor y Ordenador de Pagos de la Presidencia del Gobierno.

Excmo. Sr.: Por existir vacante y reunir las condiciones reglamentarias,

S. M. el Rey (q. D. g.) ha tenido a bien conceder el reingreso en el Cuerpo de Porteros de los Ministerios civiles al Portero cuarto, excedente, procedente del Ministerio de la Gobernación, Luis Mariana Alhiol.

Es asimismo la voluntad de S. M. que este Portero sea destinado a uno de los Centros dependientes de Instrucción pública en Granada.

De Real orden lo digo a V. E. para su conocimiento y efectos. Dios guarde a V. E. muchos años. Madrid, 23 de Octubre de 1925.

P. D.,
MUSLERA

Señores Subsecretario encargado del Ministerio de Instrucción pública, Oficial mayor y Ordenador de Pagos de la Presidencia del Gobierno.

DEPARTAMENTOS MINISTERIALES

GRACIA Y JUSTICIA

REAL ORDEN

Excmos. e Ilmos. Sres.: Creado el Colegio de Huérfanos de Médicos, denominado del Príncipe de Asturias, por Real decreto de 15 de Mayo de 1917, y habiéndose previsto a los gastos de anualia institución benéfica con el producto de la venta de los sellos que obligatoriamente deben adherirse a las certificaciones facultativas, según se ordena en la misma disposición, el Real decreto de 25 de Septiembre último (GACETA del 30), que es su complemento, establece, en su artículo 13, que las Autoridades administrativas y judiciales no darán curso a los expedientes en que se exija alguna certificación facultativa sin que en ella se ponga el sello correspondiente de dos pesetas para las certificaciones generales y de 0'50 céntimos de peseta o de una peseta, según los casos, en las de defunción.

Y en cumplimiento de lo que preceptúa el artículo 17 del último Real decreto citado, para la mejor observancia del mismo,

S. M. el Rey (q. D. g.) ha tenido a bien disponer que la Presidencia y Fiscalía del Tribunal Supremo de Justicia, por las Presidencias y Fiscalías de las Audiencias territoriales, por la Dirección general de los Registros, por la Inspección general de Prisiones y por la Oficialía mayor de esta Subsecretaría, se den las órdenes oportunas para que en todas las oficinas y dependencias de su cargo se cumplan estrictamente las disposiciones del artículo 13 del Real decreto de 25 de Septiembre último, en relación con el de 15 de Mayo de 1917.

De Real orden lo digo a V. EE. e V. II. para su conocimiento y demás efectos. Dios guarde a V. EE. e V. II. muchos años. Madrid, 23 de Octubre de 1925.

El Subsecretario encargado del Ministerio,
GARCIA-GOYENA

Señores Presidente y Fiscal del Tribunal Supremo de Justicia, Presidentes y Fiscales de las Audiencias territoriales, Jefe superior de los Registros y del Notariado, Inspector general de Prisiones y Oficial mayor de esta Subsecretaría.

FOMENTO

REAL ORDEN

Ilmo. Sr.: Para la redacción de los proyectos de puentes metálicos rige actualmente la Instrucción aprobada por Real orden de 25 de Mayo de 1902, documento notable, fruto de concienzudos estudios y que acredita la solidaridad de los Ingenieros de Caminos que [illegible]

132

en ella se prescriben, muy prudentes para la época que se fijaron, no se acomodan a la realidad, y menos aún ofrecen garantías para lo futuro, dada la marcha progresiva y rápidamente creciente del peso y de la velocidad de los vehículos que recorren carreteras y ferrocarriles.

El Ingeniero de Caminos, Profesor de la Escuela Especial del Cuerpo, D. Domingo Mendizábal, ha realizado por propia iniciativa, y ha ofrecido al Estado, por conducto del Director de la expresada Escuela, su "Estudio para la redacción de una nueva Instrucción para el cálculo de tramos metálicos".

Según el informe del Consejo de Obras públicas, la Instrucción redactada por el Sr. Mendizábal es un trabajo importantísimo y completo que debe aprobarse y promulgarse, y es acreedor a la gratitud nacional, por lo que propone se le otorgue una recompensa honorífica que, si ha de ser proporcionada al merecimiento, deberá ser muy señalada y solemnemente discernida.

Como los documentos que integran el referido estudio son de gran extensión, por requerirlo así la índole del asunto de que se trata, es conveniente hacer de ellos una tirada especial y con la debida separación.

Por todo lo expuesto,

S. M. el Rey (q. D. g.), de conformidad con la Presidencia del Directorio Militar, se ha servido aceptar el ofrecimiento del Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Profesor de la Escuela Especial, D. Domingo Mendizábal, aprobar su proyecto de "Instrucción para el cálculo de tramos metálicos", y promulgarlo, una vez hechas las correcciones que aparecen en el anejo correspondiente, proponer al Ministerio de Instrucción pública la concesión de la Cruz de Alfonso XII para el mencionado Ingeniero, y, por último, disponer que se publique en la GACETA DE MADRID la Instrucción propiamente dicha, con la supresión de los dibujos que a la misma se acompañan, y el dictamen emitido por el Consejo de Obras públicas como ampliación de aquélla.

De Real orden lo digo a V. I. para su conocimiento y efectos. Dios guarde a V. I. muchos años. Madrid, 24 de Septiembre de 1925.

El Subsecretario encargado del despacho,

VIVES

Señor Director general de Obras públicas.

CONSEJO DE OBRAS PUBLICAS

ESTUDIO PARA LA REDACCIÓN DE UNA NUEVA INSTRUCCIÓN PARA EL CÁLCULO DE TRAMOS METÁLICOS

DICTAMEN DEL CONSEJO

Remitido el trabajo del Sr. Mendizábal a informe de la Jefatura de la primera División de Ferrocarriles y Jefatura de Estudios y Construcciones de ferrocarriles del Nordeste de España, los respectivos Jefes D. Angel Gómez Díaz y D. José María Fuster, han consignado, en un dictamen común concienzudamente redactado, su opinión completamente favorable a la adopción de las nuevas, de las cuales hacen efusivo elogio. Las tres observaciones que ponen término al informe, y que conviene tener en cuenta, se refieren a deficiencias de escasa importancia, puede decirse, que a errores materiales de copia o a ligeras discrepancias observadas entre lo que expresa la Memoria y lo que expresa el articulado.

D. Domingo Mendizábal es Ingeniero Subjefe de Vía y Obras en la Compañía ferroviaria de Madrid a Zaragoza y Alicante y viene ocupándose desde hace veinte años en la delicada labor de sustituir o reforzar tramos metálicos en diversas líneas de la importante Compañía citada, labor impuesta por la variación que en las características de las explotaciones ferroviarias ha determinado la notoria intensificación del tráfico en los dos últimos decenios, intensificación traducida en mayor peso del material móvil y en su incremento de velocidades.

En un libro muy bien editado de 1919, recopilación de artículos publicados en la *Revista de Obras públicas*, consignó el Sr. Mendizábal el fruto de sus estudios y de su labor en la materia.

La Instrucción vigente en España para el cálculo de los tramos es la de 25 de Mayo de 1902, documento notable, fruto de concienzudos estudios y que acredita la sabiduría de los Ingenieros de Caminos que la redactaron; pero es inactual. Las cargas y sobrecargas que en ella se prescriben, muy prudentes para la época en que se fijaron, no se acomodan a la realidad, y menos aún ofrecen garantías para época futura, dada la marcha progresiva y rapidamente creciente del peso y de la velocidad de los vehículos que recorren carreteras y ferrocarriles.

Se notó ya claramente la deficiencia hace quince o diez y seis años. Las grandes Empresas ferroviarias, forzadas entonces a iniciar una era de intensificación de servicios, hubieron de prestar singular atención al urgente problema del refuerzo de puentes, porque al contrastar los datos que la realidad imponía como fundamento indispensable de los cálculos de resistencia, y al presentir, primero, y luego al observar, la rapidez del incremento de los transportes, hubieron de proceder, por cuenta e iniciativa propias, a rebasar las bases legales vigentes: se decir, las prescriptas por la Instrucción, y adoptar otras como base de los refuerzos y sustituciones, a fin de que quedaran garantidas en el presente y para lo porvenir la resistencia, estabilidad y rapidez de las estructuras metálicas.

El Sr. Mendizábal consagró a esta importante labor la casi totalidad de su vida profesional.

Celoso del cumplimiento de su misión, acumuló un gran caudal de conocimientos teóricos y prácticos, y con los resultados de su experiencia, con un estudio concienzudo de cuanto en tan transcendental materia se había hecho y se hacía dentro y fuera de España, especialmente en aquellas naciones en las que el perfeccionamiento de los transportes, la modernidad de los elementos integrantes del problema, la intensidad del tráfico y la intervención magistral de grandes capacidades técnicas, ofrecían campo en que espigar fructuosamente, adquirió singular competencia.

El año 1920, la Dirección general de Obras públicas le encomendó el estudio y redacción de una Colección de modelos de tramos metálicos para carreteras de tercer orden. Esta labor fué simultánea con otra similar, que los eminentes Ingenieros Zafra y Ribera realizaron, en relación con obras de hormigón armado y de fábrica. Los tipos de sobrecargas adoptados por los tres Ingenieros fueron, como es lógico, los mismos, y los determinaron previo estudio de las características del tráfico moderno en las carreteras.

Por Real orden de 21 de Marzo de 1922, resolvió la Superioridad, de acuerdo con dictamen del Consejo de Obras públicas, aprobar la colección presentada por el Sr. Mendizábal; consignándose en dicha Real orden haberse estimado digna del mayor elogio su labor; y en ella, en la Real orden se dispuso, asimismo de acuerdo con el dictamen del Consejo, que el Sr. Mendizábal se encargase de reformar parcialmente la Instrucción de 1902, redactando de nuevo, al efecto, los artículos 5.° y 8.° para acomodarlas a las normas básicas de la Colección aprobada.

Remitió a la Superioridad los mencionados artículos en su nueva redacción, y aprovechó la oportunidad para llamar acerca de la conveniencia de realizar labor análoga, en lo referente a las sobrecargas aplicables a los cálculos de puentes metálicos para ferrocarriles.

Por Real orden de 15 de Febrero de 1923, de acuerdo con el Consejo de Obras públicas, se aprobó la redacción de los artículo 5.° y 8.° y se le encomendó nueva redacción del artículo 20.

El Consejo de Obras públicas, al dictaminar sobre aquellos textos, fijó su atención en la conveniencia de generalizar la reforma de la Instrucción de 1902 y acordó someter al juicio de la Superioridad la conclusión siguiente:

"Procede acordar se modifiquen los artículos de la Instrucción vigente para redactar los proyectos de puentes metálicos para ferrocarriles, acomodando las sobrecargas a las que actualmente corresponden a los trenes tipos, encomendando el trabajo al citado Ingeniero D. Domingo Mendizábal, quien oyendo el parecer de las principales Compañías respecto al asunto de las dichas sobrecargas, propondrá a la Superioridad la reforma que es-

133

time oportuna, del mismo modo que lo ha hecho con gran acierto para la Instrucción de carreteras."

Esta propuesta del Consejo no ha causado hasta ahora resolución alguna del Gobierno.

Por Real orden de 29 de Abril de 1922, se encomendó al Sr. Mendizábal el estudio de nueva Colección de tramos metálicos para caminos vecinales, y la nueva colección fué aprobada también en 7 de Diciembre de 1923.

La conclusión del dictamen del Consejo, que vemos copiada, era justificada y tenía actualidad; parece raro que no sirviera de base a una resolución urgente en virtud de la cual se abordara en toda su integridad el problema de la modernidad, ya inaplazable, de la Instrucción vigente.

Tal omisión queda subsanada merced a la iniciativa del Sr. Mendizábal.

Percatado de la necesidad y de la urgencia de la reforma, ha puesto al servicio de labor tan interesante su claro talento, sus excepcionales conocimientos en la materia, su experiencia, su altruismo, su buena voluntad, un ímprobo trabajo de muchos años y hasta unos cuantos miles de pesetas, y ha llevado a término una obra de mérito sobresaliente, que ofrenda ahora generosamente a su patria y que es ciertamente oportuna.

El eminente compañero explica en la Escuela la asignatura de "Materiales metálicos"; bajo su inmediata dirección se ha montado en ella la moderna y completa instalación del Laboratorio de Metalografía.

La circunstancia de formar parte el Sr. Mendizábal del Claustro de Profesores, ha debido inducirle a llevar su trabajo al Director de aquélla, a fin de que éste sea quien la presente en la Dirección general.

Es detalle aparentemente rimio, puramente formal y de escasa importancia, pero en nuestro concepto es honrosamente significativo; el Sr. Mendizábal, dueño absoluto de un trabajo debido exclusivamente a su iniciativa y a su voluntad; trabajo ni solicitado ni exigido por nadie, tenía perfecto derecho a disponer de él y a ofrendarlo personal y directamente al Estado; pero creemos que su cariño al Cuerpo de Caminos y su amor a la Escuela han ejercido sobre él una verdadera coacción y le han inspirado el deseo de que ese Centro de nuestra enseñanza profesional en el que fué discípulo y es Maestro, y la colectividad a la que, honrándola, pertenece, participen en cierto modo de la paternidad de la obra.

El Sr. Mendizábal ruega, Director de la Escuela, dándose cuenta de la delicadeza del rasgo, quedándole agradecimiento, pero huyendo de realizar una crítica que, dadas las circunstancias, ha estimado con razón improcedente e innecesaria, se ha concretado a hacer un resumen, preciso para designar la importancia y el valor del esfuerzo, resumen que traduce en un cómodo índice.

La Dirección general remite el trabajo del Sr. Mendizábal al Consejo, para que éste informe acerca de él.

Vamos a examinarlo:

En la extensa Memoria justificativa del texto que en definitiva propone el autor, Memoria acompañada de numerosos gráficos, el capítulo primero está dedicado a los tramos metálicos para ferrocarriles de vía normal.

Establece bases para el cálculo de momentos flectores y esfuerzos constantes, considerando al efecto los tramos subdivididos en dos grupos: los de 5 a 100 metros de luz y los de luz inferior a 5 metros, que reclaman mayores sobrecargas de cálculo.

Comienza por el estudio de las cargas permanentes, luego se ocupa de las sobrecargas, asunto que discute y analiza escrupulosa y exactamente para llegar a la determinación de los tenes tipos que deben adoptarse como fundamento de los cálculos, y fijadas las sobrecargas, establece la equivalencia en cargas uniformemente repartidas, ordenándolas en cuadros, estudia la acción del viento, los efectos del frenado y rozamiento, los de las variaciones de temperatura, los de los choques laterales, los de la fuerza centrífuga, los dinámicos y los de montaje y lanzamiento.

Para el desarrollo de los cálculos, estudiando los equilibrios estáticos y elástico, las secciones de cálculo, el trabajo elástico de las piezas, la flexión por compresión, los esfuerzos alternativos de tracción y compresión y los secundarios.

Se ocupa de la calidad de los materiales y de las pruebas de cada uno de ellos, y en un cuadro abarca, para todos los materiales examinados (acero laminado, acero fundido y forjado, palastro y redondos para pernos y remaches, etcétera), las condiciones que deben satisfacer los elementos constitutivos de las estructuras.

Acertadamente prescribe el empleo del hierro.

Exige que los Ingenieros, hechas las pruebas, redacten actas detalladas de los resultados y de todos los ensayos y reglamenta éstos y aquéllas.

Establece prescripciones para el posible empleo de aceros especiales; da reglas para la determinación de las presiones sobre los apoyos; fija los coeficientes de trabajo de los metales; hace referencia especial a los materiales usados en los refuerzos de puentes, a fin de fijar la reducción de aquellos coeficientes en relación con los asignados a obras nuevas y estudia la estabilidad transversal contra la acción del viento y otros esfuerzos laterales, prescribiendo la adopción de las hipótesis más desfavorables.

Es muy importante el artículo dedicado a los esfuerzos combinados, base de la determinación de las secciones efectivas resultantes de cada uno de los elementos de la estructura. Se dan reglas de extremada prudencia para la combinación de los efectos de los diversos esfuerzos.

Trata también de la construcción de tramos de carácter provisional (previsión práctica), para los que admite previa justificación, coeficientes de trabajo superiores a los que como normales determina.

El apartado cuarto vira las "Disposiciones de proyecto", asunto de valor práctico también. Se ocupa de las de carácter general, conducentes a que todas las partes de obra sean accesibles a la vigilancia necesaria para favorecer las labores de conservación, para facilitar los desagües, etc. Establece un espesor mínimo para los elementos constitutivos de cualquiera estructura, la separación mínima entre centros de los orificios para remaches y limita el diámetro de éste. El artículo 35 se refiere al piso en lo concerniente a las disposiciones de las vigas principales; el 37 a los arriostramientos y el 38 a los aparatos de apoyo.

El apartado quinto reglamenta las pruebas y la recepción. Da normas para la inspección en talleres, para el montaje en ésta y en otra y para el pintado. Los artículos referentes a pruebas se ordenan de suerte que los numerados del 43 al 53 corresponden a las de todas clases que deben realizarse en tramos de nueva construcción o que hayan sido objeto de importante reparación o refuerzo, y el 54 versa acerca de las pruebas periódicas que reglamentaria y obligadamente deben practicarse en los puentes en servicio.

Se prescriben obligaciones aplicables a la puesta en circulación de nuevos tipos de material móvil, tractor o remolcado, que no debe ser autorizada sin previas justificaciones.

El apartado sexto versa sobre cuestiones varias, define los gálibos y prescribe medidas de seguridad y de precaución en evitación de accidentes personales, etc.

El capítulo segundo está consagrado a los tramos metálicos para líneas de vía estrecha; y además de las previas referencias a prescripciones aplicables de entre las consignadas en el capítulo anterior, contiene las especiales que afectan a los tramos para vía de un metro, prescripciones que están informadas, como es lógico, por análogo criterio y justificadas en análoga forma que las primeras. El capítulo octavo está dedicado a los tramos para carreteras, a las que son aplicables las normas expuestas en el artículo 5.° y en la 9.ª al 41 de la Instrucción para ferrocarriles, además de las privativas, que en los siguientes artículos se detallan, y que se refieren a cargas permanentes y sobrecargas, etc. Se prescriben pruebas acomodadas al destino de las obras, a base de la formación de trenes tipos, que varían, según se trate de vigas de tramos independientes y de vigas continuas o de arcos, previniéndose que para tramos no incluídos en estos tres categorías, habrán de especificarse en el proyecto las pruebas a que hayan de ser sometidos.

Se prescribe que en los puentes para servicio mixto de carretera y ferrocarril habrán de aplicarse a los cálculos las hipótesis que, entre las establecidas para cada uso,

sean las más desfavorables, y asimismo en las pruebas.

Por último, el capítulo sexto versa sobre tramos metálicos de disposiciones especiales destinadas a servicios de la índole también especial, por ejemplo, para ferrocarriles de vía diferente de la normal y de la de un metro, para puentes colgados, "Gantilevers", u otros sistemas de singular finalidad y estructura.

El artículo 82 se refiere a tramos canales; se dispone que la carga permanente habrá de fijarse suponiendo que el nivel del agua se eleve hasta el máximo consentido por la capacidad del tramo; se determina la sobrecarga por metro cuadrado; se declaran aplicables las hipótesis admitidas para graduar los efectos del viento en los tramos para ferrocarriles y carreteras, y se agrega una prescripción para atender al efecto del paso de un barco por el canal.

En lo que antecede, queda hecho un índice de la Instrucción. Da clara idea de la minuciosidad y de la magnitud de la labor realizada por el Sr. Mendizábal.

El estudio que ha hecho es concienzudo y de fondo; ha acudido, como a fuente de información, a la copiosa literatura moderna existente, y especialmente al examen de las Instrucciones vigentes en naciones de gran cultura científica y técnica y muy adelantadas en la materia, como por ejemplo: a la italiana, de 1909; americana, de 1910; Suiza, de 1915; Francia, de 1915; Argentina, de 1916; canadiense, de 1920; belga, del mismo año; India, de 1921, China y Alemania, de 1922. Entre las americanas, además de la oficial, que adopta los trenes tipos de la serie Cooper's, analiza los de Vaddell, eminente especialista, más usados en los cálculos que los de la colección oficial americana, y asimismo estudia y hace un juicio crítico de la adopción de los tramos tipos de la "Asociación de Interesados en Puentes Metálicos", colectividad integrada por constructores ferroviarios y proyectistas. Analiza también los tipos adoptados por la entidad denominada Compromise Standard. Inútil es decir que los tipos efectivos, extraregales, adoptados por las Compañías Norte y Madrid a Zaragoza y Alicante, españolas, ocupan lugar preferente en la investigación, así como que el punto de partida del análisis comparativo es la Instrucción nuestra de 1902, que se trata de reformar.

Las escalas de pesos es grande y muy varias los tipos. Hecha la selección entre tan importantes documentos, y bien razonada y justificada, destaca por estimarlos especialmente dignos de atención, los trenes tipos de la serie alemana E, los argentinos, los de la serie 50 de Cooper's, los de igual serie de Vaddell, y los de Compromise Standard. Y entre todos, le parece la más acomodada, en términos generales, a nuestras nacionales previsiones, la Instrucción argentina.

Se distancian enormemente las cargas de las legales muestras de las de 1902.

Por eje de locomotora pasan de 12 toneladas a 22 ídem.

Por eje de ténder pasan de 10,500 toneladas a 18 ídem.

Por eje de vagones pasan de 10,500 toneladas a 16 ídem.

Los pesos por metro lineal de locomotora, de 5.195 T a 9.555.

Los pesos por metro lineal de vagón de 3.000 T a 6.400 T.

Los aumentos en los momentos flectores para luces entre 10 metros y 100 metros, oscilan entre 46 por 100 y 94 por 100 entre los esfuerzos constantes de 46 por 100 a 100 por 100.

Descarta los trenes pesados alemanes; es un acierto. En esa serie, que es la E, los aumentos son excesivos y no responden a una previsión racional, aunque deba ser amplia, tratándose de España.

Claro es que no en todas las Instrucciones ha encontrado el Sr. Mendizábal que todos los temas estén tratados con el mismo criterio; pero en todo su cultivado espíritu analítico ha encontrado enseñanzas aprovechables.

Los resultados más fructuosos los ha hallado en el capítulo aumento de las sobrecargas, al que ha dedicado singular atención, según se comprueba con la lectura de la Memoria, que no debe omitirse.

En algunos aspectos las Instrucciones italianas, india y china, ofrecen escaso interés; la italiana detalla poco los preceptos; las otras dos son copias de la americana.

El Sr. Mendizábal está perfectamente preparado y capacitado para contrastar los aciertos y desaciertos de tales documentos; conoce bien la actualidad española y puede fundamentar prudentemente y sagazmente sus previsiones.

La determinación o graduación de éstas, es del mayor interés; porque se trata de obras destinadas a satisfacer exigencias del presente, pero también del futuro.

Atenerse estrictamente a la satisfacción de las necesidades actuales, constituiría un gran error económico. No sólo se puede pecar por exceso, sino también por defecto. Hay signos y datos que obligan a temer que si no se fuerzan un poco las previsiones reglamentarias, no habrá proporcionalidad entre los futuros aumentos probables de peso y velocidad de los instrumentos de transporte y la vida de las obras metálicas. Si se aspira, como se debe aspirar a que la amortización de los puentes metálicos se reparta en cuarenta y cinco o cincuenta años, es indispensable que durante ellos tengan buena vida asegurada, y al efecto, que las bases del cálculo no fallen por mezquindad; hay pues que alcanzar los límites que una racional previsión señala y redactar la Instrucción sobre bases que conduzcan al resultado apetecido. Se obtendrán así absolutas garantías y se ahorrará dinero, aunque de momento se gaste más de lo que a primera vista parezca suficiente. Como siempre, en un término medio está el acierto, y creemos que el Sr. Mendizábal se ha detenido en el fiel de la balanza.

La necesidad efectiva de la variación de normas está en España demostrada y sancionada por la iniciativa de las dos grandes Compañías ferroviarias, y de ella y de la importancia que el Sr. Mendizábal concede a sus decisiones, se deriva, a nuestro juicio, una prueba de prudente ponderación.

Nadie acepta voluntariamente, en efecto, obligaciones, legalmente inexistentes y onerosas, si no está persuadido de que al rebasar los límites marcados por la ley satisface una imperiosa necesidad. Por otra parte, no es presumible que quien adopta determinaciones por exclusivo impulso de la propia conveniencia, vaya más allá del límite que las exigencias del momento y el racional y prudente descuento de las necesidades futuras, estimadas en relación con la duración de las obras, prescriban.

Las dos grandes Compañías citadas, técnicamente regidas por personal excepcionalmente competente, conocedor además de las necesidades nacionales, se vieron forzados a prescindir de la Instrucción de 1902 y a fijar trenes tipos considerablemente más desfavorables que los legales o reglamentarios. Sus determinaciones tienen, pues, a nuestro juicio, singular importancia y valor, y que de ellos se hayan deducido enseñanzas aprovechables es lógico. En esas determinaciones va envuelto el coeficiente de previsión racional de que hablamos.

Insistiendo un poco más en este punto, diremos que no estimaríamos como un acierto tender restrictivamente al límite poco amplio, por entender que las economías de momento deban constituir factor decisivo de moderación y por opinar que en último caso la acción del poder público puede siempre negar autorizaciones para poner en circulación material excesivamente pesado e incompatible con las resistencias, estabilidad y rigidez de las obras concluídas o aprobadas.

Tal determinación plantearía un dilema: o impedir el perfeccionamiento de los transportes, con pérdida neta para el interés nacional, o proceder, en plazo quizás breve, a refuerzos y substituciones, difíciles, costosas, y en definitiva ruinosas.

En el trabajo del Sr. Mendizábal, según hemos visto, hay utilización indispensable, de ajenos conocimientos; la solución de problemas tan arduos y complejos como el que nos ocupa, no puede ser producto exclusivo de esfuerzos individuales, pero no es labor realizable por un indocumentado la de analizar conscientemente, autorizadamente, acertadamente, el trabajo ajeno, y es muy difícil elegir y seleccionar para aceptar lo que más convenga y para formar un cuerpo de doctrina dictando normas transcendentales, en materia cuyo conocimiento es fruto de ciencia y a la vez de prolongada experiencia recogidas en el mundo entero. Por reconocerlo el señor Mendizábal, ha acudido a toda fuente de información, pero en su trabajo hay mucho suyo, personal y privativo, especialmente en lo referente

a la determinación de valores y coeficientes numéricos aplicables a los necesarios aumentos de las sobrecargas, y muy especialmente al estudio de los efectos de frenado (artículo 4.º), choques por cargas dinámicas (artículo 8.º), esfuerzos alternativos (artículo 11) y esfuerzos secundarios (artículo 15). Las observaciones y experimentos del Sr. Mendizábal, que corrigen algunos coeficientes de Instrucciones extranjeras, revisten importancia como contribución al estudio de los efectos de aquellos esfuerzos y materias cuyo examen inician Ingenieros norteamericanos respecto a cargas dinámicas, y Wöhler en cuanto a esfuerzos secundarios.

Es, pues, el trabajo del Sr. Mendizábal, no sólo labor de análisis, de recopilación, de clasificación, de selección sino también fruto de un esfuerzo personal inteligentemente realizado.

También hay algo que notar, en este orden de ideas, respecto al concepto del Sr. Mendizábal en cuanto a cálculos de previsión de los que algo hemos indicado ya antes.

El examen de la marcha excepcional, rápida de las sobrecargas en estos últimos años, tan interesantes por la honda transformación de la economía mundial, ha llamado su atención y deduce el Sr. Mendizábal que pasados quince años se notarán claramente deficiencias en los tramos metálicos calculados con exclusiva atención de la realidad actual, estimo, pues, necesario rebasar las sobrecargas actuales en un 25 por 100, aproximadamente.

Nota también que es elemento interesante, el presumible aliento de la industria siderúrgica; pero en ésto ya hemos indicado que parece difícil profetizar, sin riesgo de error, porque sería imprudente prefijar características y condiciones de trabajo y empleo, tratándose de materiales desconocidos.

De los nuevos tipos de sobrecargas incluídos en la Instrucción, claro es que se deducen notables aumentos de peso del metal constitutivo de los tramos. Las vigas principales en puentes de ferrocarril sufrirán un aumento, poco más o menos, del 60 al 100 por 100 en tramos mayores de diez metros y menores de 100. Al aumento debido a las cargas habrá de agregarse el correspondiente al frenado, rozamiento, esfuerzos laterales, fuerza centrífuga, choques, etc., y en definitiva las vigas principales pesarán del 90 al 130 por 100 más que las calculadas en la Instrucción de 1903.

Los nuevos pesos pesarán también más; quizás un 15 o un 20 por 100; de suerte que, ponderados y promediados los aumentos, puede presumirse que las normas nuevas reclaman del 70 al 80 por 100 más material que las viejas.

Para estimar justificados plenamente estos aumentos, nos remitimos a la Memoria.

Resumiendo: la Instrucción redactada por el Sr. Mendizábal es, en nuestro entender y como dice el Ilustre Director de nuestra Escuela, un trabajo impecable, fino y concluído.

La experiencia propia, un gran amor al estudio y una decidida afición al problema que trata de reglamentarse, otorgan al eminente especialista verdadera autoridad.

Hemos creído improcedente seguir paso a paso el desarrollo del trabajo, porque para hacerlo, dada la importancia de cada capítulo y artículo, y la sobriedad de las explicaciones que justifican la redacción del texto, nos hubiéramos visto obligados a reproducirlo.

El resultado asigna al autor, mejor dicho, afirma sus reconocidas dotes de competencia.

A juicio nuestro, ha recogido lo bueno de casa y de fuera, no para imitarlo ciega y servil, sino racionalmente, justificadamente, amoldándolo al momento y a las necesidades presentes y a previsiones del porvenir, y lo ha hecho con criterio ilustrado, certero y prudente.

De propia cosecha, ha ofrecido copioso y sazonado fruto.

Confiamos que la Instrucción redactada por él debe aprobarse y promulgarse; claro es que con la precaución de corregir leves erratas, que en la copia que hemos examinado se observan fácilmente; por ejemplo: en la página 17, línea 17, en vez de *artículo* 15, debe decir *artículo* 29; en la 27, línea 13, en vez de *escuadra*, debe decir *escuadón*; en el cuadro de la página 30 dice *elasticidad*, en donde debe decir *calidad*; en la 32, línea 10, debe escribirse *tramos* y no *trames*; en la 40, línea segunda, dice *vertical* en vez de *horizontal*.

Por pensar que podría haber otras, la Sección ha rogado al Sr. Mendizábal que revise escrupulosamente el texto y lo enmiende. Resultado de la revisión son las rectificaciones que aparecen en la hoja adjunta a este dictamen, en la cual se han incluído también las derivadas de las observaciones del dictamen de los Ingenieros Jefes informantes.

Iniciativas como la del Sr. D. Domingo Mendizábal son excepcionales, y lo son, no tanto porque abunden poco los hombres dispuestos a realizar sacrificios de tiempo, de trabajo y de dinero, desinteresadamente a impulso, exclusivamente, de un generoso movimiento de la voluntad, sino porque es rarísimo encontrar juntos en una persona tales virtudes y además un entendimiento esclarecido y un gran caudal de conocimientos, fruto de ardua labor.

En D. Domingo Mendizábal se ofrece ese consorcio y como a su Patria ha ofrecido generosamente el resultado de sus desvelos, es acreedor a la gratitud nacional.

Premiar a quien lo merece es obra de justicia; es también obra provechosa y trascendental, por cuanto convierte un estímulo y un ejemplo.

Proponer algo que para los generosos donantes equivalga a un resarcimiento de quebrantos materiales, nos repugna, no sólo porque ello supondría un cierto menoscabo del don y de la voluntad con que se ha ofrecido, sino porque tendríamos ofendido los sentimientos del señor Mendizábal.

Pero sí proponemos, haciéndonos al formular la propuesta, que se le otorgue una recompensa honorífica que, si ha de ser proporcionada al merecimiento, deberá ser muy señalada y solemnemente discernida.

En su virtud, el Consejo acuerda por unanimidad consultar a la Superioridad las siguientes conclusiones:

Primera. Procede aceptar el ofrecimiento del Ingeniero de Caminos, Profesor de la Escuela, D. Domingo Mendizábal, aprobar su proyecto de "Instrucción para el cálculo de tramos metálicos", y promulgarlo, una vez hechas las correcciones que aparecen en el anejo correspondiente.

Segunda. Para premiar los excepcionales méritos contraídos por dicho Ingeniero, procede otorgarle una alta recompensa o distinción honorífica, que debe serle discernida con solemnidad, para su satisfacción y para estímulo y ejemplo de cuantos puedan imitar a imitarle.

Madrid, 17 de Julio de 1925.—El Secretario general, Salvador Pérez de Laborda.—El Presidente interino, Antonio Fernández de Navarrete.

INSTRUCCIÓN PARA LA REDACCIÓN DE PROYECTOS DE TRAMOS METÁLICOS

CAPÍTULO PRIMERO

TRAMOS METÁLICOS PARA FERROCARRILES DE VÍA NORMAL

I.—*Bases para el cálculo de los tramos metálicos.*

Artículo 1.º

Carga permanente.—Para la determinación de la carga permanente que debe considerarse en los cálculos se fijarán por separado:

a) Los pesos, bien sobre toda la estructura, bien por metro cuadrado o metro lineal de la misma, de todos los elementos que constituyan la vía, paseos y cuantos elementos de construcción carguen en el mismo.

Estos pesos se deben determinar con toda exactitud por conocerse la disposición y detalle de todos sus elementos.

Se tomarán como pesos unitarios de los diversos elementos que pueden constituir la vía los siguientes:

Hierro soldado	7.800	Kg. m³.
Acero laminado	7.850	» »
Hierro fundido	7.250	» »
Acero moldeado	7.800	» »
Plomo	11.400	» »
Madera húmeda	1.050	» »
Balasto	1.500	» »
Hormigón de arena gruesa y grava	2.200	» »
Fábrica de ladrillo y cemento	2.700	» »
Hormigón armado	2.400	» »
Asfalto	1.750	» »

Los demás materiales, según su peso real.

(b) El peso supuesto de la estructura metálica se determinará de un modo aproximado, utilizando fórmulas, diagramas de pesos o por la comparación con otros tramos de condiciones semejantes ya construídos.

E los valores se tomarán como base

136

de los cálculos de los esfuerzos que han de resistir todas las piezas y elementos de la estructura.

Una vez terminado el cálculo y proyecto del nuevo tramo, se determinará el peso de la estructura, ya a la vista, de las dimensiones y perfiles de todos sus elementos.

Si este peso así determinado fuera idéntico al utilizado en el cálculo se conceptuará el tramo como bien calculado.

Si, por el contrario, este peso así determinado fuera mayor que el utilizado, se calculará nuevamente el tramo tomándole como base, y si los esfuerzos que resulten para todos y cada uno de los elementos de la estructura sobrepasan a los límites admitidos en más del 3 por 100, se rectificará el proyecto hasta conseguir que los esfuerzos queden dentro de dichos límites, no rectificándose, por el contrario, y admitiéndose como buena la carga permanente primeramente utilizada, si los excesos de trabajos no rebasan el expresado 3 por 100.

En todo caso, después de terminado el proyecto, debe indicarse en su Memoria la carga permanente verdadera, determinada de un modo exacto, y debe compararsela con la carga supuesta para el cálculo.

Artículo 2.°

Sobrecargas.—Trenes tipos y sobrecargas virtuales.—a) Para el cálculo estático de los tramos metálicos para vía ancha se utilizará un tren tipo, compuesto de dos locomotoras, con sus ténders, colocadas en cabeza y en sentido normal de marcha, seguidas de un número indefinido de vagones cargados.

Las dimensiones y pesos de las máquinas, ténders y vagones se indican en el cuadro siguiente:

CARACTERISTICAS DE	MAQUINA	TENDER	VAGON CARGADO
Longitud total	10,00 metros.	8,00 metros.	10,00 metros.
Número de ejes	5	4	4
Separación de las cabezas de los topes a los ejes extremos	1,50 metros.	1,50 metros.	1,00 metros.
Separación entre los ejes primero y segundo	2,50 —	1,50 —	1,50 —
Separación entre los ejes segundo y tercero	1,50 —	2,00 —	5,00 —
Separación entre los ejes tercero y cuarto	1,50 —	1,50 —	1,50 —
Separación entre los ejes cuarto y quinto	1,50 —	»	»
Carga del eje bisel	12.000 kilogramos.	»	»
Carga de los otros ejes	22.000 —	18.000 kilogramos.	16.000 kilogramos.
Peso total	100.000 —	72.000 —	64.000 —
Peso medio por metro lineal	10.000 —	9.000 —	6.400 —

Para el cálculo de los diversos elementos de las vigas principales se colocará el tren tipo en la posición que produzca efectos más desfavorables en el elemento que se considere.

Para los tramos de doble vía se utilizará la hipótesis de que pasen sobre el mismo dos trenes tipos en el mismo sentido, colocados ambos en la posición más desfavorable.

Podrán ser sustituídas en los cálculos las máquinas y vagones constituyentes del tren tipo por material móvil en servicio en la red en la que se encuentre el tramo que se considera, siempre que los efectos producidos por este material sean iguales o más desfavorables que aquéllos en los diversos elementos del tramo.

Se podrá sustituir el tren tipo descrito por una sobrecarga virtual uniformemente repartida, siempre que ésta produzca efectos superiores, o a lo menos iguales, a los producidos por aquél.

b) Para el cálculo estático de los tramos metálicos de pequeñas luces se utilizarán como sobrecarga móvil tres ejes separados 1,50 metros y con un peso por eje de 36,0 toneladas, siempre que los efectos producidos por éstos sean mayores que los que origina el tren tipo descrito en el párrafo precedente.

Esta sobrecarga, compuesta por los tres ejes descritos, se utilizará igualmente para el cálculo de todos los elementos de los pisos de los tramos metálicos, cualquiera que sea su luz de cálculo

Tanto en uno como en otro caso, se situarán aquellos ejes en la posición que produzcan efectos más desfavorables al elemento que se considera.

c) Las sobrecargas uniformes por metro lineal de tramo equivalentes a estos dos trenes tipos, para el cálculo de los tramos metálicos de vía normal, se indican a continuación, tanto para la determinación de los momentos flectores como de los esfuerzos cortantes, debiéndose interpolar, entre las sobrecargas que se señalan, para las luces no indicadas en los cuadros:

LUCES — Metros	CALCULO de los momentos flectores — Kg. : m. l.	CALCULO de los esfuerzos cortantes — Kg. : m. l.	LUCES — Metros	CALCULO de los momentos flectores — Kg. : m. l.	CALCULO de los esfuerzos cortantes — Kg. : m. l.
1,00	52.000	52.000	45,00	9.710	10.300
2,00	26.000	32.500	50,00	9.540	10.250
3,00	19.500	26.000	55,00	9.360	10.060
4,00	19.500	24.375	60,00	9.180	9.870
5,00	18.720	21.840	65,00	9.010	9.710
10,00	12.800	14.900	70,00	8.850	9.550
15,00	11.620	13.170	75,00	8.710	9.420
20,00	10.780	11.950	80,00	8.580	9.290
25,00	10.310	11.560	85,00	8.470	9.180
30,00	10.120	11.260	90,00	8.360	9.070
35,00	9.930	11.020	95,00	8.260	8.980
40,00	9.830	10.750	100,00	8.170	8.900

Artículo 3.°

Acción del viento.—a) Para el cálculo estático de los diversos elementos que forman la estructura de un tramo metálico, se supondrá la acción del viento como una fuerza horizontal en la mayoría de los casos, uniformemente repartida a razón de 270 kilogramos por metro cuadrado si se supone que aquél está descargado, y 170 kilogramos por metro cuadrado

137

si, por el contrario, se supone cargado, adoptándose para cada pieza de una u otra hipótesis la que sea más desfavorable.

b) En los tramos de piso superior, intermedio e inferior, en la hipótesis de que están descargados, se determina la superficie de sus vigas principales sobre las cuales actúa la presión del viento, utilizando la fórmula siguiente:

$$S = \left(S'_t - S'_v\right) + \left(S''_t - S''_v\right)\frac{S'_v}{S'_t} + \left(S'''_t - S'''_v\right)\frac{S''_v}{S''_t} + \ldots$$

Representando:

S la superficie total que ha de entrar en los cálculos,

$$S'_t - S''_t - S'''_t \ldots$$

las superficies totales sin descontar huecos de la primera, segunda, tercera ... viga y

$$S'_v - S''_v - S'''_v \ldots$$

las superficies de los huecos que presenten dichas vigas principales.

c) Si se supone el tramo cargado, conviene tener en cuenta dos casos:

1.° Si el tramo es de piso superior, deberá añadirse a la superficie de las vigas principales, calculada según se detalla en el párrafo anterior, la que presente el tren al viento, la que se representa por un rectángulo de 3,00 metros de altura colocado 0,50 metros sobre la superficie de rodadura de los carriles.

2.° Si el tramo es de piso inferior o intermedio, se descontará de la superficie del rectángulo que represente el tren, la parte de viga principal proyectada sobre el mismo, descontándose análogamente de la superficie calculada en el párrafo anterior, para las vigas principales segunda, tercera, etc., cuanto de ellas oculte el rectángulo del tren.

Tanto en este caso como en el anterior, este rectángulo se extenderá en toda la longitud o en parte del tramo, según cause efecto más desfavorable en la pieza o elemento que se calcule.

d) Se computarán, a los efectos correspondientes, cuantos elementos de la vía, piso, arriostrados, etc., presenten superficies reales al viento, descontando de las superficies calculadas de las diversas vigas principales lo que de éstas oculten estos elementos.

e) Cuando se estudie la hipótesis de que los tramos se encuentren cargados, se supondrá para el cálculo de la estabilidad del tramo y apoyos que el material móvil circula vacío, con una sobrecarga por metro lineal de vía de 1.300 kilogramos.

f) Se podrá por los autores de los proyectos, y previa justificación, adoptar valores para la presión del viento sobre los tramos superiores o inferiores a los proyectados, siempre que las circunstancias de lugar así lo justifiquen.

g) Debe tenerse en cuenta, para añadirlo a las sobrecargas reales, el efecto de torsión e incremento de aquéllas producidos sobre las vigas principales como consecuencia de la acción del viento.

h) Aunque generalmente los efectos más desfavorables corresponden a la dirección horizontal del viento, se puede, previa justificación del autor de un proyecto, adoptar la dirección que se considere en cada caso más desfavorable.

Artículo 4.°

Efecto del frenado y rozamiento.—Se tendrán en cuenta los efectos del frenado actuando sobre la superficie de rodadura de los carriles y en el sentido de la marcha, no solamente sobre los elementos que constituyen el tramo metálico, sino también sobre los estribos y pilas.

Se valorará dicho efecto en 1/7 del peso de los ejes de las máquinas, y 1/12 del de los ejes de los vagones situados sobre el tramo metálico para los ferrocarriles de adherencia.

Para los ferrocarriles de cremallera, funiculares, etc., se calcularán los efectos máximos de frenado que se puedan alcanzar.

Se tendrá igualmente en cuenta el efecto de arranque, que se valorará y considerará de igual modo, el que actuará en sentido contrario al anterior.

Para el cálculo de pilas y estribos, se sumarán a los efectos anteriormente considerados los producidos por el viento o variaciones de temperatura, adoptando el que sea más desfavorable.

Artículo 5.°

Efectos de las variaciones de temperatura.—Se considerará en el cálculo estático una variación de temperatura de 30° C en más o en menos de la temperatura media local.

Si en algún caso particular, y por causas especiales, los diversos elementos de una construcción estuviesen sometidos a temperaturas cuyas diferencias fuesen importantes, se tendrá en cuenta esta circunstancia en los cálculos de aquéllas y éstas.

Artículo 6.°

Efectos de los choques laterales.—Para la determinación de la resistencia de los elementos del piso y sus arriostrados, en el caso en que este esfuerzo exista, así como en los arriostrados que unen las vigas principales, se tendrá en cuenta, con objeto de evitar deformaciones laterales de los expresados elementos, el efecto de choque producido al paso, especialmente, de las locomotoras sobre los carriles, introduciendo en los cálculos el efecto de una fuerza horizontal sobre cada carril, con un valor igual al 20 por 100 del peso de la rueda más cargada que circule por el tramo metálico, actuando en la posición que mayores o más desfavorables efectos produzca en el elemento que se considere.

Si la vía estuviera directamente sobre las vigas principales del tramo, se pueden, en general, despreciar los efectos de estos choques laterales producidos sobre ellas.

Si la vía estuviese establecida en curva, no deben considerarse al mismo tiempo los efectos laterales producidos por estos choques y los de la fuerza centífruga, debiéndose tener en cuenta únicamente los que produzcan efectos más desfavorables.

Artículo 7.°

Efectos de la fuerza centífruga.—Cuando la vía se encuentre trazada en curva en los tramos metálicos, deberá tenerse en cuenta en el cálculo de todos los elementos de aquéllos la influencia de la fuerza centífruga.

Esta fuerza se supondrá horizontalmente a una altura de 1,80 metros sobre la superficie de rodadura del carril.

Para el cálculo del valor de esta fuerza centífruga se utilizará cualquier fórmula que proporcione resultados admisibles dentro de la aproximación necesaria, recomendándose, sin embargo, el empleo de la siguiente:

$$F = \frac{P \times v^2 \times \left(\frac{1.000}{60 \times 60}\right)^2}{9{,}81 \times r} = P\,\frac{v^2}{127 \times r}$$

Siendo P la carga móvil concentrada, v la velocidad máxima de los trenes que circulen por el tramo y r el radio de la vía.

La viga principal exterior y los elementos del piso deben calcularse con arreglo a esta prescripción, en tanto que la viga interior debe ser calculada por las sobrecargas en reposo, suprimiendo en este caso los incrementos debidos al cálculo de los efectos dinámicos.

Artículo 8.°

Efectos dinámicos o de choque.—Los esfuerzos estáticos calculados para todos los elementos que constituyen las vigas principales de un tramo metálico por la acción de las sobrecargas prescritas en esta Instrucción, se aumentarán en un por ciento determinado por la fórmula:

$$E' = E\left(1 + \frac{I}{100}\right)$$

Siendo E' y E los esfuerzos, respectivamente, incrementados por la acción dinámica, y calculado como consecuencia de la acción de las sobrecargas.

Los diversos valores de I para las diferentes luces l, se hallarán por la fórmula

$$I = 140 - 0{,}56\sqrt{500\,l - F}$$

Cuando se tome en consideración el efecto dinámico o de choque, no se tendrá en cuenta, para el cálculo de los esfuerzos en las diversas piezas, los efectos suplementarios calculados, como, por ejemplo, los efectos laterales, longitudinales, de la fuerza centífruga, viento, etc.

Artículo 9.°

Efectos del montaje y lanzamiento.—Si durante las operaciones de montaje, corrimiento y lanzamiento de un

138

tramo metálico, así como en cualquiera circunstancia anormal o transitoria alguna de sus elementos estuviera sometido a esfuerzos anormales que hicieran trabajar a los mismos en condiciones más desfavorables que durante el servicio normal que aquél ha de realizar, se tendrán en cuenta en los cálculos de la resistencia de aquellos elementos los expresados esfuerzos anormales, pudiéndose admitir para los mismos coeficientes de trabajo superiores en un 33 por 100 a los normales, y siempre que los trabajos reales sean menores que el límite de elasticidad de material de que están formados.

Equilibrios estáticos y elásticos.—

Artículo 10.

Equilibrios estáticos y elásticos.—Deberá instituirse minuciosamente la estabilidad de los tramos metálicos, aunque como consecuencia de la acción de causas exteriores se pueda producir una variación de la posición del conjunto o peso de su estructura.

Se calcularán los esfuerzos expresados por todos los elementos de las estructuras, comprobando que el trabajo elástico correspondiente al valor máximo de aquél, no rebasa los límites que se señalan en el artículo 20.

Artículo 11.

Sección de cálculo.—El cálculo del trabajo elástico se realizará utilizando la sección neta de cada pieza, descontando de la sección bruta cuantos orificios presente aquella para remaches, tornillos, etc.

Artículo 12.

Trabajo elástico de las piezas.—Se deberán calcular por separado y para cada pieza de la estructura de un tramo metálico, los esfuerzos producidos por las diversas causas de trabajo normales y anormales, señalados en los artículos 1.º al 9.º anteriormente, deduciendo los valores correspondientes por milímetros cuadrados de los trabajos elásticos correspondientes, cumpliendo los métodos y principios convencionalmente admitidos en la "Resistencia de materiales", teniendo en cuenta las observaciones y prescripciones que se indican en los sucesivos artículos para los casos particulares que se mencionan.

Artículo 13.

Flexión por compresión.—En las piezas sometidas a compresión en el sentido de su longitud, susceptibles de experimentar flexión a causa de su longitud, grande relativamente a sus dimensiones transversales, su trabajo elástico obtenido por división de aquéllas por su sección neta se multiplicará por el siguiente coeficiente de aumento:

$$1 + M \cdot N \cdot \frac{P}{p}$$

para contrarrestar aquella tendencia.

La letra M designa un factor numérico que depende del modo de unión de la pieza considerada con los elementos vecinos.

La letra N designa análogamente otro factor numérico que depende de la calidad del metal.

Las *l* y *r* designan, respectivamente, la longitud libre de la pieza y el radio de giro mínimo de la sección en la que la pieza es susceptible de flexión.

A título de ejemplo se indican a continuación los valores de los coeficientes M y N en varios casos de aplicación:

$M = 1$ Si la pieza está articulada en sus dos extremos.

$M = \frac{1}{2}$ Si la pieza está articulada en un extremo y empotrada en el otro.

$M = \frac{1}{4}$ Cuando los dos extremos de la pieza están empotrados.

$M = 4$ Si uno de los extremos está libre y el otro empotrado.

$N = 0{,}0001$ para el acero dulce laminado.

Artículo 14.

Esfuerzos alternativos.—Cuando algún elemento de la estructura de un tramo metálico esté sometido a esfuerzos alternativos de tracción y compresión, los coeficientes de trabajo normales fijados para la misma, según la naturaleza del material de que esté formado, en el artículo 29, se determinarán con arreglo a la siguiente fórmula:

$$R_1 = \left(R - 2{,}50\,\frac{A}{B}\right) \text{Kg.} : \text{m/m}^2$$

Se designan por R y R_1 los coeficientes normal y reducido de trabajo, por A y B, respectivamente, los mínimos y máximos esfuerzos a los que en valor absoluto esté sometido el elemento considerado.

Para la determinación de estos esfuerzos se tendrán solamente en cuenta los debidos a la carga permanente y sobrecarga.

Artículo 15.

Esfuerzos secundarios. — En el cálculo de la resistencia de cuantos elementos constituyen la estructura de un tramo metálico, que por su disposición y realización práctica están sometidos a esfuerzos secundarios, serán éstos tenidos en cuenta, debiéndose redactar los proyectos en forma que estos esfuerzos no existan o alcancen la menor importancia posible.

Cuando se sumen estos esfuerzos secundarios a los producidos por la carga permanente, sobrecarga, choque y fuerza centrífuga, se aumentarán en un 33 por 100 los límites de trabajo de las piezas consideradas.

Si se suman a todos ellos los esfuerzos producidos por las fuerzas laterales y longitudinales, aquel aumento en el valor de los límites de trabajo puede alcanzar el 50 por 100.

III.—*Justificación de la estabilidad.*

Artículo 16.

Calidad de los materiales.—Los diversos elementos que forman la estructura de los tramos metálicos han de estar constituídos por materiales que cumplan las condiciones de calidad que se detallan en los artículos siguientes:

Artículo 17.

Aceros laminados.—Condiciones generales.—Los aceros laminados deberán ser perfectamente homogéneos y estar exentos de sopladuras, impurezas y otros defectos de fabricación. Su fractura presentará una textura fina y granada y las superficies exteriores estarán limpias y desprovistas de defectos.

Los aceros suministrados deberán someterse a las pruebas por tracción en caliente y en frío que se indican a continuación.

Estas pruebas se efectuarán, por lo menos, en una pieza por cada lote de veinticinco (25) piezas iguales o similares, y si cada uno de éstos estuviera compuesto de menor número de piezas se ensayará también como mínimo una pieza; si sus resultados no correspondieran a las prescripciones siguientes se procederá a nuevos ensayos sobre un número de ejemplares doble del que antes se ha indicado, o sea en dos piezas por cada lote de veinticinco (25).

Si los resultados de los nuevos ensayos no fueran satisfactorios, el lote de piezas correspondientes serán desechados.

Artículo 18.

Palastros.—*a) Pruebas por tracción.*—Las pruebas por tracción consistirán en determinar la carga de rotura por tracción directa y el alargamiento mínimo proporcional después de la rotura, tanto en el sentido del laminado como en el normal a éste.

Las barretas de prueba se cortarán en frío de las piezas destinadas al ensayo. La sección de aquéllas será un rectángulo del espesor de la pieza, cuyo ancho se fijará como sigue:

Treinta (30) milímetros para las piezas de tres a 10 milímetros de espesor.

Veinticinco (25) milímetros para las piezas de espesor de 10 a 20 milímetros.

Veinte (20) milímetros para las piezas de espesor superior a 20 milímetros.

Las barretas de ensayo deberán tener doscientos (200) milímetros de longitud; sin embargo, cuando las condiciones de las piezas que se ensayan no permiten cortar en el sentido en que se debe efectuar el ensayo barretas de doscientos (200) milímetros, se hará la prueba en barretas de cien (100) milímetros de longitud. En consecuencia, siempre que el ancho de la pieza permita cortar en este sentido barretas de 100 milímetros de longitud, podrán exigirse los ensayos a la tracción en sentido transversal.

Las probetas no deberán ser recocidas en ningún caso.

Las cabezas o extremos de las probetas se acomodarán a las disposiciones de los órganos de sujeción de la máquina de ensayo, de sección rectangular por regla general, y para el enlace de dichas cabezas con la sección restante de las probetas se preparará dichas de suerte que las superficies

139

curvas de unión tengan en su sección meridiana radios de diez (10) milímetros. Para la determinación del alargamiento se marcarán en el cuerpo de la barreta dos trazos o señales, cuya separación en centímetros se fijará por medio de la fórmula

$$L = \sqrt{65,07 \times S},$$

siendo S el área en centímetros cuadrados de la sección recta de la probeta.

Sometidas las probetas a esfuerzos variables de tracción de cuarenta (40) kilogramos por milímetro cuadrado de su sección inicial, cuando menos, no deberán romperse aquellas, sufriendo sin rotura un alargamiento mínimo proporcional del 25 por 100, medido entre las señales marcadas en la barreta.

b) Pruebas en frío.—Plegado.—Los palastros se someterán, aunque aparezcan grietas, a ensayos de plegado por medio de martillo, verificándose el ensayo en probetas de veinte (20) centímetros de longitud por tres (3) de ancho, plegándolas en forma tal que los dos extremos de la plancha se encuentren en contacto y que la mayor separación de las caras exteriores de la barreta plegada quede reducida a cuatro veces su espesor.

Punzonado.—Otra barreta de veinte (20) centímetros de longitud y seis (6) de ancho, punzonada en su punto medio, se plegará en frío, de manera que las caras exteriores formen un ángulo de 90°. Ninguna grieta ni hendidura deberá manifestarse durante esta prueba.

c) Pruebas de temple.—Los ensayos de temple del acero se efectuarán en probetas tomadas en los palastros, tanto en el sentido del laminado como en el normal. Las probetas preparadas para los ensayos no deberán tener redondeados sus bordes longitudinales; únicamente se tolerará que los ángulos se maten algo por medio de la lima.

Las probetas se calentarán uniformemente hasta el rojo cereza algo oscuro y se sumergirán en agua a la temperatura de veintiocho (28) grados.

Preparadas de este modo las probetas, deberán poder tomar, sin presentar señales de rotura, una curvatura cuyo radio medio, interiormente, sea poco menor que el grueso de la barreta.

Artículo 19.

Aceros perfilados.—a) Pruebas por tracción.—Se sacarán probetas en la forma indicada anteriormente, en las alas si se trata de ángulos y en el alma si se trata de piezas en T, doble T y U, haciéndose las pruebas por tracción en el sentido del laminado, pruebas que deberán dar resultados idénticos a los señalados para los palastros.

b) Pruebas en frío.—Serán las mismas que las indicadas para los palastros.

c) Pruebas en caliente.—Ángulos.—Con una de las alas de un trozo de ángulo cortado de una barra se formará un manguito cilíndrico, cuyo eje perpendicular al plano de la segunda ala no curvada y cuyo diámetro sea igual a cinco veces el ancho del ala que se conserva plana.

Un segundo trozo de ángulo cortado en otra barra se abrirá por su arista hasta que las caras exteriores de las dos alas formen un ángulo de 135 grados. Un tercer trozo de cantonera se cerrará hasta que las caras exteriores de las dos alas formen un ángulo de 45 grados.

Todas estas pruebas han de poder realizarse sin que se presenten hendiduras, grietas ni desgarraduras en las piezas ensayadas.

Se comprobará si los trozos de una cantonera previamente rota se sueldan fácilmente, aunque se deformen en parte, debiendo presentar la soldadura una resistencia análoga a la de la pieza antes de su rotura.

Barras en simple T.—Se encorvará ambiguamente con buen resultado la extremidad de una barra en forma tal que el alma quede plana, formándose con la cabeza una superficie cilíndrica de un cuarto de círculo, con un radio igual a cinco veces la altura del alma.

Barras en doble T y en U.—Se empezará por hendir en frío la extremidad de una barra de manera que la hendidura divida longitudinalmente el alma en dos partes iguales, en una longitud igual a tres veces la altura de la sección transversal; para señalar el límite de dicha hendidura se abrirá de antemano un pequeño agujero en el alma de la pieza.

Una vez realizada esta operación, se encorvará con regularidad una de las mitades de la barra, hasta que la distancia entre los bordes interiores de las dos partes separadas en la extremidad de las mismas sea igual a la altura de la pieza.

También deberán sufrir estas piezas pruebas de apertura y cierre de sus alas, en la misma forma y condiciones que las anteriormente prescritas para los ángulos; todas estas pruebas han de dar resultados idénticamente favorables.

Artículo 20.

Redondos.—Aceros redondos para pernos y remaches.—Los trozos cortados de las barras habrán de resistir el plegado a noventa (90) grados y ser enderezados después sin presentar ninguna señal de grieta.

Se practicarán ensayos por tracción para determinar el coeficiente de rotura y el alargamiento proporcional, no bajando el primero de 36 kilogramos por milímetro cuadrado de la sección primitiva de la barra que se ensaye, y de 28 por 100 el alargamiento de la misma.

Artículo 21.

Acero fundido.—El acero colado deberá ser sano y perfectamente moldeado. Las piezas que antes o después del ajuste presenten sopladuras susceptibles de alterar la solidez, serán desechadas. Las piezas deberán siempre estar recocidas antes de ser colocadas en obra.

Las piezas de acero moldeado se probarán por medio de barretas cortadas en las piezas mismas cuando su forma se preste a ello, y en caso contrario cortadas en frío en lingotes colados en arena seca, al mismo tiempo que las piezas.

Los ensayos comprenderán una prueba por tracción y otra por choque.

a) Pruebas por tracción.—Se efectuarán por medio de probetas cilíndricas de ciento cincuenta milímetros cuadrados (0,000150) de sección y cien (100) milímetros de longitud, sometiéndolas a ensayos de tracción, cuyos resultados no han de ser inferiores a los siguientes:

Carga de rotura: Cuarenta y cinco (45) kilogramos por milímetro cuadrado.

Alargamiento después de la rotura: Diez y ocho por ciento (18 por 100).

Se aceptará, sin embargo, una tolerancia de tres (3) kilogramos en la carga de rotura (o sea 42 kilogramos), siempre que el alargamiento correspondiente sea, por lo menos, de veintiuno por ciento (21 por 100). Se aceptará igualmente una tolerancia de tres (3) centésimas en el alargamiento (o sea de 15 por 100), siempre que la carga de rotura correspondiente sea, por lo menos, de cuarenta y ocho (48) kilogramos por milímetro cuadrado.

b) Pruebas por choque.—Las probetas de tres centímetros de escuadra y de veinte (20) centímetros de longitud, deberán soportar sin romperse el choque de una maza de diez y ocho kilogramos (18), cayendo de altura variable de cinco en cinco centímetros, desde un metro hasta un metro y medio. El peso del yunque será, por lo menos, de trescientos cincuenta (350) kilogramos, y la distancia entre los cuchillos de apoyo de la probeta, de diez y seis (16) centímetros.

Si en un primer ensayo las probetas no dieran resultados satisfactorios, se podrá hacer sufrir a todas las piezas y al lingote de prueba de la misma colada un recocimiento seguido de un enfriamiento lento, después de lo cual se efectuará una segunda serie de pruebas. Si este ensayo diera también resultados insuficientes, todas las piezas de la colada serán definitivamente desechadas.

Artículo 22.

Acero forjado.—Este material deberá estar exento de toda clase de defectos y satisfacer a las mismas pruebas por choque que las establecidas para el acero moldeado.

La carga mínima de rotura en los ensayos por tracción deberá ser de cincuenta y cinco (55) kilogramos por milímetro cuadrado de sección.

Los rodillos deberán poder soportar, sin experimentar ninguna deformación, una carga uniformemente repartida, correspondiente a cuarenta (40) kilogramos por centímetro cuadrado de sección longitudinal por el eje del rodillo.

Se podrá comprobar si esta condición está cumplida por medio de pruebas, sea directamente sobre los rodillos terminados, sea, en caso de imposibilidad, sobre muestras del mismo metal de treinta (30) centímetros de longitud, por lo menos.

Artículo 23.

Resumen.—Como resumen de cuanto se expone en los artículos anteriores, las condiciones que deben cumplir los materiales que constituyen las piezas que forman un tramo metálico son las siguientes:

MATERIALES	Valor mínimo de la carga de rotura — R = Kg. : m/m²	TRACCION: Alargamiento mínimo proporcional — l = °/₀	TRACCION: Límite mínimo aparente de elasticidad — R = Kg. : m/m²	Valor mínimo del coeficiente de calidad — R × l	Compresión. Carga mínima de rotura — Kg. : m/m²	Corte o tronchadura transversal — Kg. : m/m²
Acero laminado	40	25	25	10,5	»	»
Acero para remaches	38	28	25	11,0	»	27
Acero fundido	45	18	22	9,0	100	»
Acero forjado	55	20	25	12,50	»	40

Artículo 24.

Prohibición del empleo del hierro.—En ningún caso se construirá, a partir de la fecha en que entre en vigor esta Instrucción, tramo alguno que sus elementos sean de hierro.

Artículo 25.

Actas de los ensayos.—Se redactarán actas de los resultados de todos estos ensayos, las cuales, suscritas por los Ingenieros que los hayan realizado, se conservarán para su consulta siempre que fuese preciso.

Artículo 26.

Realización de los ensayos.—Los ensayos prescritos en todos los artículos anteriores, podrán realizarse utilizando máquinas apropiadas, propiedad de las fábricas abastecedoras, pudiéndose exigir por los Ingenieros inspectores que dichos ensayos se realicen en algún Laboratorio oficial, especialmente para contrarrestar los resultados obtenidos y asegurarse del buen funcionamiento de aquéllas.

Artículo 27.

Aceros especiales.—Si el autor del proyecto de tramo metálico estimase conveniente para la obra el empleo de aceros de calidad especial en toda o parte de la estructura, propondrá las condiciones de trabajo del nuevo material, según su composición y características, fundamentándolas debidamente.

Artículo 28.

Presiones sobre los apoyos.—Los aparatos de apoyo de los tramos metálicos descansarán sobre sillares de piedra dura de la mejor calidad que sea posible procurarse, dada la situación de cada obra.

Estos sillares tendrán un espesor mínimo de 0.40 metros.

Las dimensiones de los aparatos de apoyo y de los sillares aludidos se calcularán, dados los valores de las cargas estáticas y dinámicas que los tramos metálicos transmitirán sobre aquéllos, teniendo en cuenta las acciones del viento, fuerza centrífuga y demás acciones accidentales, para que las presiones unitarias por c/m² de sillares y fábricas sobre las que éstos se coloquen, no rebasen los siguientes valores:

Presiones sobre los sillares de apoyo.

Sobre sillares de granito ..... 45 kg. por c/m²
Sobre sillares de caliza ..... 30 " " "

Presiones sobre las fábricas.

Sobre mampostería de cemento..... 28 kg. por c/m²

En las obras construidas y tramos calculados con anterioridad a esta instrucción, se admiten tolerancias del 25 por 100.

Artículo 29.

Coeficientes de trabajos de los materiales.—Los coeficientes límites de trabajo por m/m² admitidos para estos materiales serán los siguientes:

Acero laminado: 11.00 kilogramos a la extensión o compresión, será reducido en 1/5 cuando se trate de cortadura.

Acero para remaches: 8,00 kilogramos al esfuerzo cortante, si se calculara el esfuerzo de arranque de cabezas se reducirá este trabajo en 1/4.

Acero fundido: 11.00 kilogramos a la compresión y 8,00 ídem a la flexión.

Acero forjado: 12.50 kilogramos a la extensión o compresión.

Se entenderá que los coeficientes definidos anteriormente se refieren siempre a la sección mínima efectiva de cada pieza, después de haber sido descontados los orificios de los remaches.

Se evitará siempre que el coeficiente de trabajo exceda de la mitad del límite aparente de elasticidad.

Si las piezas que se estudian están sometidas a esfuerzos alternativos o flexión por compresión, se realizará en los coeficientes antes señalados las reducciones que se prescriben en los artículos 13 y 14.

Artículo 30.

Materiales usados en los refuerzos de tramos.—Si un tramo metálico de construcción antigua, en el cual sus piezas son de hierro laminado o soldado, se tratará de reforzar, para proporcionarle la resistencia necesaria para el caso de un material móvil más pesado que el que sirvió de base para su cálculo, los coeficientes de trabajo de sus diversas piezas no pasarán de los señalados en el artículo 29, con reducción de 1/3 de sus valores respectivos.

Artículo 31.

Coeficiente de estabilidad.—Debe comprobarse la estabilidad transversal del tramo metálico, bajo la acción del viento y cuantos esfuerzos laterales se admitan, tanto en el caso en que se considere aquel cargado como descargado, admitiendo las hipótesis más desfavorables en ambos casos, suponiendo en aquél el peso de un tren compuesto exclusivamente de vagones vacíos de tipo cerrados.

En ningún caso el coeficiente de estabilidad debe ser menor de 1.50 y si por circunstancias inevitables fuera preciso construir algún tramo metálico que no cumpliese esta condición, deberá anclarse o sujetarse con toda eficacia a los apoyos para evitar el vuelco.

Artículo 32.

Esfuerzos combinados.—Para la determinación de las secciones efectivas resistentes de cada uno de los elementos que constituyen la estructura de un tramo metálico se calcularán los esfuerzos que sobre cada uno de ellos producen las diversas causas de trabajo expresadas en los artículos 1.° a 9.°

Si se designan con las letras que a continuación se indican, aquellos esfuerzos deberán sumarse, haciendo con ellos las diversas combinaciones que igualmente se expresan:

Carga permanente..... p
Sobrecarga ..... s
Viento:
Tramo descargado..... v
Tramo cargado..... w
Temperatura ..... t
Frenado ..... f
Rozamiento al arranque..... r
Fuerza centrífuga..... c
Efecto de choque..... I

E = p + s + t + (f ó r) + c.—1.ª hipótesis.
E' = p + s + w.—2.ª hipótesis.
E'' = p + v + t.—3.ª hipótesis.
E''' = p + s + I.—4.ª hipótesis.

Los coeficietes de trabajo de los diversos elementos que constituyen el

tramo metálico se ajustarán por completo a las prescripciones del artículo 29, cuando el esfuerzo total calculado corresponda a la primera hipótesis. Cuando las hipótesis tenidas en cuenta son las segunda y tercera antes expresadas aquellos coeficientes se aumentarán en 0.50 kilogramos por m/m².

Por último, cuando se toma en consideración la cuarta hipótesis, aquellos coeficientes de trabajo podrán ser aumentados en 3,00 kilogramos (tres) por m/m².

Artículo 33.

Tramos de carácter provisional.—Si se tratara de un tramo de carácter provisional y transitorio, previa justificación, podrían adoptarse coeficientes de trabajos superiores a los expresados.

IV—*Disposiciones del proyecto.*

Artículo 34.

Disposiciones generales.—a) Se dispondrán las estructuras de los tramos metálicos en forma que todas sus partes sean accesibles para la debida vigilancia y posible pintura, con objeto de mantenerlas en un buen estado de conservación, evitándose a toda costa partes que durante el servicio no puedan ser visitadas.

b) Los diversos elementos de los tramos metálicos en los que pueda depositarse agua estarán provistos de orificios de desagüe, o bien se rellenarán de material que no absorba el agua, si no pudiera adoptarse aquella disposición.

c) El espesor mínimo de los elementos que constituyan una estructura será de 7 m/m, tanto se trate de palastros, planos, perfiles, etc.

d) La distancia entre centros de los orificios para remaches no será menor de tres veces su diámetro, ni mayor en el sentido de los esfuerzos a que se encuentren sometidas las piezas, de 150 m/m, cuando éstas estén formadas por perfilados y palastros.

Cuando se trate de piezas compuestas con perfiles angulares, en las cuales existan orificios en tresbolillo en ambas alas, la distancia máxima entre centros de los orificios de un ala podrá llegar al doble de la antes indicada.

Cuando se trate de unir varios palastros o planos entre sí, se coserán por remaches cuya distancia en cualquier dirección no sea mayor de 300 milímetros.

En piezas extendidas compuestas por ángulos o perfilados, se admitirá una distancia de 300 milímetros, entre los remaches que las asegaran y unen.

La distancia entre el centro del orificio para un remache y el borde del elemento cosido no será menor de 35 milímetros para los remaches de diámetro superior a 19 milímetros, y 25 milímetros para los remaches de 19 milímetros o menos de diámetro.

Dicha distancia no será mayor, en ningún caso, de ocho veces el espesor del elemento cosido.

El diámetro de los remaches que hayan de utilizarse para la unión de escuadras o perfilados no pasará de la cuarta parte de la anchura del ala de dicho elemento.

Artículo 35.

Disposiciones concernientes al piso. Las viguetas deberán ser normales a las vigas principales, únicamente y por excepción se admitirán oblicuas, previa justificación y demostración de la necesidad de esta disposición.

Se exceptúan con carácter general, de esta prescripción, las viguetas extremas de los tramos oblicuos que deberán unirse a los montantes extremos, para aumentar la rigidez general de la estructura.

Los largueros serán en general normales a las viguetas, pudiendo ser rectilíneos o curvilíneos según el trazado de la vía, debiendo unirse directamente a aquéllas.

En el caso de los tramos para ferrocarril en que la vía se encuentre en curva, se arriostrarán entre sí las dos filas de largueros, mediante triangulación debidamente calculada, para evitar las deformaciones que pudieran producir la fuerza centrífuga al paso de los trenes.

Artículo 36.

Disposiciones concernientes a las vigas principales.—a) Se procurará proyectar todos sus elementos, en forma que los ejes de inercia de las diversas piezas coincidan con los ejes de simetría, cortándose en un punto aquellos en las piezas que coinciden en un nudo.

b) La resistencia de las diversas uniones o nudos estará calculada para soportar los esfuerzos máximos que las piezas que se enlazan pueden soportar, aunque los que hayan servido para calcular sus diversas secciones sean menores.

c) La inclinación de las diversas barras que constituyen la estructura de una viga principal no deberá ser inferior a 45 grados con la horizontal.

d) Cuando se empleen palastros en la constitución de las cabezas superiores de una viga, uno de ellos por lo menos deberá tener la longitud de la viga.

e) Sobre los apoyos y en los puntos donde se apliquen cargas concentradas se colocarán montantes, para refuerzo de las almas.

Artículo 37.

Disposiciones concernientes al arriostramiento. — Para el arriostramiento lateral, longitudinal y transversal se emplearán elementos rígidos.

Se emplearán basideres de arriostramiento transversal en las entradas de los tramos, así como en los planos correspondientes a los montantes de las vigas principales; aquéllos y éstos estarán calculados para los esfuerzos que están llamados a resistir.

En los tramos de piso superior se colocarán estos arriostrados con carácter obligatorio, y en los de piso inferior siempre que las dimensiones de la sección transversal permita el paso del gálibo correspondientes.

En el caso en que no sea posible su proyecto y colocación, por no dejar libre paso al expresado gálibo, se adoptarán las disposiciones oportunas en la unión de los montantes verticales con los elementos del piso, para aumentar en cuanto sea posible la rigidez transversal del tramo.

Se proyectará una o dos vigas horizontales de arriostramiento lateral, la que se unirán a las cabezas superior e inferior de los tramos, según sea la situación del piso; en todo caso se proyectará éste y aquél, cuando el piso sea superior o inferior, permitiendo el paso del gálibo por debajo de la viga de arriostramiento.

Artículo 38.

Disposición de los aparatos de apoyo.—Se dotará a todos los tramos metálicos de aparatos de apoyo, debidamente calculados para permitir una dilatación o contracción por metro lineal de la estructura de ± 0.00006 metros.

Los aparatos de apoyo correspondientes a uno de los extremos del tramo serán fijos y se anclarán fuertemente en los estribos o pilas, en tanto que los correspondientes al otro extremo permitirán el libre movimiento del tramo como consecuencia de las variaciones de temperatura.

En el caso en que el tramo, por conveniencia de trazado, deba situarse en pendiente siguiendo el perfil de la línea, los aparatos fijos corresponderán al extremo más bajo de aquél.

La disposición de los expresados aparatos se ajustará con carácter general a las siguientes normas, las que pueden dejar de ser observadas previa justificación:

Para tramos de luces teóricas menores de 15,00 metros, los aparatos de apoyo móviles pueden ser placas lisas.

Para tramos de luces teóricas de 15,00 metros y mayores, aunque menores de 30,00 metros, los aparatos de apoyo móviles estarán dotados de rodillos cilíndricos en número suficiente.

Para los tramos de luces teóricas de 30,00 metros y superiores, los aparatos de apoyo, además de los rodillos cilíndricos prescritos para el grupo anterior de luces, tendrán una rótula central, tanto los fijos como los móviles.

Se calcularán cuidadosamente todos los elementos de estos aparatos de apoyo, no solamente los rodillos de dilatación y rótulas de giro, sino los cuerpos superiores e inferiores de los mismos.

Estos aparatos serán de acero moldeado, con excepción de los rodillos y rótulas, que serán de acero forjado y torneado.

Tanto los rodillos como las rótulas no tendrán en ningún caso un diámetro menor de 150 milímetros, debiendo aquéllos unirse solidariamente por elementos que permitan su libre movimiento.

Todas las partes de los aparatos de apoyo deben ser visitables, para su buena conservación.

7.—Recepción y pruebas.

Artículo 39.

Inspección en taller.—Durante el trabajo de construcción y preparación en talleres tendrá el Ingeniero Inspector libre entrada para que en todo momento pueda comprobar la marcha de aquélla, asegurándose no solamente de la calidad y condiciones de los materiales, sino también de que la mano de obra es cuidadosa, ajustándose la construcción a cuanto en el proyecto se ha establecido.

Señalará de un modo indeleble cuantas piezas haya examinado, marcando de modo diferente, bien claro, las piezas que considere aceptadas, así como las que rechaza, pudiéndose en todo momento separarse toda pieza no inscrita.

Podrá exigir en la fábrica o taller las máquinas de ensayo, que deberán estar debidamente contrastadas para comprobar las condiciones de los materiales.

Podrá el Ingeniero Inspector pedir que se realicen ensayos en piezas terminadas, siendo de cuenta del fabricante los gastos que representarán estos ensayos, si los resultados fueran desfavorables, y, por el contrario, de cuenta del que pidiese aquéllos si los resultados fueran satisfactorios.

Igualmente se comprobará en todo momento el corte de piezas, remachado, pintura, etc.

Artículo 40.

Montaje en el taller y en obra.—Todo tramo metálico debe ser provisional y cuidadosamente montado en el taller, para asegurarse de la perfecta concordancia en el taladrado de los diversos elementos del mismo, que han de unirse.

Excepcionalmente se podrá autorizar que algún tramo no se monte por completo en el taller en alguno de los siguientes casos:

a) Cuando la estructura es de tamaño excepcional, no siendo suficientes los medios habituales y corrientes de que se pueda disponer para el manejo y colocación de los diversos elementos de la misma, pudiéndose en este caso autorizar el montaje por separado de las vigas principales y elementos del piso, colocando aquéllas acostadas en el suelo y aquél uniendo sus elementos a las cabezas de las mismas, con los que, según la disposición del tramo, hayan de unirse definitivamente.

b) Si se tratara de un lote de varios tramos idénticos, será preceptivo el montaje completo de uno de cada diez o menos tramos que constituyan aquél, debiéndose montar en los demás únicamente los elementos más importantes y delicados.

Deberán señalarse en el taller cuidadosamente todos los elementos que en obra han de montarse, para facilitar este trabajo, debiéndose acompañar planos y notas de montaje con suficiente detalle para que pueda realizar dicho montaje una persona ajena al trabajo de taller.

Se detallarán en el proyecto del nuevo tramo el procedimiento de montaje y disposición de los andamios que se considera ofrezcan el menor obstáculo posible, tanto al paso de las aguas como de los caminos que puedan pasar por debajo de aquél.

Artículo 41.

Pintura.—Antes del montaje provisional en el taller o definitivo en obra, todas las piezas y elementos metálicos que constituyan la estructura serán fuertemente raspados con cepillos metálicos para separar del metal toda huella de oxidación y cualquiera materia extraña pudiera tener adherida.

Todas las superficies que hayan de quedar ocultas como consecuencia del remachado, bien en el taller o en obra, se recubrirán de una capa de minio de hierro diluido en aceite de linaza cocido con exclusión de esencia de trementina.

Antes de su salida del taller para su montaje en obra, deberán cubrirse todas las piezas con una capa de igual pintura, la que no podrá ser aplicada al aire libre, como no sea en tiempo perfectamente seco.

Durante el montaje deberán cubrirse con la misma pintura todas las superficies que hayan de quedar ocultas, así como las cubrejuntas, forros, cabezas de los remaches y todos los elementos colocados en obra.

Una vez sea esta pintura y evitando hacerlo en tiempo lluvioso o de bajas temperaturas, que pudiera perjudicar a la buena aplicación de la pintura, se aplicarán dos manos de la pintura que se elija.

Artículo 42.

Pruebas para los nuevos tramos.—Las pruebas que se prescriben a continuación corresponden a las que han de realizarse en los tramos metálicos de nueva construcción o que hayan sido objeto de importante reparación o refuerzo.

En el artículo 54 se prescriben las pruebas de carácter reglamentario que han de realizarse periódicamente en todo tramo metálico en servicio.

Artículo 43.

Caso en que las pruebas no son preceptivas.—En los tramos metálicos cuyas vigas principales, preparadas y montadas por completo en el taller, se conducen en una sola pieza a la obra, no será preceptiva su prueba, como por razones especiales no se señale por la Inspección, siendo revisados cuidadosamente en obra antes de permitir por ellos el paso de los trenes.

Por el contrario, deberán ser probados todos los tramos metálicos cuyas vigas principales se conducen a la obra en trozos y se montan y unan en ésta.

Artículo 44.

Tren de pruebas.—El tren de pruebas estará formado, siempre que sea posible, por el mismo material que [illegible] el tren utilizado en los cálculos; en caso contrario estará formado por dos locomotoras en sentido natural de marcha y con el máximo de carga que puedan admitir, seguidas del suficiente número de vagones para cubrir la longitud de tramo que, según los diferentes casos, se señala a continuación.

El material móvil de que deberá estar formado dicho tren será el más pesado que pueda circular por la línea en la que se encuentre situado el tramo que ha de probarse, procurándose que el peso medio por metro lineal del tren de pruebas se aproxime cuanto sea posible al del tren que se ha utilizado en los cálculos.

La longitud del tren de pruebas, medida entre ejes extremos, será por lo menos igual a la luz teórica del tramo de mayor luz, cuando haya de probarse uno o varios tramos independientes y la necesaria para cargar completamente los dos tramos contiguos de mayores luces, si se tratara de tramos de vigas continuas.

Artículo 45.

Nivelación de los tramos.—Antes de realizar estas pruebas se practicará una detenida nivelación del tramo, refiriéndola a puntos fijos próximos, fácilmente reconocibles y que no puedan ser objeto de modificación que altere su posición.

Si se tratara de tramos con vigas solidarias se efectuará la nivelación de los apoyos con gran precisión y detenimiento, para comprobar su horizontalidad o correspondencia con los supuestos del proyecto.

Los puntos nivelados (que no deben ser cabezas de remaches) se marcarán de un modo inconfundible y serán numerados.

Esta nivelación debe hacerse siempre que sea posible en tiempo cubierto; el tiempo y la temperatura ambiente durante la nivelación se harán constar en el acta que deberá redactarse.

Una vez terminadas las pruebas, se nivelarán nuevamente los tramos metálicos, refiriendo esta operación a los mismos puntos fijos que se utilizaran para la primera nivelación.

Artículo 46.

Clase de pruebas.—Las pruebas que deben realizarse serán de dos clases: estáticas y dinámicas.

En las pruebas estáticas las sobrecargas deberán quedar fijas en todas sus posiciones hasta que el tramo presente una flecha que permanezca estacionaria.

Las pruebas dinámicas se realizarán en todos los casos marchando el tren de pruebas primeramente con una velocidad de 10 kilómetros por hora, y posteriormente con la velocidad máxima que los trenes más ligeros hayan de circular por la obra, cuando ésta se encuentre en servicio normal y regular.

Las pruebas dinámicas pueden ser aplazadas hasta que la vía, en las proximidades de la obra, se encuentre convenientemente consolidada.

Artículo 47.

Pruebas estáticas.—a) Las pruebas

estáticas en los tramos rectos independientes se realizarán colocando el tren en las posiciones que, de acuerdo con el cálculo, produzca los mayores esfuerzos en los diversos elementos y la máxima deformación elástica, encontrándose en todo caso las dos máquinas en la cabeza del tren.

b) En las obras de tramos con vigas continuas se cargará cada tramo aisladamente, como se prescribe en el párrafo anterior, cortándose para ello el tren a la longitud necesaria.

Siempre que sea posible se cargará simultáneamente, y en toda su longitud con el tramo que se pruebe, el de mayor luz inmediato a uno de los dos contiguos a aquél.

Inmediatamente se cargarán, simultáneamente, los dos tramos contiguos a cada pila, con exclusión de los demás, por medio del tren de pruebas, al que se le dará la longitud necesaria, separando el material sobrante.

Artículo 48.

Pruebas dinámicas.—Las dos pruebas dinámicas se realizarán utilizando el mismo tren de pruebas que en las estáticas, pasando éste a las velocidades que señala el artículo 46.

Artículo 49.

Tramos para doble vía.—En los tramos metálicos en los que se encuentren colocadas dos vías, se realizarán las mismas pruebas prescritas en los artículos anteriores, circulando un tren por cada una de las dos vías, permaneciendo libre la otra, y posteriormente circulando, simultáneamente, trenes por las dos vías y en el mismo sentido, colocándolos en la disposición en que produzcan los máximos esfuerzos.

Artículo 50.

Tramos en arco.—En los tramos en arco se cargará, sucesivamente, en toda su longitud; después solamente su mitad, y, por último, la cuarta o tres cuartas partes de su longitud.

Artículo 51.

Tramos de diversos tipos.—Para los tramos metálicos de tipos no incluidos en las tres categorías señaladas o que tengan establecidas más de dos vías, se especificará en su proyecto el programa de las pruebas a las que han de someterse.

Artículo 52.

Medición de deformaciones, oscilaciones y flechas.—Durante las pruebas se medirán las deformaciones y oscilaciones generales y locales de la estructura con aparatos de precisión, registradores, siempre que sea posible.

Se apreciarán las modificaciones y deformaciones que hayan podido experimentar todas las piezas, uniones, remaches, etc., así como los aparatos de apoyo.

Se medirán igualmente los esfuerzos de las piezas de apoyo en las partes que correspondan a los máximos valores, con arreglo a la posición del tren en cada una de las pruebas estáticas y dinámicas.

Independientemente de la deformación lateral elástica, la oscilación lateral de las vigas principales no debe pasar para un mismo lado del 1/8000 de la luz teórica.

La flecha permanente de los tramos de vigas rectas no debe rebasar el 1/5000 de la luz teórica.

La flecha elástica debida a la sobrecarga estática no debe rebasar, en *general*, en un 10 por 100 del valor obtenido por el cálculo.

La flecha elástica debida a la sobrecarga circulando por el tramo, según las prescripciones señaladas para las pruebas dinámicas, no debe rebasar a la anterior en más de un 25 por 100 de ésta.

En el caso en que las deformaciones no excedan los límites indicados ni los esfuerzos de las diversas piezas pasen de los valores fijados en el artículo 29, si los apoyos ofrecen toda clase de garantías podrá ponerse el tramo metálico en servicio normal.

En el caso en que los esfuerzos o deformaciones excedan los límites tolerados, el tramo será revisado cuidadosamente, computándose las dimensiones de sus diversos elementos con las propuestas en el proyecto aprobado, revisándose nuevamente éste con todo detalle.

Se examinará si existen esfuerzos secundarios y su influencia sobre la estructura, si las uniones presentan algún defecto de construcción que puedan comprometer la estabilidad del tramo, y siempre que las flechas obtenidas en las pruebas sean en todo caso inferiores a las que daría el tren teórico empleado en los cálculos, se podrá poner provisionalmente en servicio el tramo metálico.

Al transcurrir un año en esta situación, si la estructura no ha experimentado deformaciones o averías de alguna importancia, se repetirán todas las pruebas que se realizaron en el tramo.

Si los resultados concuerdan con los obtenidos en aquéllas, el tramo pasará por asentado definitivamente.

En caso contrario, será preciso sustituir el tramo por otro nuevo, o reforzarle en la forma conveniente para obtener resultados que concuerden con los exigidos.

Artículo 53.

Registro de los resultados.—Todos cuantos resultados se obtengan en las pruebas de un tramo metálico, así como todas las circunstancias que puedan interesar, se harán constar en un acta, que será firmada por Ingenieros de la Inspección y de la entidad explotadora o constructora.

Artículo 54.

Tramos en servicio y de construcción anterior a la vigencia de esta Instrucción.—Una vez que se establece el servicio normal en un tramo metálico e independientemente de la vigilancia y conservación de carácter ordinario que debe hacerse con toda atención, se realizarán revisiones periódicas de estas estructuras.

Los resultados de estas inspecciones se harán constar en documentos especiales, para formar con ellos la historia del tramo.

Durante la vigilancia normal se corregirá inmediatamente todo deterioro o avería susceptible de aumento o que pudiera comprometer la seguridad de la obra.

Debe renovarse la pintura de las partes descubiertas, y si es posible de las ocultas, tan frecuentemente como sea necesario para preservarlas de la oxidación.

Se realizará una revisión cada dos años de todos los tramos metálicos, la que tendrá principalmente por objeto comprobar el estado de los remaches, pernos, etc., comprobándose que las piezas sometidas a esfuerzos de compresión no han experimentado deformación permanente; se golpearán todas las piezas y remaches con el martillo para asegurarse no tienen grietas ni que éstos se encuentran flojos; igualmente se apreciará la posición de los aparatos de apoyo.

Cada diez años, además de la inspección que pudiera corresponderle, descrita en el párrafo anterior, se realizarán pruebas estáticas y dinámicas idénticas a las prescriptas en los artículos 42 al 53 para los tramos metálicos nuevos, comprobándose los esfuerzos máximos a los que estén sometidas todas las piezas y las deformaciones y oscilaciones generales y locales de todos sus elementos.

Cuantas prescripciones se detallan anteriormente se aplicarán a los tramos metálicos de construcción anterior a la fecha en que entre en vigor esta Instrucción, y que igualmente han entrado en su servicio normal con prioridad a dicha fecha, admitiéndose coeficientes de trabajo y de deformación con tolerancias del 25 por 100 sobre los fijados para los tramos de nueva construcción.

Artículo 55.

Circulación de material móvil de nuevos tipos.—No se permitirá la circulación de nuevos tipos de material móvil, tanto tractor como remolcado, sin autorización previa de la Inspección, la que podrá exigir la realización de las pruebas necesarias o la redacción de los cálculos precisos para comprobar que los efectos producidos por aquél sobre todos los elementos constitutivos de las estructuras metálicas no rebasan los límites señalados en esta Instrucción.

Si el expresado material produjera efectos superiores a los prescriptos, se podrá permitir su circulación mediante tolerancias en aquellos del 10 por 100.

Si los efectos producidos rebasaran estas tolerancias, sería preciso para autorizar el paso de aquel material la sustitución de los tramos por otros nuevos o el refuerzo de los elementos de los mismos en que dichos excesos se produjeran.

VI.—*Disposiciones diversas.*

Artículo 56

Gálibo del material móvil.—a) Ninguna pieza de los tramos metálicos para ferrocarriles de vía ancha o normal podrá penetrar dentro del ca-

144

torno poligonal o gálibo definido del modo siguiente:

Una horizontal a 4,80 metros sobre la superficie de rodadura de los carriles y dos verticales a 2,30 metros de distancia del eje de la vía, chaflanados los ángulos de éstas con aquélla, con rectas inclinadas a 45° que las corten a 1,40 metros del vértice.

En la parte inferior el contorno está determinado por dos escalones a cada lado, formados por una vertical de 0,25 metros a partir de la recta que se apoya sobre la superficie de rodadura de los carriles, a una distancia de 1,40 metros del eje de la vía, y otra vertical de 0,50 metros de altura a 1,70 metros del mismo eje, completándose con las horizontales correspondientes.

b) En los tramos en los que la vía está colocada en curva, habrá de tenerse en cuenta la inclinación de este gálibo, debida al peralte del carril exterior.

Artículo 57.

Medidas de seguridad. — a) Los tramos metálicos para ferrocarriles deberán tener cubiertas las traviesas, si este es el sistema de apoyo de los carriles, en la zona comprendida entre éstos, con chapa metálica que proporcione suficiente protección a aquéllas.

Igual disposición debe adoptarse en cuantos tramos metálicos que por encontrarse próximos a estaciones exijan el paso y permanencia de los agentes de las mismas para realizar operaciones de enganche o desenganche del material móvil.

Los tramos metálicos de 10 metros o más de luz teórica deberán proyectarse y construirse con dos pasos dotados de barandillas, las que se prolongarán sobre los muros de acompañamiento de los estribos de la obra o se sustituirán por pretiles de fábrica; en uno y otro caso, en la longitud suficiente para evitar accidentes.

c) Los tramos de 7 a 15 metros de luz teórica llevarán contracarriles o largueros protectores, y los de mayor luz este segundo medio de seguridad.

d) Los tramos de 10 metros de luz y mayores deberán construirse con aparatos encarriladores para garantizar en lo posible el paso por el tramo del material móvil encarriado.

CAPITULO II

TRAMOS METÁLICOS PARA FERROCARRILES DE VÍA DE UN METRO

Artículo 58.

Disposiciones que deben observarse.—Todas las disposiciones detalladas en los artículos 1.°, 3.° a 55 y 57, referentes a los tramos para ferrocarriles de vía normal, se aplicarán a los tramos para ferrocarriles de vía de un metro.

Artículo 59.

Sobrecargas. Trenes tipos y sobrecargas virtuales.—a) Para el cálculo de los tramos metálicos para vía de un metro de ancho, se utilizará un tren tipo compuesto por dos locomotoras con sus ténders, colocadas en cabeza y en sentido normal de marcha, seguidas de un número indefinido de vagones cargados.

Las dimensiones y pesos de máquinas, ténders y vagones se indican en el cuadro siguiente:

CARACTERISTICAS	MAQUINA	TENDER	VAGON CARGADO
Longitud total	11,50 metros.	8,00 metros.	10,40 metros.
Número de ejes	6	4	4
Distancia de la cabeza del primer tope al primer eje	1,50 metros.	1,00 metros.	1,10 metros.
Separación entre los ejes primero y segundo	2,00 —	1,50 —	1,40 —
Separación entre los ejes intermedios	1,50 —	2,50 —	5,40 —
Separación entre los dos últimos ejes	2,50 —	1,50 —	1,40 —
Distancia del último eje a la cabeza del tope posterior	1,00 —	1,50 —	1,10 —
Carga del primer eje	8.000 kilogramos.	14.000 kilogramos.	14.000 kilogramos.
Carga de los ejes intermedios acoplados	16.000 —	14.000 —	14.000 —
Carga del último eje	12.000 —	14.000 —	14.000 —
Peso medio por metro lineal	7.394 —	7.000 —	5.387 —

Para el cálculo de los diversos elementos de las vigas principales, se colocará el tren tipo en la posición que produzca efectos más desfavorables en el elemento que se considera.

Para los tramos de doble vía se utilizará la hipótesis de que pasen sobre el mismo dos trenes tipos en el mismo sentido, colocados en la posición más desfavorable.

Podrán ser sustituídas en los cálculos las máquinas y vagones constituyentes del tren tipo por material móvil en servicio en la red en la que se encuentre el tramo que se considere, siempre que los efectos producidos por este material sean más desfavorables que aquéllos en los diversos elementos del tramo.

Se podrá sustituir el tren tipo descrito por una sobrecarga virtual uniformemente repartida, siempre que ésta produzca efectos superiores, o a lo menos iguales, a los producidos por aquél.

b) Para el cálculo estático de los tramos metálicos para vía de un metro y pequeñas luces, se utilizará como sobrecarga móvil tres ejes separados 1,50 metros, con un peso por eje de 18.000 kilogramos, siempre que los efectos producidos por éstos sean superiores que los que origina el tren tipo normal descrito en el párrafo precedente.

Esta sobrecarga, compuesta por los tres ejes descritos, se utilizará igualmente para el cálculo de todos los elementos de los pisos de los tramos metálicos, cualquiera que sea su luz de cálculo.

Tanto en uno como en otro caso, se situarán aquellos ejes en la posición en que produzcan efectos más desfavorables para el elemento que se considere.

c) Las sobrecargas uniformes equivalentes a estos dos trenes tipos, por metro lineal de tramo, para el cálculo de los tramos metálicos de vía estrecha, se indican a continuación, tanto para la determinación de los momentos flectores, como de los esfuerzos cortantes, debiéndose interpolar o extrapolar entre las sobrecargas que se señalan, para las luces no indicadas en los cuadros:

LUCES — Metros	CALCULO de los momentos flectores — Kg. : m. l.	CALCULO de los esfuerzos cortantes — Kg. : m. l.	LUCES — Metros	CALCULO de los momentos flectores — Kg. : m. l.	CALCULO de los esfuerzos cortantes — Kg. : m. l.
1,00	36.000	36.000	35,00	7.460	8.220
2,00	18.000	23.400	40,00	7.360	8.060
3,00	14.106	19.200	45,00	7.320	7.900
4,00	14.400	17.550	50,00	7.210	7.740
5,00	13.536	15.552	55,00	7.100	7.600
10,00	9.440	10.920	60,00	6.990	7.470
15,00	8.550	9.720	65,00	6.870	7.350
20,00	8.050	9.010	70,00	6.750	7.230
25,00	7.740	8.580	75,00	6.660	7.150
30,00	7.520	8.370	80,00	6.570	7.070

Artículo 60.

Gálibo del material móvil.—En los proyectos de tramos metálicos para vía de 1,00 m., habrá de justificarse la sección transversal que se adopte, en relación al material de la línea, cuidando de que la amplitud sea no sólo la necesaria para la circulación de los vehículos, sino también para el personal de la vía que ha de ser compatible con el paso del tren por el tramo.

CAPITULO III

TRAMOS METÁLICOS PARA CARRETERAS

Artículo 61.

Disposiciones que deben observarse.—Todas las disposiciones detalladas en los artículos 5.° y 9.° a 41, referentes a los tramos metálicos para ferrocarriles de vía normal, se aplicarán a los tramos para carreteras.

Artículo 62.

Carga permanente.—Para la determinación de la carga permanente que debe considerarse en los cálculos se fijarán por separado:

a) El piso en el caso de tramos para carreteras, caminos, etc.

Estos pesos se deben determinar con toda exactitud por conocerse la disposición y detalle de todos sus elementos.

Se tomarán como pesos unitarios de los diversos elementos que pueden constituir los pisos:

	Kilogramos por m³.
Hierro soldado	7.800
Acero laminado	7.850
Hierro fundido	7.250
Acero moldeado	7.800
Plomo	11.400
Madera húmeda	1.050
Tierra y arena	1.550
Balasto	1.500
Hormigón de arena gruesa y grava	2.200
Hormigón de ladrillo y cemento	2.000
Fábrica de ladrillo y cemento	1.700
Mampostería de piedra caliza	2.500
Mampostería de arenisca	2.400
Mampostería de piedra granítica	2.700
Sillería de arenisca	2.500
Sillería de caliza	2.600
Sillería de granito	2.800
Hormigón armado	2.400
Asfalto	1.750

Los demás materiales según su peso real.

b) El peso supuesto de la estructura metálica se determinará de un modo aproximado, utilizando fórmulas, diagramas de pesos o por la comparación con otros tramos de condiciones semejantes ya construídos.

Estos valores se tomarán como base de los cálculos de los esfuerzos que han de resistir todas las piezas y elementos de la estructura.

Una vez terminado el cálculo y proyecto del nuevo tramo, se determinará el peso de la estructura, ya a la vista de las dimensiones y perfiles de todos sus elementos.

Si este peso así determinado fuera idéntico al utilizado en el cálculo, se conceptuará el tramo como bien calculado.

Si, por el contrario, este peso así determinado fuera mayor que el utilizado, se calculará nuevamente el tramo tomándole como base, y si los esfuerzos que resulten para todos y cada uno de los elementos de la estructura sobrepasan a los límites admitidos en más del 3 por 100, se rectificará el proyecto hasta conseguir que los esfuerzos queden dentro de dichos límites, no rectificándose, por el contrario y admitiéndose como buena la carga permanente primeramente utilizada si los excesos de trabajos no rebasan el expresado 3 por 100.

En todo caso, después de terminado el proyecto, debe indicarse en su Memoria la carga permanente verdadera, determinada de un modo exacto, y debe compararsela con la carga supuesta para el cálculo.

Artículo 63.

Sobrecargas.—Trenes tipos y sobrecargas virtuales.—a) Los tramos metálicos para carreteras deberán hallarse en condiciones de soportar, además de su peso propio, las sobrecargas, que se indican a continuación, debiéndose tener presente las indicaciones que siguen para la redacción de los cálculos correspondientes:

1.° En las aceras y pasos se supondrá acumulada una sobrecarga uniforme de 450 kilogramos por metro cuadrado en todo su ancho y en la longitud que produzca efectos más desfavorables al elemento de la estructura que se considere.

2.° El afirmado se supondrá dividido en zonas longitudinales de dos metros de anchura, pudiendo ocurrir que el ancho total de aquél sea o no múltiplo exacto de esta dimensión.

En el primer caso, y siempre que dicho ancho no sea superior a ocho metros, es decir, que se puedan obtener a lo más cuatro zonas como las indicadas, se supondrá el paso por cada una de ellas de los trenes tipos que se indican seguidamente, cada uno con la disposición especial que a continuación se señala.

Si el ancho del afirmado no fuese múltiplo exacto de 2,00 metros, bien porque no llegase a esta dimensión, o porque una vez deducidos los anchos de las zonas que puedan obtenerse quede otra con un ancho menor de 2,00 metros, se supondrá acumulada en la zona que no pueda ocupar ninguno de los tramos tipos que se describirán, una sobrecarga uniforme de 450 kilogramos por metro cuadrado.

Si el ancho total del afirmado fuese mayor de 8,00 metros se considerará el tramo en que esto ocurra como un caso especial, y el autor del proyecto deberá justificar las sobrecargas que adopte en sus cálculos, así como su colocación, teniendo siempre en cuenta los trenes tipos que se describirán.

Para los tramos de luces teóricas o de cálculo superiores a 100,00 metros se estudiará en cada caso particular la disposición de los trenes tipos que deben aplicarse, teniendo en cuenta las condiciones locales, debiéndose justificar los elegidos.

Los trenes tipos que deben emplearse en los cálculos son los siguientes:

Tren tipo número 1.—Un rodillo compresor, con un peso total de 20.000 kilogramos, correspondiendo 8.000 kilogramos al eje delantero y 6.000 a cada una de las ruedas del eje posterior.

Su longitud total será de 6,000 metros, correspondiendo 3,875, 0,625 y 1,500 metros a la separación entre ejes y a las distancias de éstos a los extremos anterior y posterior del rodillo, respectivamente.

La anchura total del mismo será de 2,00 metros, y la separación entre los planos de simetría de las ruedas posteriores 1,50 metros

146

Este rodillo, para constituir tren, irá precedido y seguido indefinidamente de sobrecarga uniforme de 450 kilogramos por metro cuadrado en todo el ancho de la zona ocupada, o sea 2,00 metros.

Tren número 2.—Tres tranvías de cuatro ejes cada uno, en dos carretones con una carga por eje de 6.150 kilogramos, con una separación de 1,20 metros entre los ejes del mismo carretón y de 7,10 metros entre los ejes contiguos de los dos carretones del mismo coche.

La longitud total del coche será de 15,50 metros, quedando por ello los ejes más separados entre sí a 3,00 metros de los extremos del coche.

La separación entre coches se supondrá de 0,50 metros.

Se supondrá un ancho de vía de 1,45 metros, siendo el ancho total de las cajas de los coches de 2,00 metros.

El tren estará constituído por tres de estos coches, precedidos y seguidos indefinidamente por sobrecarga uniforme de 450 kilogramos por metro cuadrado en todo el ancho de la zona ocupada, o sea 2,00 metros.

En cada una de las zonas de 2,00 metros, en que puede dividirse el afirmado de los puentes metálicos, siempre que la anchura de éste no sea mayor de 8,00 metros, se supondrá colocado uno de los dos trenes tipos reseñados, según sea la luz teórica o de cálculo del tramo metálico de que se trate, de acuerdo con las siguientes prescripciones:

a) Para los tramos metálicos con una luz teórica o de cálculo de 30,00 metros y menores, se utilizará el tren tipo número 1.

b) Para los tramos metálicos con una luz teórica o de cálculo superior a 30 metros, se utilizará el tren tipo número 2.

La colocación transversal de los trenes que se adopten, así como la posición longitudinal de los mismos, se fijará igualmente que la de las zonas, si existiesen, que queden libres por éstos, y que deben cubrirse con la sobrecarga uniforme de 450 kilogramos por metro cuadrado, para que produzcan en el elemento o pieza de la estructura que se estudie el efecto más desfavorable, tanto en el cálculo de los momentos de flexión como de los esfuerzos cortantes.

Para el cálculo de los elementos que constituyen el piso de los tramos metálicos se admitirá la posibilidad del paso de una carga aislada y única de 13.000 kilogramos, la que para cada uno de ellos se dispondrá en la posición más desfavorable.

c) En los proyectos de tramos metálicos para carreteras se podrán sustituir los trenes tipos definidos y descritos anteriormente, por las cargas estáticas uniformemente repartidas por metro lineal de tramo, que se consignan en los siguientes cuadros, pudiéndose determinar, por interpolación o extrapolación las correspondientes a cada tren tipo para la luz que se adopte.

1.º Para el cálculo de los momentos de flexión máximos se supondrán aplicadas a la longitud total del tramo las siguientes cargas por metro lineal, y para cada uno de los trenes tipos reseñados en cada una de las zonas de 2,00 metros de ancho que puedan obtenerse:

LUCES — Metros	TREN TIPO NUM. 1 — Cargas por metro lineal de zona de 2,00 metros — Kilogramos	TREN TIPO NUM. 2 — Cargas por metro lineal de zona de 2,00 metros — Kilogramos	LUCES — Metros	TREN TIPO NUM. 1 — Cargas por metro lineal de zona de 2,00 metros — Kilogramos	TREN TIPO NUM. 2 — Cargas por metro lineal de zona de 2,00 metros — Kilogramos
5	4,000	»	55	»	1,555
10	2,800	»	60	»	1,550
15	2,400	»	65	»	1,525
20	2,000	»	70	»	1,500
25	1,800	»	75	»	1,475
30	1,700	»	80	»	1,450
35	1,600	1,600	85	»	1,425
40	»	1,575	90	»	1,400
45	»	1,565	95	»	1,375
50	»	1,500	100	»	1,350

2.º Para el cálculo de los esfuerzos cortantes máximos se supondrán aplicadas las longitudes comprendidas entre la sección que se considere y el apoyo más lejano las siguientes cargas por metro lineal para cada uno de los trenes tipos reseñados y longitudes cargadas en cada una de las zonas de 2.000 metros de ancho que puedan obtenerse:

LUCES — Metros	TREN TIPO NUM. 1 — Cargas por metro lineal de zona de 2,00 metros — Kilogramos	TREN TIPO NUM. 2 — Cargas por metro lineal de zona de 2,00 metros — Kilogramos	LUCES — Metros	TREN TIPO NUM. 1 — Cargas por metro lineal de zona de 2,00 metros — Kilogramos	TREN TIPO NUM. 2 — Cargas por metro lineal de zona de 2,00 metros — Kilogramos
5	5,400	»	55	»	1,795
10	3,400	»	60	»	1,675
15	2,800	»	65	»	1,600
20	2,300	»	70	»	1,550
25	2,000	»	75	»	1,525
30	1,900	1,900	80	»	1,470
35	»	1,850	85	»	1,655
40	»	1,800	90	»	1,670
45	»	1,775	100	»	1,640
50	»	1,750			

Artículo 54.

Acción del viento.—Las disposiciones del artículo anterior 3 son aplicables a los tramos para carreteras solamente en cuanto se refieren a la acción del viento sobre los tramos descargados, tanto en el firme como en los pasos, sometidos a una presión de 270 kilogramos por m².

En los cálculos de los tramos, en las diversas hipótesis de sobrecarga, no se admitirá la acción del viento, ni sobre el tramo ni sobre las sobrecargas.

147

Artículo 65.

Pruebas de los nuevos tramos.—Las pruebas que se prescriben a continuación corresponden a las que han de realizarse en los tramos metálicos de nueva construcción o que hayan sido objeto de importante reparación o refuerzo.

En el artículo 76 se prescriben las pruebas de carácter reglamentario que han de realizarse periódicamente en todo tramo metálico en servicio.

Artículo 66.

Caso en que las pruebas no sean preceptivas.—En los tramos metálicos, cuyas vigas principales, preparadas y armadas por completo en el taller, se conduzcan en una sola pieza a la obra, no será preceptiva su prueba, como por razones económicas no se señale por la Inspección, siendo revisados cuidadosamente en obra antes de permitir que por ellos se establezca el servicio.

Por el contrario, deberán ser probados todos los tramos metálicos cuyas vigas principales se conduzcan a la obra en trozos y se empalmen y unan en ésta.

Artículo 67.

Nivelaciones de los tramos.—Antes de realizar las pruebas se practicará una detenida nivelación del tramo, referiéndola a puntos fijos próximos fácilmente reconocibles y que no puedan ser objeto de modificación que altere su posición.

Si se tratara de tramos con vigas solidarias, se efectuará la nivelación de los apoyos con gran precisión y detenimiento para comprobar su horizontalidad o correspondencia exacta con los supuestos del proyecto.

Los puntos nivelados (que no deben ser cabezas de remaches) se marcarán de un modo inconfundible y serán numerados.

Esta nivelación debe hacerse siempre que sea posible en tiempo cubierto; el tiempo y la temperatura ambiente durante la nivelación se harán constar en el acta que deberá redactarse.

Artículo 68.

Clase de pruebas.—Las pruebas que deben realizarse serán de dos clases, estáticas y dinámicas.

En las primeras, las sobrecargas deberán quedar fijas en todas sus posiciones hasta que el tramo presente una flecha que permanezca estacionaria.

Las pruebas dinámicas se realizarán en todos los casos marchando el tren de pruebas que más adelante se señalará con una velocidad comprendida entre 4 y 10 kilómetros por hora.

Estas últimas pruebas pueden ser aplazadas hasta tanto que el firme en el tramo y en sus avenidas esté consolidado y en condiciones de permitir el paso de los vehículos que han de constituir el expresado tren de pruebas.

Artículo 69.

Pruebas estáticas.—a) Las pruebas estáticas se realizarán cubriendo la superficie del firme de la carretera sobre el tramo metálico, así como los paseos del mismo, con una sobrecarga uniforme de 450 kilogramos por metro cuadrado, en la longitud y zona que produzca efectos más desfavorables para el elemento de la estructura que se considera.

b) En las obras de tramos con vigas continuas se cargará cada tramo aisladamente, como se ha prescrito en el párrafo anterior.

Siempre que sea posible se cargará simultáneamente y en toda su longitud, con el tramo que se pruebe, el de mayor luz inmediato a uno de los con contiguos a aquél.

Inmediatamente se cargarán simultáneamente y en toda su longitud los dos tramos contiguos a cada pila, con exclusión de los demás.

Si hubiera dificultades en alguna ocasión para procurarse la sobrecarga uniforme de 450 kilogramos por metro cuadrado, necesaria para cubrir toda la superficie del firme sobre el tramo metálico, podrá sustituirse en todo o en parte por los mismos trenes que han de utilizarse para las pruebas dinámicas que son objeto de los artículos 53 y 70.

Artículo 70.

Pruebas dinámicas.—Para la realización de las pruebas dinámicas se dispondrán tantos trenes de pruebas como sean de dos metros de ancho puedan obtenerse del ancho total del firme, compuestos de los mismos vehículos que han sido utilizados en el cálculo de la estructura o los más similares que se pueda encontrar con este objeto, siempre que la sobrecarga uniformemente repartida por metro lineal equivalente sea la misma que corresponde al tren tipo; debiendo consignarse en el acta que deberá redactarse la clase de vehículos que se hayan empleado y el cálculo de la sobrecarga uniformemente repartida por metro lineal equivalente al tren que se haya utilizado en las pruebas.

Si se presentaran verdaderas dificultades, prácticamente insuperables, para encontrar el número de vehículos precisos para realizar las pruebas dinámicas, se podrá autorizar que la mitad del firme, en el sentido de su anchura, quede cubierta con la sobrecarga, uniformemente repartida, utilizada en las pruebas estáticas, cubriendo la otra mitad con los trenes de pruebas correspondientes.

Durante la realización de las pruebas dinámicas estarán cubiertos los paseos en toda su longitud por una sobrecarga uniformemente repartida de 450 kilogramos por metro cuadrado.

Artículo 71.

Trenes de pruebas.—Las longitudes de las filas de vehículos que constituirán los trenes de prueba en los tramos de vigas independientes serán, como mínimo, la longitud del tramo.

Si se trata de tramos con vigas continuas y solidarias, dicha longitud será la necesaria para cubrir los dos tramos continuos de mayor longitud.

Artículo 72.

Tramos en arco.—En los tramos en arco se cargará primeramente en toda su longitud, después solamente su mitad y, por último, la cuarta o tres cuartas partes de su longitud.

Artículo 73.

Tramos de diversos tipos.—Para los tramos metálicos de tipos no incluidos en las tres categorías señaladas se especificará en su proyecto el programa de las pruebas a las que han de someterse.

Artículo 74.

Medición de deformaciones, oscilaciones y flechas.—Durante las pruebas se medirán las deformaciones y oscilaciones generales y parciales de la estructura con aparatos de precisión y registradores siempre que sea posible.

Se apuntarán todas las modificaciones y deformaciones que hayan sido de experimentar todas las piezas, uniones, remaches, etc., así como los aparatos de apoyo.

Se medirán igualmente los esfuerzos de las piezas de anclajes, en las partes que correspondan a los máximos valores, con arreglo a la posición del tren de pruebas en cada una de las pruebas estáticas y dinámicas.

Una vez terminadas las pruebas, se nivelarán nuevamente los tramos metálicos, refiriendo esta operación a los mismos puntos fijos utilizados en primera nivelación.

Independientemente de la deformación lateral elástica, la oscilación lateral de las vigas principales no debe pasar para un tramo tipo del 1/8000 de la luz teórica.

La flecha permanente en los tramos de vigas rectas no debe rebasar el 1/5000 de la luz teórica.

La flecha elástica debida a la sobrecarga estática no debe rebasar, en general, en un 10 por 100 del valor obtenido en el cálculo.

La flecha elástica debida a las sobrecargas circulando por el tramo, según las prescripciones señaladas para las pruebas dinámicas, no debe rebasar a la anterior en más de un 25 por 100 de la misma.

En el caso de que las deformaciones no excedan los límites indicados, ni los esfuerzos de las diversas piezas pasen de los valores fijados en el artículo 29, si los apoyos ofrecen toda clase de garantías, puede ponerse el tramo metálico en servicio normal.

En el caso en que los esfuerzos o deformaciones excedan los límites tolerados, el tramo será reconocido cuidadosamente, confrontándose las dimensiones de sus diversos elementos con los propuestos en el proyecto aprobado, rectificándose cuidadosamente ésta con todo detalle.

Se examinará si existen esfuerzos secundarios y su influencia sobre la estructura, si las uniones presentan algún defecto de construcción que pueda comprometer la estabilidad del tramo, y siempre que las flechas obtenidas en las pruebas sean en todo caso inferiores a la que daría el tren teórico empleado en los cálculos se podrá poner provisionalmente en servicio el tramo metálico.

Al transcurrir un año en esta situación, si la estructura no ha experimentado deformación o avería de ninguna

1900-1929 1930-1938 1939-1958 1959-1982 1983-2000

guna importancia, se repetirán todas las pruebas que se realizaron en el tramo.

Si los resultados coinciden con los obtenidos en aquéllas, el tramo puede ser aceptado definitivamente.

En el caso contrario, será preciso sustituir el tramo por otro nuevo o reforzarle en la forma conveniente para obtener resultados que concuerden con los exigidos.

Artículo 75.

Registro de los resultados.—Todos cuantos resultados se obtengan en las pruebas de un tramo metálico, así como todas las circunstancias que puedan interesar, se harán constar en un acta, que será firmada por Ingenieros de la Inspección y de la entidad constructora.

Artículo 76.

Tramos en servicio y de construcción anterior a la vigencia de esta Instrucción.—Una vez que se establece el servicio normal en un tramo metálico e independientemente de la vigilancia y conservación de carácter ordinario que debe hacerse en toda atención, se realizarán revisiones periódicas de estas estructuras.

Los resultados de estas inspecciones se harán constar en documentos especiales, para formar con ellos la historia del tramo.

Durante la vigilancia normal se corregirá inmediatamente todo deterioro o avería susceptible de aumento o que pudiera comprometer la seguridad de la obra.

Debe renovarse la pintura de las partes descubiertas, y si es posible de las ocultas, tan frecuentemente como sea necesario, para preservarlas de la oxidación.

Se realizará una revisión cada dos años de todos los tramos metálicos, la que tendrá principalmente por objeto comprobar el estado de los remaches, pernos, etc., comprobándose que las piezas sometidas a esfuerzos de compresión no han experimentado deformación permanente; se golpearán todas las piezas y remaches con el martillo, para asegurarse no tienen grietas ni que éstos se encuentren flojos; igualmente se apreciará la posición de los aparatos de apoyo.

Cada diez años, además de la inspección que pudiera corresponderle, descrita en el párrafo anterior, se realizarán pruebas estáticas y dinámicas, idénticas a las prescritas en los artículos 69 y 70 para los tramos metálicos nuevos, comprobándose los esfuerzos máximos a los que están sometidas todas las piezas y las deformaciones y oscilaciones generales y locales de todos sus elementos.

Cuantas prescripciones se detallan anteriormente se aplicarán a los tramos metálicos de construcción anterior a la fecha en que entre en vigor esta Instrucción y que igualmente han entrado en su servicio normal con prioridad a dicha fecha, admitiéndose coeficientes de trabajo y deformación con tolerancia del 25 por 100 sobre los fijados para los tramos de nueva construcción.

Artículo 77.

Dimensiones principales de estos tramos.—a) El ancho de los tramos metálicos para carreteras se fijará de modo que, aparte de los paseos, se disponga del espacio preciso para que puedan circular los carruajes en una sola fila, o en dos cuando la importancia del camino lo requiera.

El autor del proyecto se podrá apartar de esta prescripción, justificándola debidamente.

El espacio que se destine al paso de una fila de vehículos se determinará tomando los datos relativos al ancho de los mismos en la región correspondiente y teniendo en cuenta la sección transversal y disposición adoptadas en el proyecto.

b) En los tramos metálicos y en los pasos inferiores a los ferrocarriles se dejará una altura libre mínima de 5,00 metros en su mitad central.

Artículo 78.

Tramos mixtos.—Cuando sea preciso proyectar un tramo metálico destinado al paso de una línea de ferrocarril de vía normal o estrecha y a una carretera, se observarán, para el cálculo de la resistencia de todos sus elementos, así como para las disposiciones del tramo correspondiente, conjuntamente cuantas prescripciones se establecen en esta Instrucción referentes a los tramos metálicos únicamente destinados al paso de una sola de ambas vías de comunicación, adoptando las hipótesis más desfavorables para el cálculo de cada elemento.

Análogamente para las pruebas de estos tramos de servicio mixto, se adoptarán las disposiciones más desfavorables entre las prescritas en los artículos 47, 48, 69 y 70, referentes a las pruebas de los tramos metálicos para ferrocarriles y carreteras.

Artículo 79.

Circulación de nuevos tipos de vehículos.—No se permitirá la circulación en los tramos metálicos para carreteras de vehículos de nuevos tipos y cargas sin comprobar mediante las pruebas correspondientes o la redacción de los cálculos precisos que los efectos que producen sobre los elementos de aquéllos no rebasan los límites prescritos en esta Instrucción, con una tolerancia del 10 por 100.

Si los efectos producidos rebasaran esta tolerancia, sería preciso para autorizar el paso de aquél sustituir el tramo por otro nuevo o proceder al debido refuerzo de los elementos del mismo en el cual aquellos excesos se hayan producido.

CAPITULO IV

Artículo 80.

TRAMOS METÁLICOS PARA USOS Y CON DISPOSICIONES ESPECIALES

Tramos para ferrocarriles mineros o de anchos especiales.—Para la redacción de los proyectos de tramos metálicos para ferrocarriles de vías de anchos especiales o de disposiciones no corrientes, como, por ejemplo, para el servicio de tranvías, minas, carreteras, funiculares, cremalleras, etcétera, el autor del proyecto fijará, previa justificación, las cargas y sobrecargas que adopte, señalando igualmente las razones que puede considerar como suficientes para la no observancia de las prescripciones de esta Instrucción que, dado lo particular del caso, estimara no deben tomarse en consideración.

Artículo 81.

Tramos de diversos tipos de estructura.—Si el sistema de la estructura metálica no fuera de los tipos corrientemente usados para esta clase de construcciones, e indicados en esta Instrucción, como tramos de vigas independientes o continuas, de cabezas rectas o poligonales y en arco, como, por ejemplo, colgantes, cantilevers, etcétera, el autor del proyecto fijará, previa justificación, las cargas y sobrecargas que adopte, señalando igualmente las razones que pueda considerar como suficientes para la no observancia de las prescripciones de esta Instrucción que, dado lo particular del caso, estimara no deben tomarse en consideración.

Por el contrario, justificará cuantas normas de cálculo y proyecto emplee diferentes a las prescriptas.

Artículo 82.

Tramos canales. — a) La carga permanente de los tramos canales se calculará suponiendo se eleva el nivel normal del agua en el mismo hasta que se agote la capacidad de paso del tramo.

Se tendrá en cuenta igualmente una sobrecarga de 450 kilogramos por metro cuadrado de paseo del mismo.

b) Se admitirán las dos hipótesis señaladas para los tramos para ferrocarriles y carreteras, por lo que se refiere a los efectos del viento, es decir, con una presión de 270 kilogramos por metro cuadrado si no se admite el paso de barco alguno por el canal sobre el tramo metálico, o de 170 kilogramos por metro cuadrado cuando se supone el paso de alguna embarcación, admitiendo en este caso y para ésta la forma de un rectángulo de la longitud del tramo metálico y 4,70 metros por encima de la superficie de los paseos.

c) Para el cálculo de la flecha de un tramo canal se admitirá únicamente la sobrecarga señalada en el apartado a), cuando se supone llena completamente de agua la sección transversal del canal.

d) Las pruebas consistirán principalmente en la medida de la flecha, llenando el canal al máximum y aplicando la sobrecarga de 450 kilogramos por metro cuadrado a los paseos.

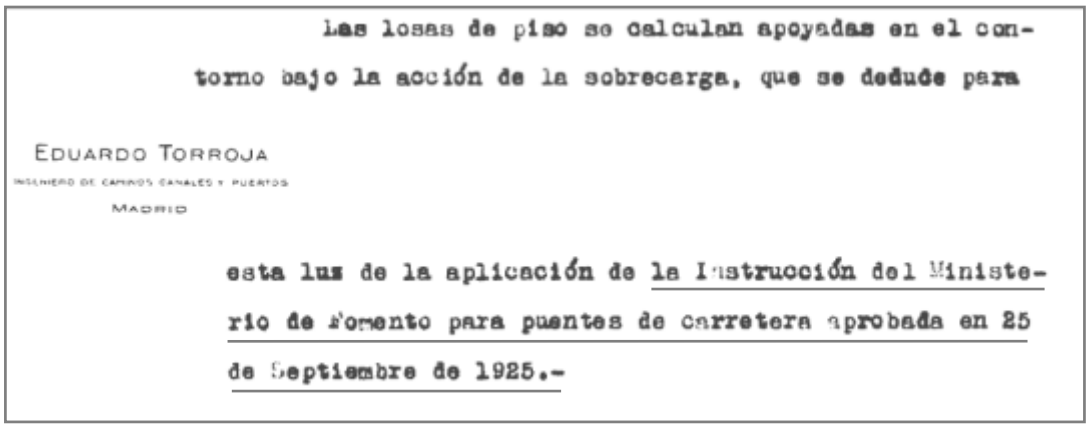
149

Estudi de la normativa

Si en referir-nos a la normativa precedent (1902) fèiem notar el fet que la seva aplicació era gairebé destinada a la enginyeria civil, a aquesta *Instrucción para el cálculo de tramos metálicos* li succeirà pràcticament el mateix.

Malgrat tot apareixen, com a novetat, unes disposicions que serviran per a la futura normativa de l'any 1930. Hi trobem conceptes com els pesos anomenats unitaris dels diferents elements (ara quantificats), es parlarà de sobrecàrrega, d'esforços combinats i per primera vegada de vinclament sota el concepte *flexión por compresión*.

També és destacable que, en memòries de càlcul consultades, ja es comença a fer menció de la normativa emprada cosa que fins llavors havia resultat infructuós.


Las losas de piso se calculan apoyadas en el contorno bajo la acción de la sobrecarga, que se deduce para

EDUARDO TORROJA
INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS
MADRID

esta luz de la aplicación de la Instrucción del Ministerio de Fomento para puentes de carretera aprobada en 25 de Septiembre de 1925.-

Figura 1.77 Viaducto Quince Ojos. Madrid. Archivo Torroja, CEHOPU-CEDEX, Expediente. nº 42.

Capítulo Primero: Tramos metálicos para ferrocarriles de vía normal.

I. Bases para el cálculo de los tramos metálicos.

Artículo 1º. Cargas permanentes. Para la determinación de la carga permanente que debe considerarse fijaran por separado:

a) **Los pesos**, bien sobre toda la estructura, bien por metro cuadrado o por metro lineal de la misma de todos los elementos que constituyan la vía, [...] y cuantos elementos de construcción carguen en el mismo.

Se tomaran como **pesos unitarios de los diversos elementos** que pueden constituir la vía los siguientes:

Hierro soldado	7.800	Kg.	m³.
Acero laminado	7.850	»	»
Hierro fundido	7.250	»	»
Acero moldeado	7.800	»	»
Plomo	11.400	»	»
Madera húmeda	1.050	»	»
Balasto	1.500	»	»
Hormigón de arena gruesa y grava	2.200	»	»
Fábrica de ladrillo y cemento	2.700	»	»
Hormigón armado	2.400	»	»
Asfalto	1.750	»	»

Com es pot observar, la normativa dóna un pas més que la precedent ja que apareixen els pesos unitaris de diferents materials tot i tabulant-ne els valors.

b) El peso supuesto de la estructura metálica se determinará de un modo aproximado utilizando las formulas, diagramas de pesos o por la comparación con otros tramos de condiciones semejantes ya construidos.

Estos valores se tomarán como base de los cálculos de los esfuerzos que han de resistir todas las piezas y elementos de la estructura. Una vez terminado el cálculo y proyecto del nuevo tramo, se determinará el peso de la estructura, y a la vista, de las dimensiones y perfiles de todos sus elementos.

Si este peso así determinado fuera idéntico al utilizado en el cálculo se conceptuará el tramo como bien calculado.

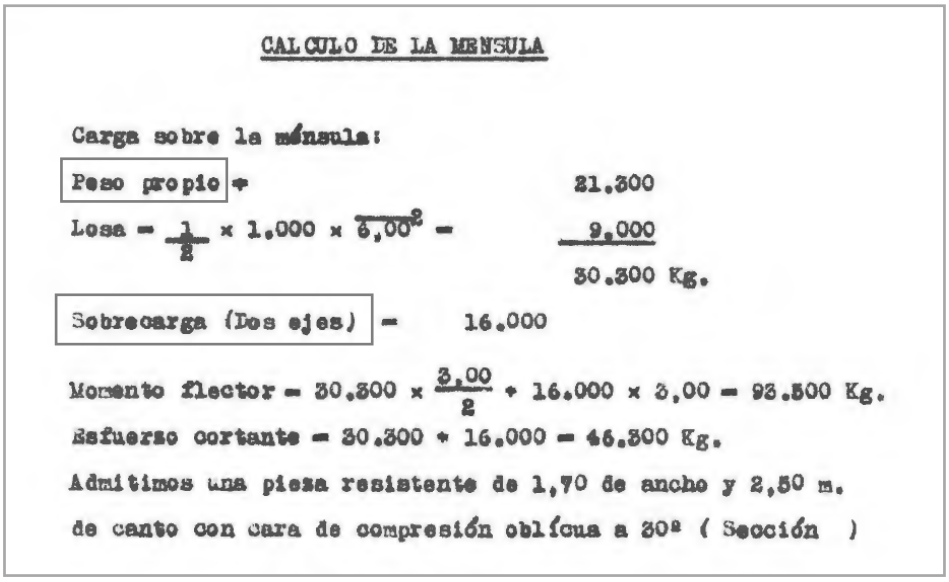
Si por el contrario, este peso así determinado, fuera mayor que el utilizado, se calculará nuevamente el tramo tomándose como base, y si los esfuerzos que resulten para todos y cada uno de los elementos de la estructura sobrepasan a los límites admitidos en más del 3 por 100, se rectificará el proyecto hasta conseguir que los esfuerzos queden dentro de dichos límites, no rectificándose, como buena la carga permanente primeramente utilizada, si los excesos de trabajos no rebasen el expresado 3 por 100. En todo caso, después de terminado el proyecto, **debe indicarse en su Memoria la carga permanente verdadera**, determinada de un modo exacto, y debe comparársela con la carga supuesta para el cálculo.

Artículo 2º. Sobrecargas. Trenes tipos y sobrecargas virtuales. Para el cálculo estático de los tramos metálicos para vía ancha se utiliza un tren tipo compuesto de dos locomotoras con sus ténders, colocadas en cabeza y en sentido normal a la marcha, seguidas de un número indefinido de vagones cargados.

Para el cálculo de los diversos elementos de las vigas principales, se colocará el **tren tipo en la posición que produzca efectos más desfavorables en elemento que se considere.**[…].Se podrá sustituir el tren tipo descrito por una sobrecarga virtual unitaria uniformemente repartida siempre que ésta produzca efectos superiores o a lo menos iguales, a los producidos por aquél.[...].

Tal i com especificàvem a la normativa precedent de 1902, més que els valors pròpiament en sí, el que s'ha cregut interessant de destacar és la filosofia que es comença a esbossar ja a la normativa i que serà el pas previ per a les futures.

En aquest cas els pesos dels elements ja estan indicats i en quant a la sobrecàrrega variable es fa l'apreciació que es prendrà com a model per al càlcul aquella disposició que produeixi els efectes més desfavorables.



CALCULO DE LA MENSULA

Carga sobre la ménsula:

Peso propio = 21.300

Losa = $\frac{1}{2}$ x 1.000 x $\overline{6,00}^2$ = 9.000

30.300 Kg.

Sobrecarga (Dos ejes) = 16.000

Momento flector = 30.300 x $\frac{3,00}{2}$ + 16.000 x 3,00 = 93.500 Kg.

Esfuerzo cortante = 30.300 + 16.000 = 46.300 Kg.

Admitimos una pieza resistente de 1,70 de ancho y 2,50 m. de canto con cara de compresión oblícua a 30º (Sección)

Figura 1.78 Viaducto Quince Ojos. Madrid. Archivo Torroja, CEHOPU-CEDEX, Expediente. nº 42.

Artículo 3º. Acción del viento. Para el cálculo estático de los diversos elementos que forman la estructura de un tramo metálico, se supondrá la

acción del viento como una **fuerza horizontal en la mayoría de los casos, uniformemente repartida a razón de 270 kilogramos por metro cuadrado si se supone que aquél está descargado, y 170 kilogramos por metro cuadrado si, por el contrario se supone cargado,** adoptándose para cada pieza de una u otra hipótesis **la que sea más desfavorable.**

Artículos 4 a 9. Efecto del frenado y rozamiento. [...]. Efectos de las variaciones de temperatura. [...]. Efectos de los choques laterales. [...]. Efectos de la fuerza centrífuga. [...]. Efectos dinámicos o de choque. [...]. Efectos de montaje. [...].

Novament fer notar **la diversitat d'efectes que la normativa prescriu**. No es té en compte només el pes propi, la sobrecàrrega i l'acció del vent. Més elements han de ser tinguts en consideració.

II. Equilibrios estáticos y elásticos.

Artículo 10. Equilibrios estáticos y elásticos. [...].

Artículo 11. Sección de cálculo. **El cálculo del trabajo elástico se realizará utilizando la sección neta de cada pieza,** descontando de la sección bruta cuantos orificios presente aquella para remaches, tornillos, etc.

Artículo 12. Trabajo elástico de las piezas. Se deberán calcular por separado y para cada pieza de la estructura de un tramo metálico los efectos producidos por las diversas causas de trabajo normales y anormales reseñados en los artículos 1º y 2º deduciendo los valores correspondientes por milímetro cuadrado de los trabajos elásticos correspondientes, **empleando los métodos y principios admitidos en la *Resistencia de Materiales*** teniendo en cuenta las observaciones y prescripción que se indican en los sucesivos artículos para los casos particulares que se mencionan

Aquells punts en els quals la normativa no respon, bé per omissió, bé perquè no acaba d'aprofundir en ells, es prescriu que han de ser tractats com recull la **Resistència de Materials**. D'aquesta manera es reenvia al tècnic als llibres que prèviament hem comentat.

Artículo 13. **Flexión por compresión**. En las **piezas sometidas a compresión en el sentido de su longitud** susceptibles de experimentar flexión a causa de su longitud grande relativamente a sus dimensiones transversales, su trabajo elástico obtenido por división de aquéllas por su sección neta se multiplicará por el coeficiente de aumento:

$$K = 1 + M * N * \frac{L^2}{r^2}$$

para contrarrestar aquella tendencia.

La letra M designa un factor numérico que depende del modo de unión de la pieza considerada con los elementos vecinos.

La letra N designa análogamente otro factor numérico que depende de la calidad del material.

La letras L y r designan, respectivamente, la longitud libre de la pieza y el radio de giro mínimo de la sección en la que la pieza es susceptible de flexión.

Coeficient	Valor	Peça	Material
M	1	Articulada en sus dos extremos	
	$\frac{1}{2}$	Articulada en un extremo y empotrada en otro	
	$\frac{1}{4}$	Empotrada en los dos extremos	
	4	Libre en un extremo y en el otro empotrado	
N	0,0001		Acero dulce laminado

Artículo 14. Esfuerzos alternativos. Cuando algún elemento de la estructura de un tramo metálico **esté sometido a esfuerzos alternativos de tracción y compresión**, los coeficientes de trabajo normales fijados para la misma, según la naturaleza del material de que esté formado, en el artículo 29, se disminuirán con arreglo a la siguiente fórmula:

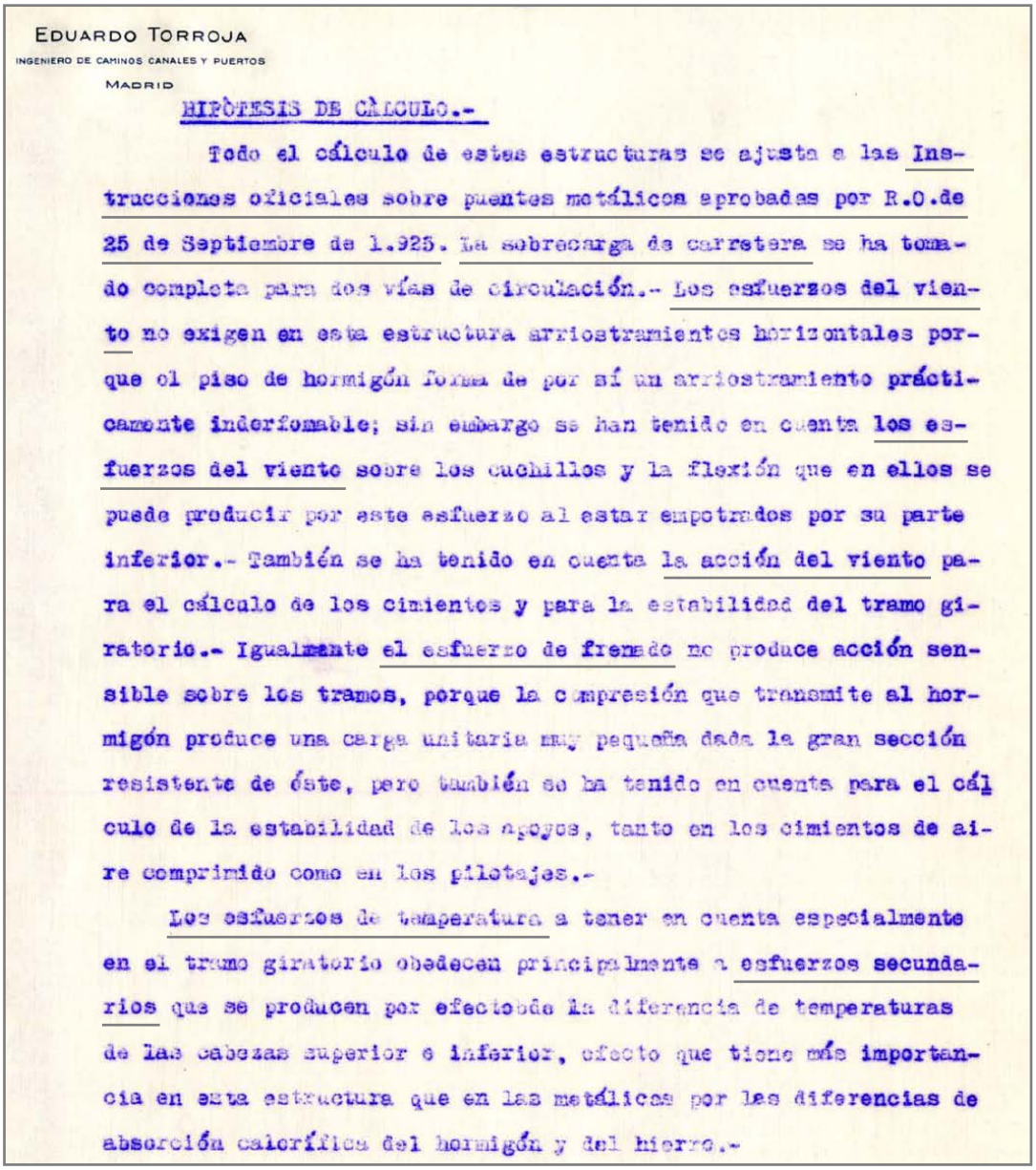
$$R_1 = (R - 2{,}50\frac{A}{B})\ ({}^{Kg}/_{mm^2})$$

Se designan por R_1 y R los coeficientes normal y reducido de trabajo, por A y B, respectivamente, los mínimos y máximos esfuerzos a los que en valor absoluto esté sometido el elemento considerado.
Para la determinación de estos esfuerzos se tendrán solamente en cuenta los debidos a la carga permanente y sobrecarga.

Amb els precedents articles 13 i 14 queden caracteritzats parcialment els conceptes de **vinclament i fatiga** que només s'apuntaven a la normativa de 1902. Tot i això encara trobem uns coeficients reductors, no definits, que indicarien que l'estudi d'ambdós fenòmens encara no estava totalment resolt en les normatives i, per tant, el tècnic s'havia d'adreçar a la bibliografia de resistència de materials o bé a normatives d'altres països.

Artículo 15. Efectos secundarios. En el cálculo de la resistencia de cuantos elementos constituyen la estructura de un tramo metálico, que por su disposición y realización práctica estén sometidos a esfuerzos secundarios, serán éstos tenidos en cuenta, debiéndose redactar los proyectos en forma que estos esfuerzos no existan o alcancen la menor importancia posible.
Cuando se sumen estos esfuerzos secundarios a los producidos por la carga permanente, sobrecarga, choque y fuerza centrífuga, se aumentarán en un 33 por 100 los límites de trabajo de las piezas consideradas.

Si se suman a todos ellos los esfuerzos producidos por las fuerzas laterales y longitudinales, aquel aumento en el valor de los límites de trabajo puede alcanzar el 50 por 100.



EDUARDO TORROJA
INGENIERO DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS
MADRID

HIPÓTESIS DE CÁLCULO.-

Todo el cálculo de estas estructuras se ajusta a las Instrucciones oficiales sobre puentes metálicos aprobadas por R.O.de 25 de Septiembre de 1.925. La sobrecarga de carretera se ha tomado completa para dos vías de circulación.- Los esfuerzos del viento no exigen en esta estructura arriostramientos horizontales porque el piso de hormigón forma de por sí un arriostramiento prácticamente indeformable; sin embargo se han tenido en cuenta los esfuerzos del viento sobre los cuchillos y la flexión que en ellos se puede producir por este esfuerzo al estar empotrados por su parte inferior.- También se ha tenido en cuenta la acción del viento para el cálculo de los cimientos y para la estabilidad del tramo giratorio.- Igualmente el esfuerzo de frenado no produce acción sensible sobre los tramos, porque la compresión que transmite al hormigón produce una carga unitaria muy pequeña dada la gran sección resistente de éste, pero también se ha tenido en cuenta para el cálculo de la estabilidad de los apoyos, tanto en los cimientos de aire comprimido como en los pilotajes.-

Los esfuerzos de temperatura a tener en cuenta especialmente en el tramo giratorio obedecen principalmente a esfuerzos secundarios que se producen por efectoede la diferencia de temperaturas de las cabezas superior e inferior, efecto que tiene más importancia en esta estructura que en las metálicas por las diferencias de absorción calorífica del hormigón y del hierro.-

Figura 1.79 Proyecto de puente sobre la bahía de Cádiz. Eduardo Torroja. Diciembre 1927

III. Justificación de la estabilidad

Artículo 16. Calidad de los materiales. Los diversos materiales que forman la estructura de los tramos metálicos han de estar constituidos por materiales que cumplan las condiciones de calidad que se detallan en los artículos siguientes:

Artículo 17. Aceros laminados. Condiciones generales. Los aceros laminados deberán ser perfectamente homogéneos y estar exentos de sopladuras, impurezas y otros defectos de fabricación. Su fractura:

presentará una textura fina y granada y las superficies exteriores estarán limpias y desprovistas de defectos.

Artículo 18. Palastros. **Pruebas por tracción**. Las pruebas por tracción consistirán en determinar la carga de rotura por tracción directa y el alargamiento mínimo proporcional después de la rotura, tanto en el sentido del laminado como en el normal a éste. […]. **Pruebas en frío**. Plegado. Punzonado. [...]. **Pruebas de temple**. [...].

Artículo 19. Aceros perfilados. Pruebas por tracción. [...]. Pruebas en frío. [...].Pruebas en caliente. Ángulos. [...].Barras en simple T. [...].Barras en doble T y en U. [...].

Figura 1.80 Unió reblonada amb distints perfils. Autoria personal.

Artículo 20. Redondos. Aceros redondos para pernos y remaches. Los trozos cortados de las barras habrán de resistir el plegado a noventa grados y ser enderezados después sin presentar ninguna señal de grieta.
Se practicaran ensayos por tracción para determinar el coeficiente de rotura y el alargamiento proporcional, no bajando el primero de **38**

kilogramos por milímetro cuadrado de la sección primitiva de la barra que se ensaye, y de **28 por 100 el alargamiento** de la misma.

Artículo 21. Acero fundido. El acero colado deberá ser sano y perfectamente moldeado. Las piezas que antes o después del ajuste presenten sopladuras susceptibles de alterar la solidez serán desechadas. Las piezas deberán estarán siempre reconocidas antes de ser colocadas en obra. […].

Artículo 22. Acero forjado. Este material deberá estar exento de toda clase de defectos y satisfacer a las mismas pruebas por choque que las establecidas para el acero moldeado.

Artículo 23. Resumen. Como resumen de cuanto se expone en los artículos anteriores, **las condiciones que deben cumplir los materiales que constituyen las piezas que forman un tramo metálico son las siguientes:**

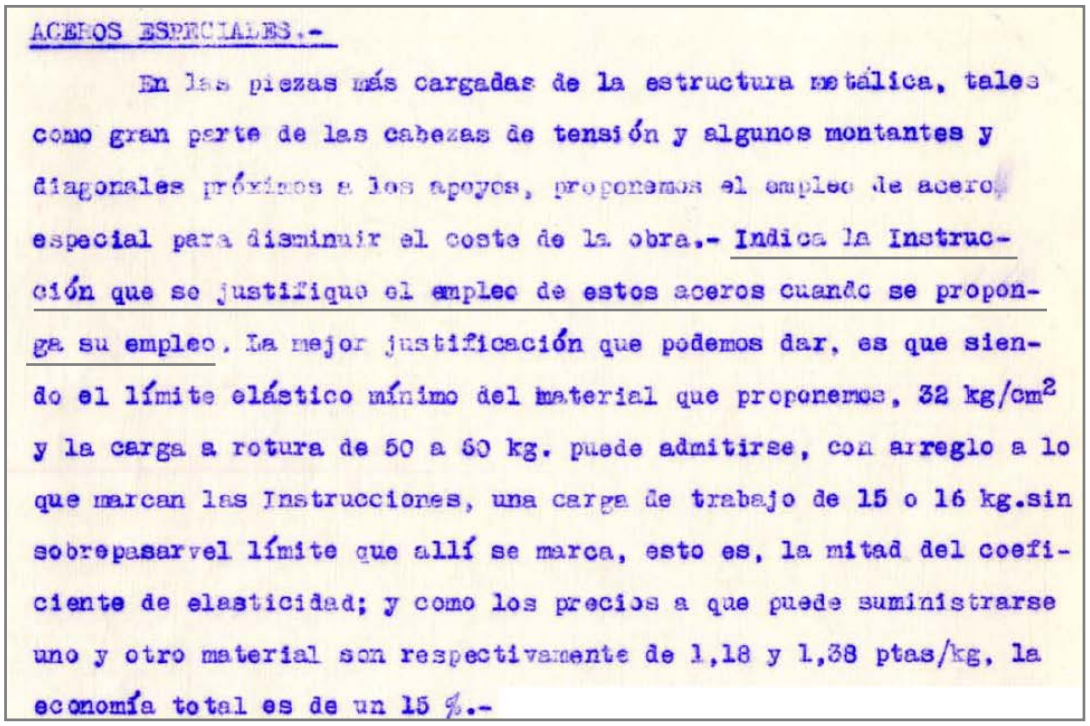
MATERIALES	Valor mínimo de la carga de rotura — R = Kg. : m/m²	TRACCION: Alargamiento mínimo proporcional — I = %	TRACCION: Límite mínimo aparente de elasticidad — R = Kg. : m/m²	Valor mínimo del coeficiente de calidad — R × I	Compresión. Carga mínima de rotura — Kg. : m/m²	Corte o tronchadura transversal — Kg. : m/m²
Acero laminado	40	25	25	10,5	»	»
Acero para remaches	38	28	25	11,0	»	27
Acero fundido	45	18	22	9,0	100	»
Acero forjado	55	20	25	12,50	»	40

Artículo 24. Prohibición del empleo del hierro. En ningún caso se construirá, a partir de la fecha que entre en vigor esta instrucción**, tramo alguno que sus elementos sean de hierro.**

Aquest article normatiu, amb la **prohibició explícita del material ferro** (no de l'acer), serà un precedent de la **normativa de 1941** que, com veurem, serà la de la restricció de materials metàl·lics en la construcció amb totes les conseqüències tecnològiques i constructives que aquest fet tindrà.

Artículos 25 y 26. Actas de los ensayos. [...]. Realización de los ensayos.

Artículo 27. Aceros especiales. Si el autor del proyecto del tramo metálico estimase conveniente para la obra aceros de calidad especial en toda o parte de la estructura, propondrá las condiciones de trabajo del nuevo material, según su composición y características, **fundamentándola debidamente**.



ACEROS ESPECIALES.-

En las piezas más cargadas de la estructura metálica, tales como gran parte de las cabezas de tensión y algunos montantes y diagonales próximos a los apoyos, proponemos el empleo de acero especial para disminuir el coste de la obra.- Indica la Instrucción que se justifique el empleo de estos aceros cuando se proponga su empleo. La mejor justificación que podemos dar, es que siendo el límite elástico mínimo del material que proponemos, 32 kg/cm^2 y la carga a rotura de 50 a 60 kg. puede admitirse, con arreglo a lo que marcan las Instrucciones, una carga de trabajo de 15 o 16 kg.sin sobrepasarvel límite que allí se marca, esto es, la mitad del coeficiente de elasticidad; y como los precios a que puede suministrarse uno y otro material son respectivamente de 1,18 y 1,38 ptas/kg, la economía total es de un 15 %.-

Figura 1.81 Justificació de l'ús d'acers especials. Proyecto de puente sobre la bahía de Cádiz. Eduardo Torroja. Diciembre 1927

Artículo 28. Presiones sobre los apoyos. [...].

Las dimensiones de los aparatos de apoyo y de los sillares aludidos se calcularan, [...], para que las presiones unitarias de sillares y fábricas sobre las que éstos se coloquen, no rebasen los siguientes valores:

Presiones sobre los sillares de apoyo	**Límite** (kg/cm^2)
Sillares de granito	45
Sillares de caliza	30
Presiones sobre las fábricas	
Mampostería de cemento	28

Los aparatos de apoyo de los tramos metálicos descansaran sobre sillares de piedra dura de la mejor calidad que sea posible procurarse, dada la situación de cada obra. Estos sillares tendrán un espesor mínimo de 0,40 metros. En las obras construidas y tramos calculados con anterioridad a esta instrucción, se admiten tolerancias del 25 por 100.

En aquests apartats, així com els que a continuació segueixen, es pot veure que la normativa de l'any 1925 explicita molts més valors que la de l'any 1902. Alguns d'aquests ja poden començar a ser presos en consideració per a obres diferents de les civils.

Artículo 29. Coeficientes de trabajo de los materiales. **Los coeficientes límites de trabajo** por $^{m}/_{m^2}$ admitidos para estos materiales serán los siguientes:

Acero laminado
11 kg a la extensión o compresión; será reducido en $^{1}/_{5}$ cuando se trate de cortaduras.
Acero para remaches
8,00 kilogramos al esfuerzo cortante, si se calculara el esfuerzo de arranque de cabezas se reducirá este trabajo en $^{1}/_{4}$.
Acero fundido
11,00 kilogramos a la compresión y 8,00 ídem a la flexión
Acero forjado
12,50 kg a la extensión o compresión.

Se entenderá que los coeficientes definidos anteriormente se refieren a la sección mínima efectiva de cada pieza, después de haber sido descontados los orificios de los remaches.
Se evitará siempre que el coeficiente de trabajo exceda de la mitad del límite aparente de elasticidad.

Si las piezas que se estudian están sometidas a esfuerzos alternativos o flexión por compresión, se realizará en los coeficientes antes señalados, las reducciones que se prescriben en los artículos 13 y 14.

d) **Acero.**--El acero será dulce, perfectamente homogéneo, de textura fina y granular, exento de sopladuras, impurezas y otros defectos de fabricación.

No presentará agrietamiento al doblarse en frío sobre otra barra del doble diámetro del suyo.

Debidamente sometido a ensayos de tracción acusará una carga de rotura igual o superior a 36 kg. por milímetro cuadrado, un alargamiento mínimo proporcional de 25 % medido en probetas de 25 cm. de longitud y un límite elástico mínimo de 25 kg. por milímetro cuadrado.

Estas pruebas se harán con arreglo a lo que se dispone para ellas en la Instrucción aprobada por R. O. de 25 de Septiembre de 1925 para puentes metálicos.

Figura 1.82 Característiques de l'acer segons normativa de 1925: Font Archivo Torroja**.**

Artículo 30. Materiales usados en los refuerzos de tramos. Si un tramo metálico de construcción antigua, en el cual sus piezas son de hierro laminado o soldado, **se tratara de reforzar** para proporcionarle la resistencia necesaria para el caso de un material móvil más pesado que el que sirvió de base para su cálculo, los coeficientes de trabajo de sus diversas piezas no pasaran de los señalados en el artículo 29, con reducción de $^{1}/_{3}$ de sus valores respectivos.

Artículo 31. Coeficiente de estabilidad. [...].

Artículo 32. Esfuerzos combinados. Para la determinación de las secciones efectivas resistentes de cada uno de los elementos que constituyen las estructuras de un tramo metálico, se calcularán los esfuerzos que sobre cada uno de ellos producen las diversas causas de trabajo expresadas en los artículos 1º a 9º. Si se designan las letras que a continuación se indican, aquellos esfuerzos deberán sumarse, haciendo con ellos **las diversas combinaciones** que igualmente se expresan:

Destacar la importància d'aquest apartat ja que per primera vegada apareixen recollides normativament **les combinacions**. Aquest ítem no apareixia en la normativa precedent i aquí s'hi ha inclòs sota l'article ***esfuerzos combinados***.

Carga permanente	p
Sobrecarga	s
Viento:	
Tramo descargado	v
Tramo cargado	w
Temperatura	t
Frenado	f
Rozamiento al arranque	r
Fuerza centrífuga	c
Efecto de choque	I

$E = p + s + t + (f \text{ ó } r) + c$.—1.ª hipótesis.
$E' = p + s + w$.—2.ª hipótesis.
$E'' = p + v + t$.—3.ª hipótesis.
$E''' = p + s + I$.—4.ª hipótesis.

Los coeficientes de trabajo de los diversos elementos que constituyen el tramo metálico se ajustaran por completo a las prescripciones del artículo 29, cuando el esfuerzo total calculado corresponda a la primera hipótesis. Cuando las hipótesis tenidas en cuenta son la segunda y tercera antes expresadas, aquellos coeficientes aumentaran 0,50 kilogramos por $^{m}/_{m^2}$. Por último cuando se toma en consideración la cuarta hipótesis, aquellos coeficientes de trabajo podrán ser aumentados en 3,00[104] por $^{m}/_{m^2}$. *162*

Artículo 33. Tramos de carácter provisional. […]

IV- Disposiciones del proyecto

Artículo 34º. Disposiciones generales.

a) Se dispondrán las **estructuras de los tramos metálicos en forma que todas sus partes sean accesibles para la debida vigilancia y posible pintura [...].**

b) Los diversos elementos de los tramos metálicos en los que pueda depositarse agua estarán provistos de orificios de desagüe, o bien se rellenarán de material que no absorba el agua, sino pudieran adaptarse a aquella disposición.

c) **El espesor mínimo de los elementos que constituyan una estructura será de 7 $^{m}/_{m}$, tanto se trate de palastros planos, perfiles, etc**.

[104] A la normativa hi figura un caràcter il·legible.

d) **La distancia entre centros de los orificios para remaches no será menor de tres veces su diámetro, ni mayor en el sentido de los esfuerzos a que se encuentren sometidas las piezas de 150 $^{m}/_{m}$,** cuando están formadas por perfilados y palastros.

Cuando se trate de **piezas compuestas** con perfiles angulares en los cuales existan orificios en tresbolillo en ambas alas, la **distancia máxima entre centros de los orificios de un ala podrá llegar al doble de la antes indicada**. Cuando se trate de unir **varios palastros o planos entre sí**, se **coserán por remaches cuya distancia en cualquier dirección no sea mayor de 300 milímetros.**

En piezas extendidas compuestas por ángulos o perfilados, se admitirá una distancia de 300 milímetros, entre los remaches que los aseguran y unen.

Figura 1.83 Detall unió reblonada. Autoria personal.

La distancia entre el centro del orificio para un remache y el borde del elemento cosido no será menor de 35 milímetros para los remaches

de diámetro superior a 19 milímetros y 25 milímetros para los remaches de 19 milímetros o menos de diámetro.
Dicha distancia no será mayor, en ningún caso, de ocho veces del espesor del elemento cosido.
El diámetro de los remaches que hayan de utilizarse para la unión de escuadras o perfilados no pasara de la cuarta parte de la anchura del ala de dicho elemento.

Artículo 35. Disposiciones concernientes al piso. **Las viguetas deberán ser normales a las vigas principales,** únicamente y por excepción se admitirán oblicuas, previa justificación y demostración de la necesidad de esta disposición. Se exceptúan con carácter general, de esta prescripción, las viguetas extremas de los tramos oblicuos que deben unirse a los montantes extremos, para **aumentar la rigidez general de la estructura** [...].

Figura 1.84 Detall estructura reblonada. Autoria personal.

Artículo 36. Disposiciones concernientes a las vigas principales.

a) Se procurará proyectar todos sus elementos, en forma que los ejes de inercia de las diversas piezas coincidan con los ejes de simetría, cortándose en un punto aquellos en las piezas que coinciden en un nudo.

b) La resistencia de las diversas uniones o nudos estará calculada para soportar los esfuerzos máximos que las piezas que se enlazan puedan soportar, aunque los que hayan servido para calcular sus diversas secciones sean menores.

c) La inclinación de las diversas barras que constituyen la estructura de una viga principal no deberá ser inferior a 45º con la horizontal.

d) Cuando se empleen palastros en la constitución de las cabezas superiores de una viga, uno de ellos por lo menos deberá tener la longitud de la viga.

e) Sobre los apoyos y en los puntos donde se apliquen cargas concentradas, se colocarán montantes para refuerzo de las almas.

Figura 1.85 Detall estructura reblonada. Autoria personal.

Artículo 37. Disposiciones concernientes al arriostramiento. Para el arriostramiento lateral, longitudinal y transversal se emplearán elementos rígidos. [...].

> **Artículo 38. Disposición de los aparatos de apoyo**. Se dotará a todos los tramos metálicos de aparatos de apoyo, debidamente calculados para permitir una dilatación o contracción por metro lineal de la estructura de ± 0,0003 metros.
> **Los aparatos de apoyo correspondientes a uno de los extremos del tramo serán fijos y se anclaran fuertemente los estribos o pilas, en tanto que los correspondientes al otro extremo permitirán el libre movimiento del tramo como consecuencia de las variaciones de temperatura.** [...].

A part de considerar les possibles dilatacions degudes a efectes tèrmics, el problema se'ns planteja novament isostàtic i per tant, amb les conegudes equacions de l'estàtica o bé la mateixa estàtica gràfica, el problema és perfectament resoluble.

V- Recepción y pruebas

> **Artículos 39 a 55.** Inspección en el taller. [...]. Montaje en el taller y en la obra. [...]. Pintura. [...]. Pruebas para los nuevos tramos. [...]. Caso en que las pruebas no son preceptivas. [...]. Tren de pruebas. [...]. Nivelación de los tramos. [...].. Clase de pruebas. [...]. Pruebas estáticas. [...] Se realizarán colocando el tren en las posiciones en que, de acuerdo con el cálculo, produzca los mayores esfuerzos en los diversos elementos y la máxima deformación elástica [...]. Pruebas dinámicas. [...]. Tramos para doble vía. [...]. Tramos en arco. [...]. Tramos de diversos tipos. [...]. Medición de deformaciones, oscilaciones y flechas. [...]. Registro de resultados. [...]. Tramos en servicio y de construcción anterior a la vigencia de esta Instrucción. [...]. Circulación de material móvil de nuevos tipos. [...].

VI- Disposiciones diversas.

> **Artículos 56 y 57.** Gálibo del material móvil. [...]. Medidas de seguridad.

Arribats a aquest punt, s'ha gosat incloure com a element que recull part de la informació descrita prèviament, el projecte de l'**Enginyer Eduardo Torroja**; **Pont sobre el riu Muga**. La informació que s'hi descriu recull moltes dades

característiques prèvies que abans hem ressenyat[105]. A la memòria de càlcul explicita el mètode (Cremona) així com també s'hi annexen càlculs i plànols del mateix. Incloem l'adreça de l'arxiu[106] per a algun lector interessat tot i incorporant en un document annexat tot seguit, encara que molt esquemàticament, aquells elements que s'han considerat com a dignes de menció per al treball que ens ocupa..

Capítulo Segundo: Tramos metálicos para ferrocarriles de vía de un metro.

Artículos 58 a 60. Disposiciones que deben observarse. Todas las disposiciones detalladas en los artículos 1º, 3º a 55 y 57, referentes a los tramos de ferrocarriles de vía normal, se aplicaran a tramos para ferrocarril de vía de un metro. Sobrecargas. Trenes tipo y sobrecargas virtuales. [...]. Gálibo del material móvil. [...].

Capítulo Tercero: Tramos metálicos para carreteras.

Artículo 61. Disposiciones que deben observarse. Todas las disposiciones detalladas en los artículos 5º, y 9º a 41, referentes a los tramos de ferrocarriles de vía normal, se aplicaran a los tramos para carreteras.

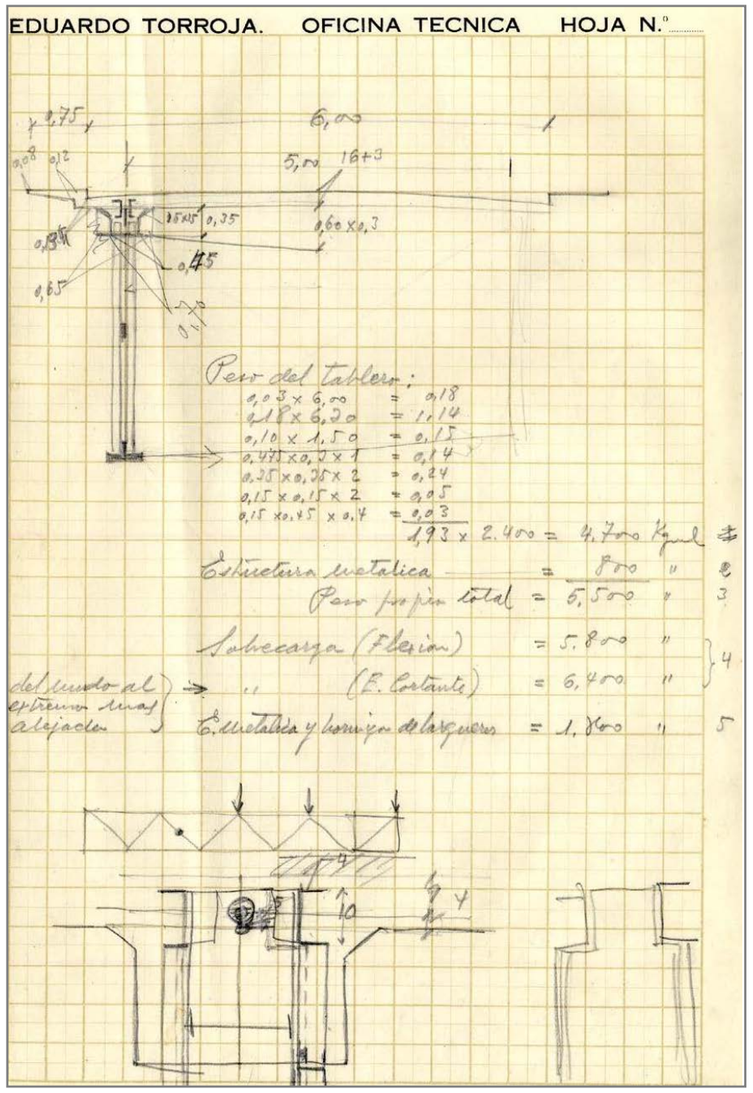
Artículo 62. Carga permanente. **[...]** Se tomaran como **pesos unitarios de los diversos elementos que pueden constituir los pisos**:

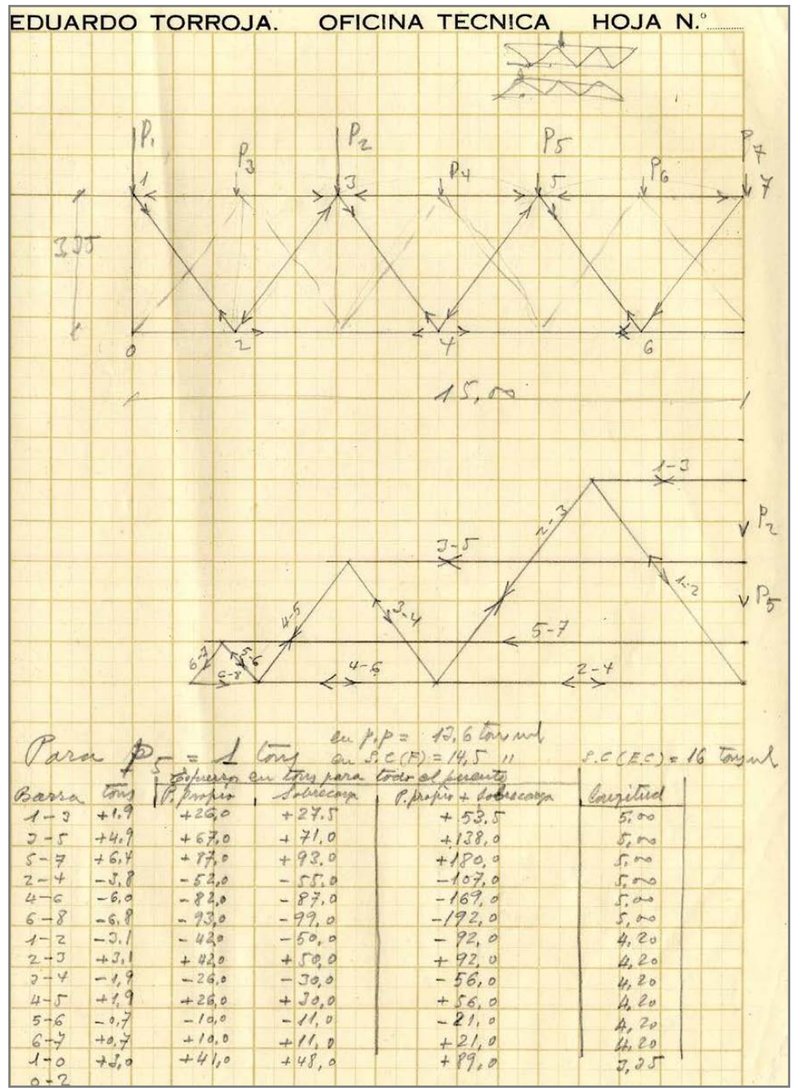
	Kilogramos por m³.
Hierro soldado	7.800
Acero laminado	7.850
Hierro fundido	7.250
Acero moldeado	7.800
Plomo	11.400
Madera húmeda	1.050
Tierra y arena	1.550
Balasto	1.500
Hormigón de arena gruesa y grava	2.200
Hormigón de ladrillo y cemento	2.000
Fábrica de ladrillo y cemento	1.700
Mampostería de piedra caliza	2.500
Mampostería de arenisca	2.400
Mampostería de piedra granítica	2.700

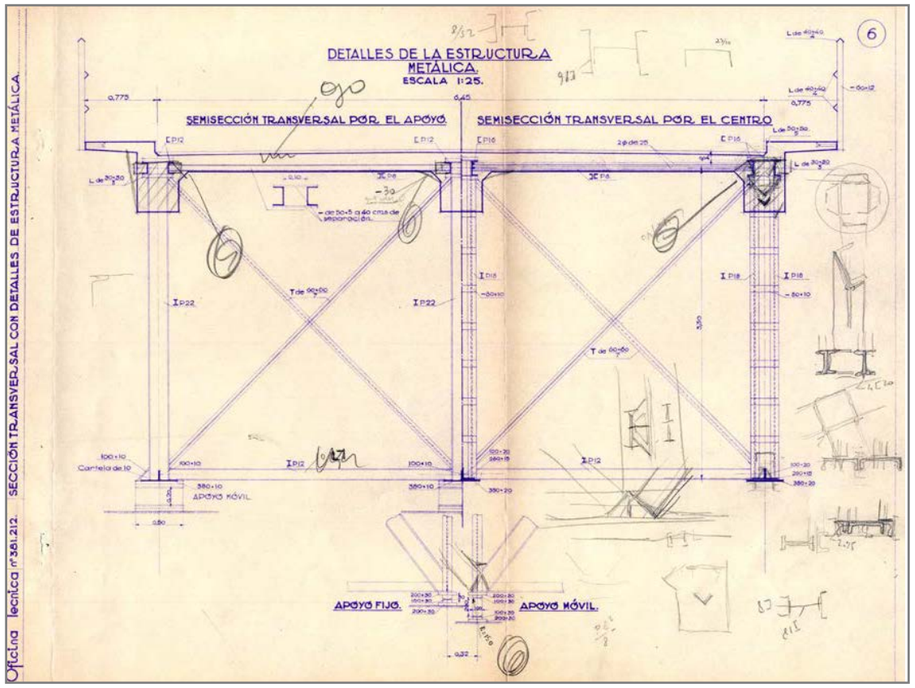
[105] ETM-200-001. Puente sobre el Muga [Exp. 381].

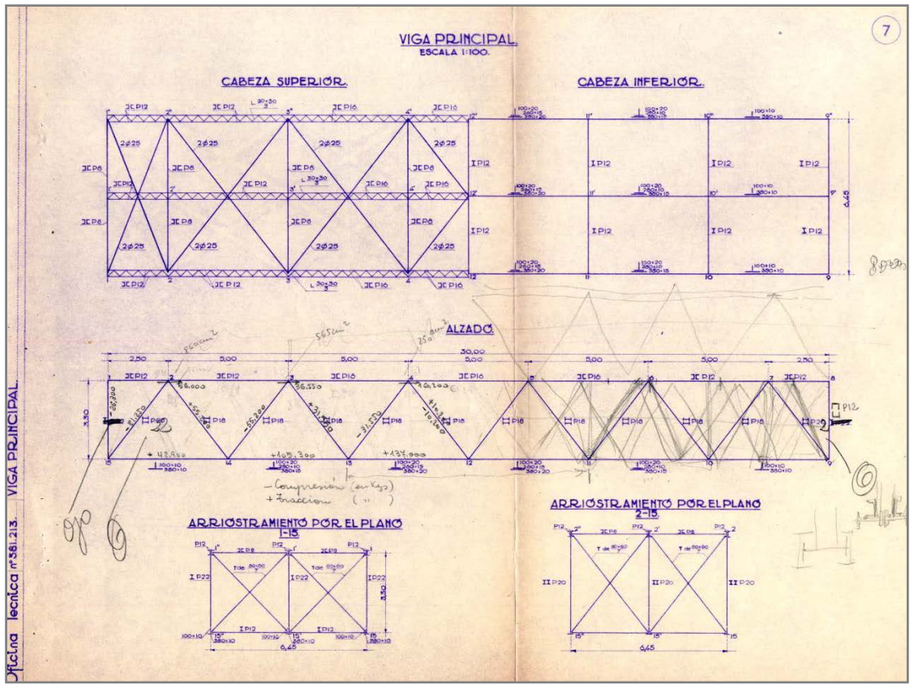
[106] http://www.cehopu.cedex.es/etm/expt/ETM-200-001.htm

El cálculo se hace también por medio de un diagrama de Cremona (Hoja nº 4 del anejo), considerando la viga como una Pratt de montantes oblicuos y diagonales extendidas solamente.






DETALLES DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.
ESCALA 1:25.
SEMISECCIÓN TRANSVERSAL POR EL APOYO.
SEMISECCIÓN TRANSVERSAL POR EL CENTRO
APOYO FIJO.
APOYO MÓVIL.
Oficina técnica nº 581.212. SECCIÓN TRANSVERSAL CON DETALLES DE ESTRUCTURA METÁLICA.


VIGA PRINCIPAL.
ESCALA 1:100.
CABEZA SUPERIOR.
CABEZA INFERIOR.
ALZADO.
ARRIOSTRAMIENTO POR EL PLANO 1-15.
ARRIOSTRAMIENTO POR EL PLANO 2-15.
Oficina técnica nº 581.213. VIGA PRINCIPAL.

Novament, encara que enfocat el problema ara als trams metàl·lics de carreteres, se'ns donen els pesos propis de materials que, com abans, podrien ésser extrapol·lables a distints casos.

> Los demás materiales según su peso real. [...].
>
> **Artículo 63 a 79**. Sobrecargas. Trenes tipo y sobrecargas virtuales. [...]. Acción del viento. [...]. Pruebas de los nuevos tramos. [...]. Caso en que las pruebas no son preceptivas. [...]. Nivelación de los tramos. [...]. Clase de pruebas. [...]. Pruebas estáticas. [...]. Pruebas dinámicas. [...]. Trenes de pruebas. [...]. Tramos de arco. [...]. Tramos de diversos tipos. [...]. Medición de deformaciones, oscilaciones y flechas. [...]. Registro de resultados. [...]. Tramos en servicio y de construcción anterior a la vigencia de esta Instrucción. [...]. Dimensiones principales de estos tramos. [...]. Tramos mixtos. [...]. Circulación de nuevos tipos de vehículos. [...].

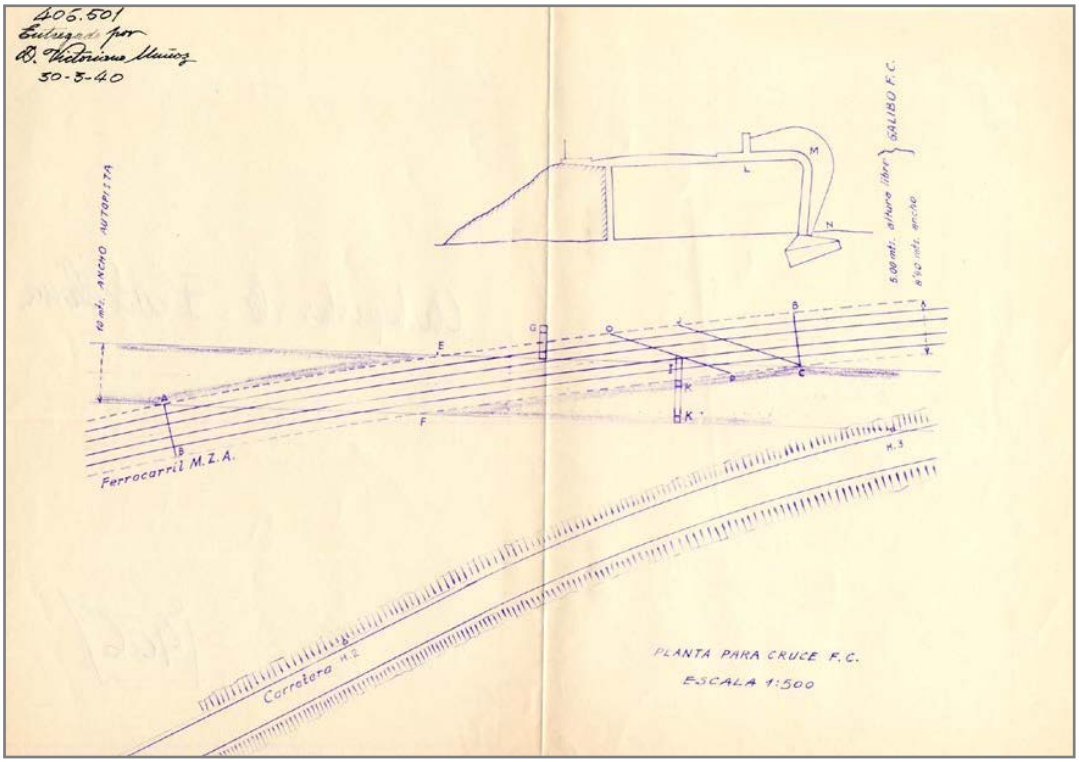


Figura 1.86 Detall planta encreuament.

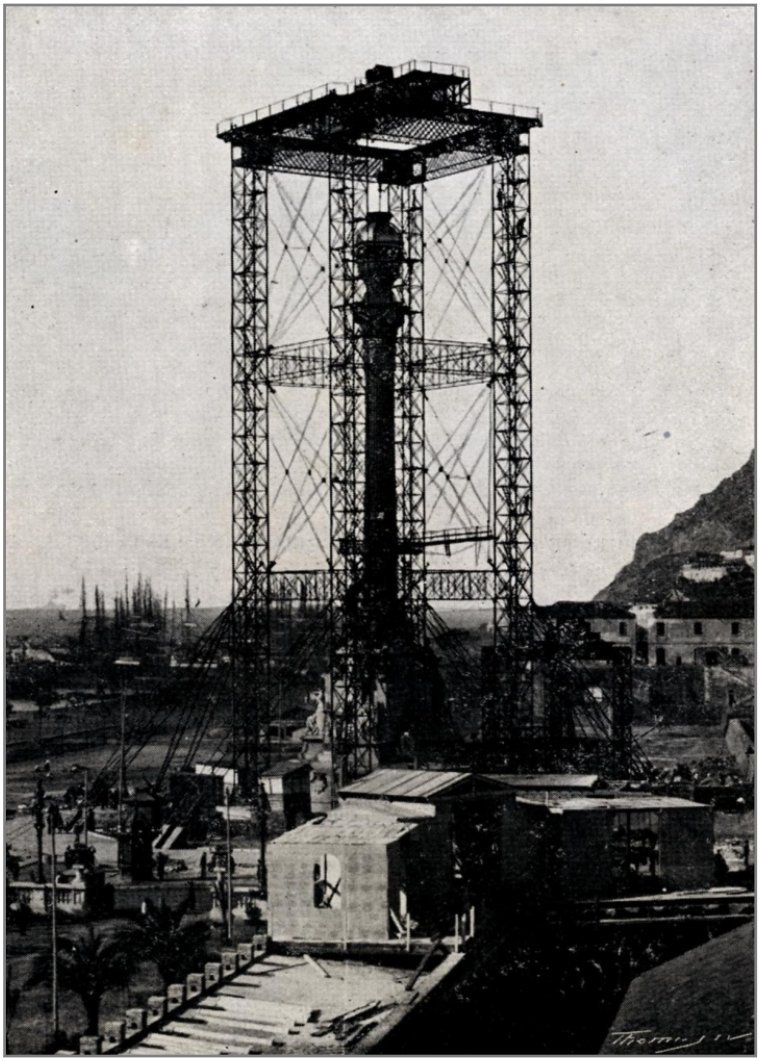
Figura 1.85 ETM-222. Tanteos para los cruces del ferrocarril y carretera de Barcelona[107].

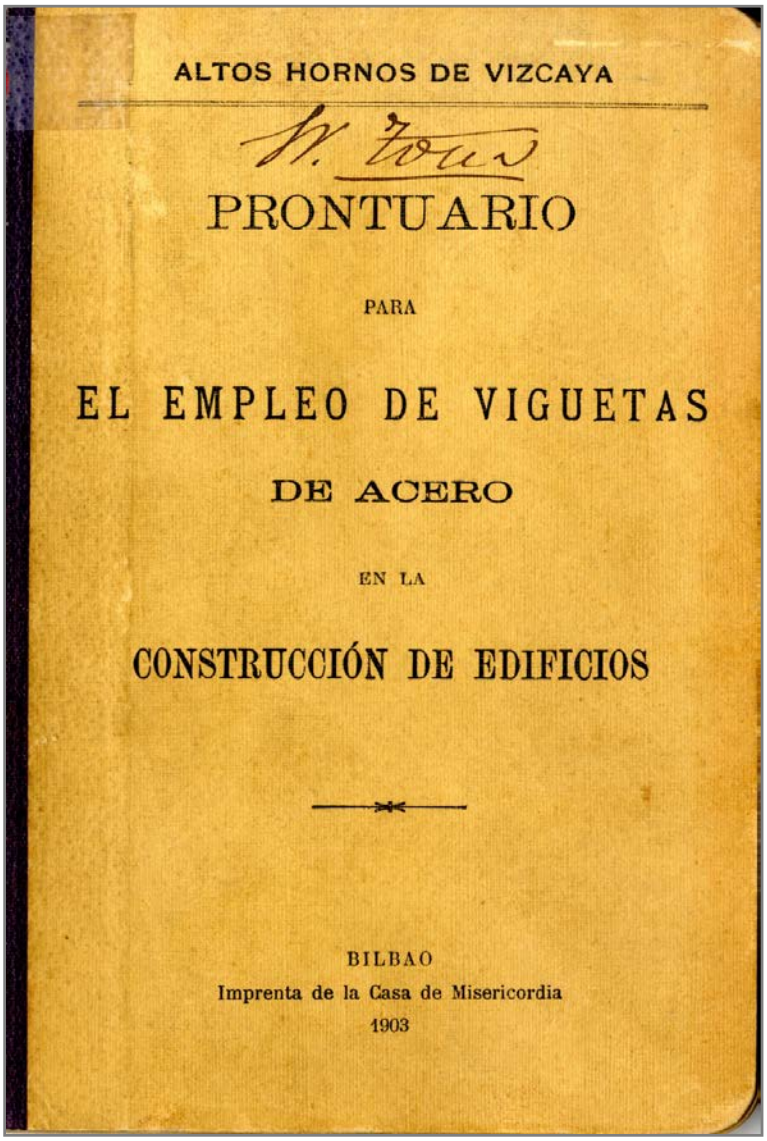
Capítulo Cuarto: Tramos metálicos para usos y con disposiciones especiales

Artículos 80 a 82. Tramos para ferrocarriles mineros o de anchos especiales. [...]. Tramos de diversos tipos de estructura. [...]. Tramos canales. [...].

Figura 1.87 Detall unió reblonada. Autoria personal.

[107] http://www.cehopu.cedex.es/etm/pdf/planos/406.501.pdf





ALTOS HORNOS DE VIZCAYA

PRONTUARIO

PARA

EL EMPLEO DE VIGUETAS

DE ACERO

EN LA

CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS

BILBAO
Imprenta de la Casa de Misericordia
1903

Malgrat com s'ha vist existeixen un nombre copiós de mètodes de càlcul i normatives, durant aquesta època comencen a prendre importància els anomenats promptuaris.

Tipològicament amb format de manual, en ells es postulen els principis teòrics i les fórmules usualment emprades (algunes simplificades), així com les propietats principals dels materials. Aquestes es donen generalment tabulades o, si més no, molt esquematitzades. Aquest fet implica un estalvi de temps al calculista ja que amb ell, i amb una aproximació prou bona, pot calcular gran part d'allò que desitja.

És a Europa, Alemanya i França principalment, on aquestes publicacions abunden més durant el segle XX. Manuals com *el Hütte*, *el Dubbel* (alguns ja en estat citats o bé es citaran) començaran a arribar al cap d'uns anys a l'estat espanyol i avui en dia encara és freqüent de trobar-los en prestatges d'algun calculista.

Al nostre país també començaran a publicar-se, fruit en gran part de l'esforç de les empreses siderúrgiques que alhora indirectament (o directa) feien propaganda dels seus materials. Les fonts consultades han estat bàsicament dos;

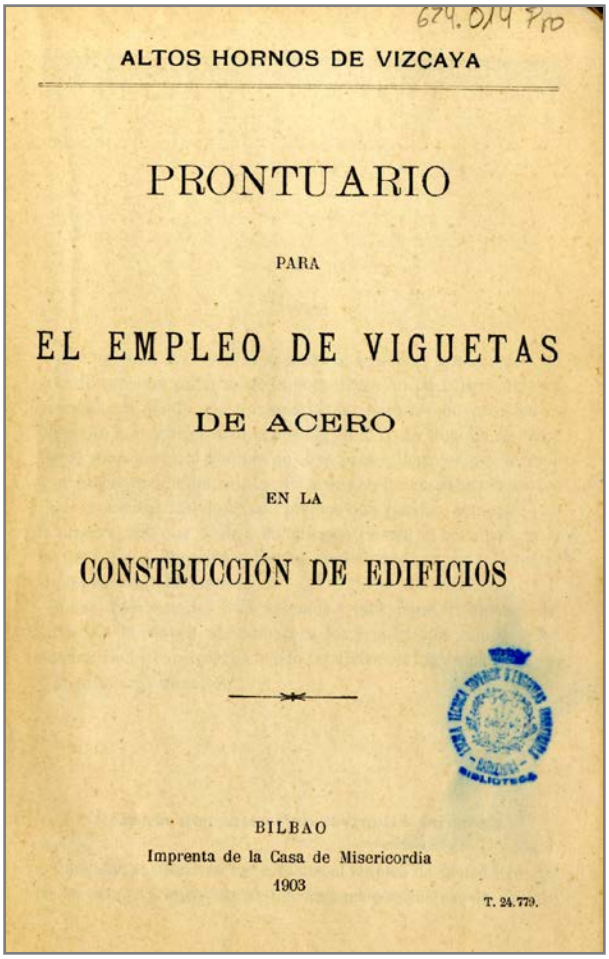
1. El ***Prontuario para el EMPLEO DE VIGUETAS DE ACERO en la CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS***.
2. **Prontuario de TORRAS, HERRERÍAS Y CONSTRUCCIONES**.

El primer de l'any 1903, fou especialment consultat durant l'època d'aquest BLOC I. Val a dir, però, que d'ell se'n feren diverses reimpressions i edicions i per tant és freqüent trobar-lo també en èpoques posteriors. Ens referirem, però, a la primera edició.

El segon neix d'una iniciativa de l'empresa Torras[108], i malgrat es publica l'any 1915, podem considerar que s'empra a finals d'aquest període i especialment al següent. Serà motiu d'estudi dins del BLOC II.

---

[108] Can Torras dels ferros: 1876-1985. Siderúrgia i construccions metàl·liques a Catalunya / Francesc Cabana; Assumpció Feliu. Barcelona 1987



624.014 Pro

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA

PRONTUARIO

PARA

EL EMPLEO DE VIGUETAS

DE ACERO

EN LA

CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS

BILBAO

Imprenta de la Casa de Misericordia

1903

T. 24.779.

Figura 1.88 Prontuario para el EMPLEO DE VIGUETAS DE ACERO.

Ja de la seva introducció destaquem,

> **El empleo del acero no tiene los inconvenientes de la madera**, resultando los edificios sólidos e incombustibles, que permiten la limpieza perfecta de las habitaciones y evitan en los pavimentos las alteraciones propias de la madera.
>
> El empleo de las viguetas de acero se halla hoy generalizado en las edificaciones públicas de importancia y en las construcciones particulares donde sus propietarios no miran como principal y único fin la mayor economía posible en el costo final de la obra.
>
> Pero es necesario, al ejemplo de otros países, **llegar en este terreno a la vulgarización del empleo del acero en las construcciones baratas**, poniendo las viguetas a precios que puedan competir con la madera, sin que se deje de tener en cuenta **el beneficio de la mayor solidez,**

duración y demás condiciones que son inherentes al empleo de dicho material.

Figura 1.89 Imatge de la Barcelona de principis de segle.

Tal i com es pot deduir del text del promptuari així com de les imatges obtingudes d'època no era habitual l'ús per perfilat metàl·lic en la construcció d'edificis. De fet, com ja s'havia comentat a l'apartat normatiu aquesta feia esment a obres civils més que a edificació pròpiament dita. De les imatges i dels textos es pot desprendre que tant fusta com obra de fàbrica eren els materials més emprats.

A les empreses siderúrgiques, com és lògic els interessava que es comencés a aplicar el material fèrric a les construccions i, per això, als promptuaris sovint se'n lloaven les propietats en detriment d'altes materials.

Razones que aconsejan el empleo del acero

Conviene sustituir en los edificios el empleo de la madera por el acero, porque éste reúne mejores condiciones de solidez, **ofrece mayores garantías para las Compañías de Seguros, así como para las personas y bienes de sus moradores, y tiene más años de vida**.

A continuació ja es presenta el perfilat propi de la societat que ens servirà, *a posterior*i, per deduir l'utilitzat en les distintes construccions d'època.

Perfiles de viguetas de acero. Sus empleos y condiciones.

Los perfiles de las viguetas que lamina esta Sociedad están comprendidos en las tablas I y II. **La tabla I** se refiere a los antiguos perfiles que siguen teniendo aceptación en el mercado, y **les llamamos perfiles de ala estrecha**.

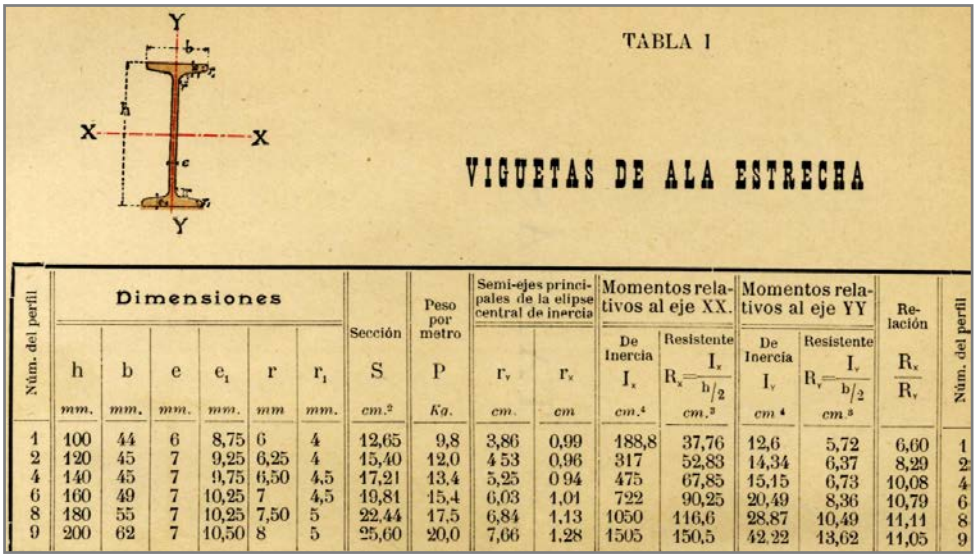


TABLA I

VIGUETAS DE ALA ESTRECHA

Núm. del perfil	Dimensiones h (mm.)	b (mm.)	e (mm.)	e_1 (mm.)	r (mm)	r_1 (mm.)	Sección S (cm.²)	Peso por metro P (Kg.)	Semi-ejes principales de la elipse central de inercia r_y (cm.)	r_x (cm)	Momentos relativos al eje XX. De Inercia I_x (cm.⁴)	Resistente $R_x = \frac{I_x}{h/2}$ (cm.³)	Momentos relativos al eje YY De Inercia I_y (cm⁴)	Resistente $R_y = \frac{I_y}{b/2}$ (cm.³)	Relación $\frac{R_x}{R_y}$	Núm. del perfil
1	100	44	6	8,75	6	4	12,65	9,8	3,86	0,99	188,8	37,76	12,6	5,72	6,60	1
2	120	45	7	9,25	6,25	4	15,40	12,0	4 53	0,96	317	52,83	14,34	6,37	8,29	2
4	140	45	7	9,75	6,50	4,5	17,21	13,4	5,25	0 94	475	67,85	15,15	6,73	10,08	4
6	160	49	7	10,25	7	4,5	19,81	15,4	6,03	1,01	722	90,25	20,49	8,36	10,79	6
8	180	55	7	10,25	7,50	5	22,44	17,5	6,84	1,13	1050	116,6	28,87	10,49	11,11	8
9	200	62	7	10,50	8	5	25,60	20,0	7,66	1,28	1505	150,5	42.22	13,62	11,05	9

Figura 1.90 Taula de biguetes d'ala estreta.

La tabla II abarca los **perfiles de ala ancha**.

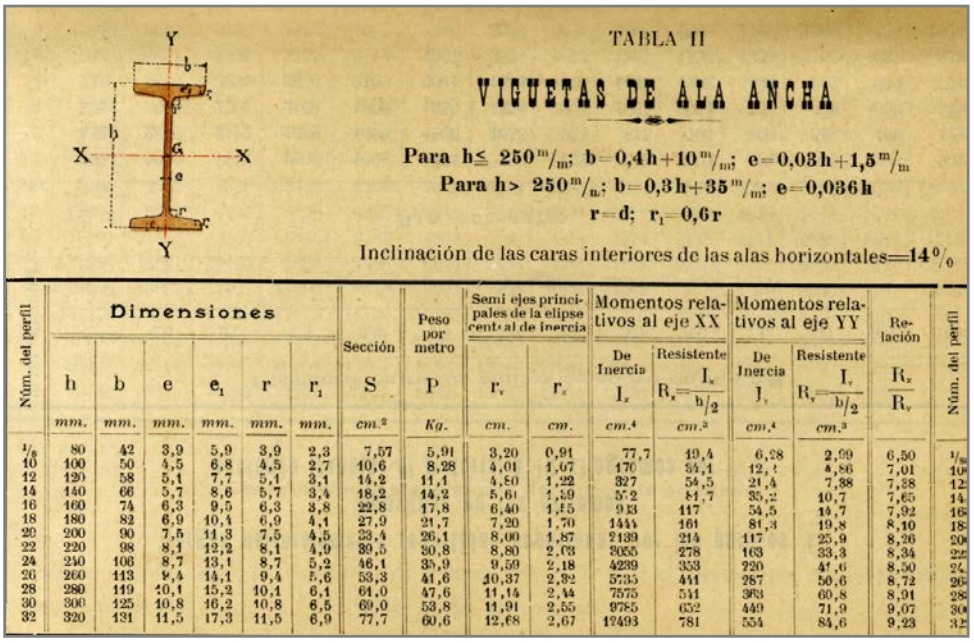


TABLA II

VIGUETAS DE ALA ANCHA

Para $h \leq 250^m/_m$; $b = 0{,}4h + 10^m/_m$; $e = 0{,}03h + 1{,}5^m/_m$

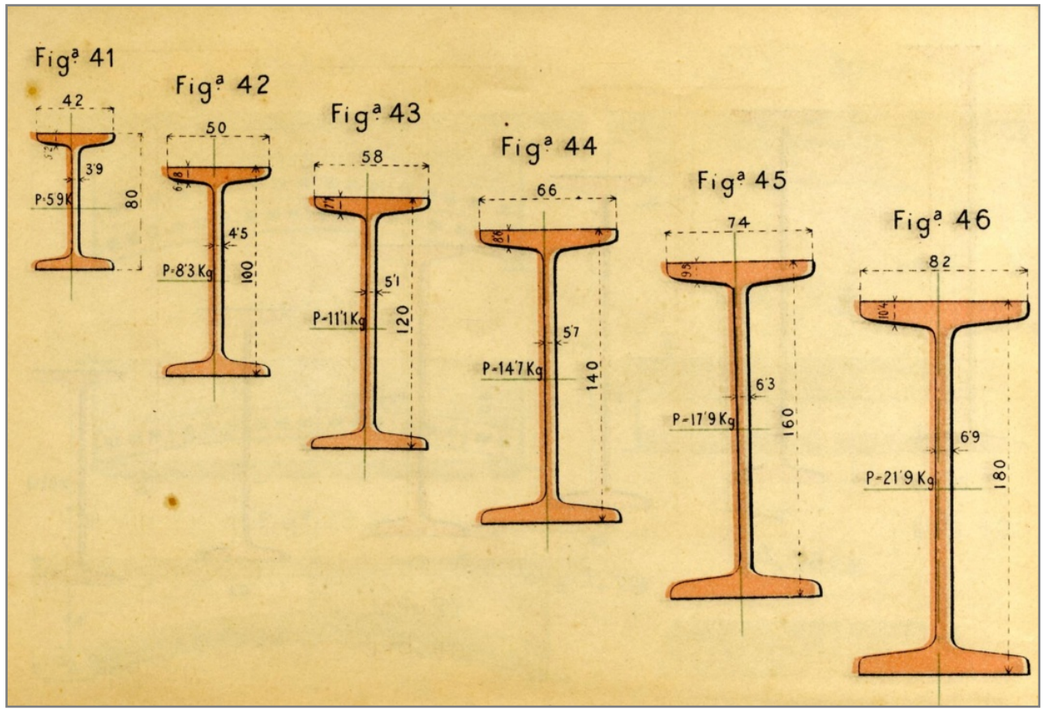
Para $h > 250^m/_m$; $b = 0{,}3h + 35^m/_m$; $e = 0{,}036h$

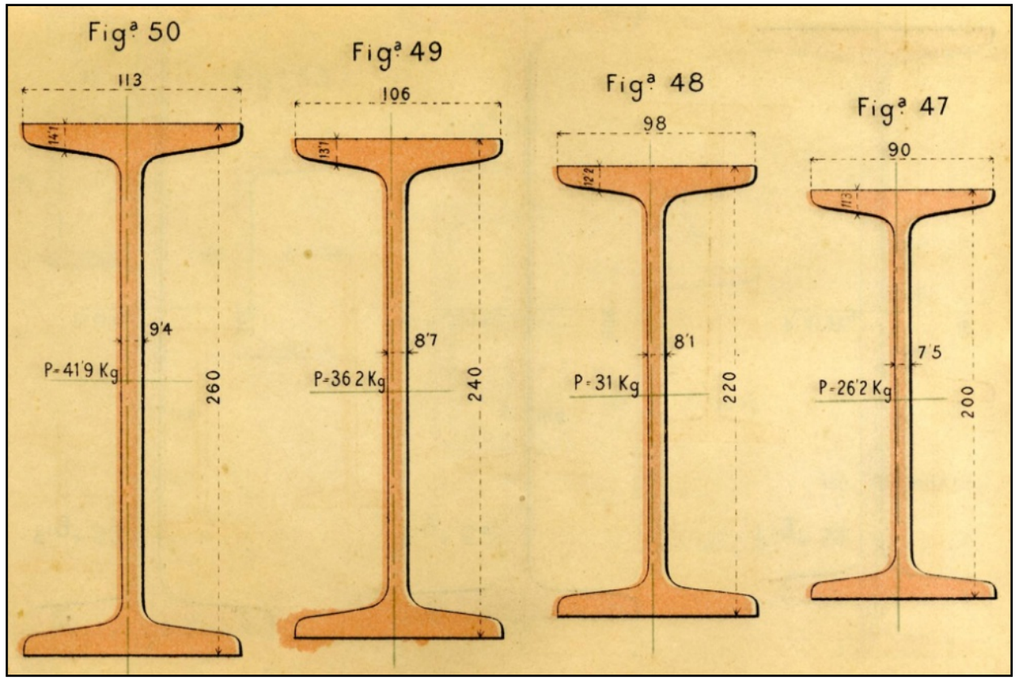
$r = d$; $r_1 = 0{,}6r$

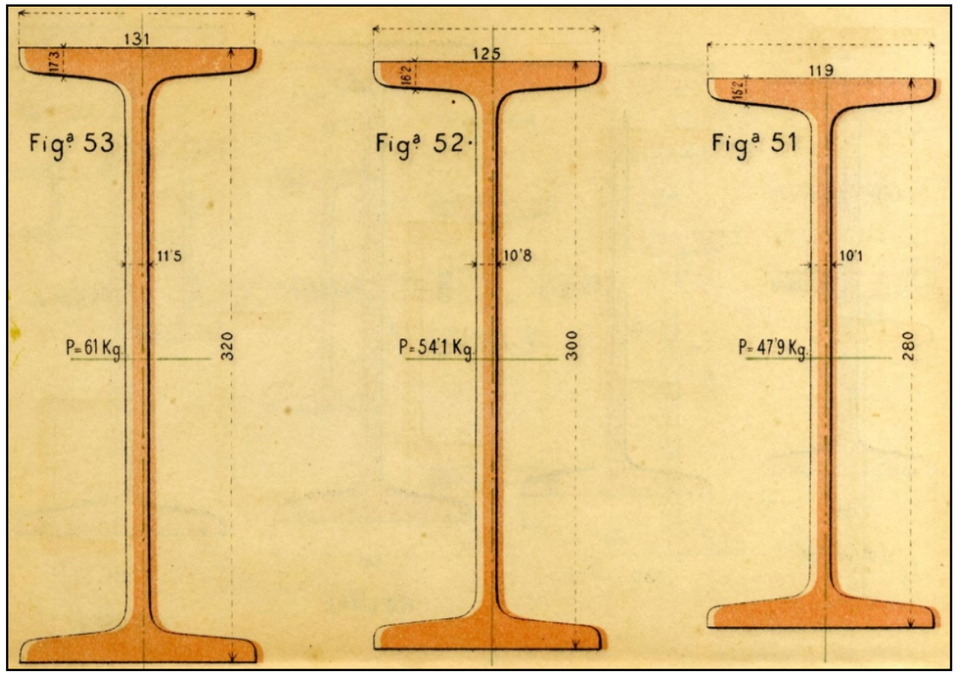
Inclinación de las caras interiores de las alas horizontales = 14 %

Núm. del perfil	Dimensiones h (mm.)	b (mm.)	e (mm.)	e_1 (mm.)	r (mm.)	r_1 (mm.)	Sección S (cm.²)	Peso por metro P (Kg.)	Semi ejes principales de la elipse central de inercia r_y (cm.)	r_x (cm.)	Momentos relativos al eje XX De Inercia I_x (cm.⁴)	Resistente $R_x = \frac{I_x}{b/2}$ (cm.³)	Momentos relativos al eje YY De Inercia I_y (cm.⁴)	Resistente $R_y = \frac{I_y}{b/2}$ (cm.³)	Relación $\frac{R_x}{R_y}$	Núm. del perfil
1/8	80	42	3,9	5,9	3,9	2,3	7,57	5,91	3,20	0,91	77,7	19,4	6,28	2,99	6,50	1/8
10	100	50	4,5	6,8	4,5	2,7	10,6	8,28	4,01	1,07	170	34,1	12,[illegible]	4,86	7,01	10
12	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	14,2	11,1	4,80	1,22	327	54,5	21,4	7,38	7,38	12
14	140	66	5,7	8,6	5,7	3,4	18,2	14,2	5,61	1,39	572	81,7	35,2	10,7	7,65	14
16	160	74	6,3	9,5	6,3	3,8	22,8	17,8	6,40	1,55	933	117	54,5	14,7	7,92	16
18	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	27,9	21,7	7,20	1,70	1444	161	81,3	19,8	8,10	18
20	200	90	7,5	11,3	7,5	4,5	33,4	26,1	8,00	1,87	2139	214	117	25,9	8,26	20
22	220	98	8,1	12,2	8,1	4,9	39,5	30,8	8,80	2,03	3055	278	163	33,3	8,34	22
24	240	106	8,7	13,1	8,7	5,2	46,1	35,9	9,59	2,18	4239	353	220	41,6	8,50	24
26	260	113	9,4	14,1	9,4	5,6	53,3	41,6	10,37	2,32	5735	441	287	50,6	8,72	26
28	280	119	10,1	15,2	10,1	6,1	61,0	47,6	11,14	2,44	7575	541	363	60,8	8,91	28
30	300	125	10,8	16,2	10,8	6,5	69,0	53,8	11,91	2,55	9785	652	449	71,9	9,07	30
32	320	131	11,5	17,3	11,5	6,9	77,7	60,6	12,68	2,67	12493	781	554	84,6	9,23	32

Figura 1.91 Taula de biguetes d'ala ampla.


Figª 41
42
3'9
P-5'9K
80
Figª 42
50
4'5
P-8'3Kg
100
Figª 43
58
5'1
P-11'1Kg
120
Figª 44
66
5'7
P-14'7Kg
140
Figª 45
74
6'3
P-17'9Kg
160
Figª 46
82
6'9
P-21'9Kg
180


Figª 50
113
14'1
9'4
P-41'9 Kg
260
Figª 49
106
13'1
8'7
P-36'2Kg
240
Figª 48
98
12'2
8'1
P-31 Kg
220
Figª 47
90
11'3
7'5
P-26'2 Kg
200


Figª 53
131
17'3
11'5
P-61 Kg
320
Figª 52
125
16'2
10'8
P-54'1 Kg
300
Figª 51
119
15'2
10'1
P-47'9 Kg
280

Los perfiles de las figuras 41 a 53 (full annexat) están tomados del *Catálogo Normal alemán* calculado bajo el **principio de conseguir el máximo de resistencia con el menor peso.**

Un cop definits els perfils existents, el promptuari ja es convertirà en la eina que faciliti els càlculs al tècnic com al principi fèiem esment. La idea fou la de simplificar-los al màxim tabulant valors i disposicions tipològiques per trobar la solució al problema plantejat.

Para evitar las operaciones, y facilitar los cálculos, hemos dispuesto la Tabla III, en la que se consigna **el peso que puede soportar cada vigueta, suponiéndola apoyada en sus extremos y con carga uniformemente repartida en toda su longitud**.

TABLA III

Cargas uniformemente repartidas soportadas por los perfiles I apoyados en los extremos haciendo trabajar el material á 10 kilogramos por m/m²

Núm. del Perfil	Distancias entre los puntos de apoyo en metros													
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
	Carga uniformemente repartida P en kilogramos													
	Ala estrecha													
1	3024	2016	1512	1209	1008	864	756	672	605	504	432	378	336	302
2	4224	2816	2112	1689	1408	1206	1056	938	845	704	603	528	469	422
4	5424	3616	2712	2169	1808	1550	1356	1205	1085	904	775	678	603	542
6	7216	4810	3608	2886	2405	2061	1804	1603	1443	1202	1031	902	802	721
8	9336	6224	4668	3734	3112	2667	2334	2074	1867	1556	1334	1167	1037	933
9	12040	8026	6020	4816	4013	3440	3010	2675	2408	2006	1720	1505	1338	1204
	Ala ancha													
1/8	1552	1035	776	621	517	443	388	345	310	259	222	194	172	155
10	2728	1819	1364	1091	909	779	682	606	546	455	390	341	303	273
12	4360	2907	2180	1744	1453	1246	1090	969	872	727	623	545	484	436
14	6536	4357	3268	2614	2179	1867	1634	1452	1307	1089	934	817	726	654
16	9360	6240	4680	3744	3120	2674	2340	2080	1872	1560	1337	1170	1040	936
18	12880	8587	6440	5152	4293	3680	3220	2862	2576	2147	1840	1610	1431	1288
20	17120	11413	8560	6848	5707	4889	4280	3804	3424	2853	2444	2140	1902	1712
22	22240	14827	11120	8896	7413	6354	5560	4942	4448	3707	3177	2780	2471	2224
24	28240	18837	14120	11296	9413	8069	7060	6276	5648	4707	4034	3530	3137	2824
26	35280	23520	17640	14112	11760	10080	8820	7840	7056	5880	5040	4410	3920	3528
28	43280	28853	21640	17312	14427	12366	10820	9618	8656	7213	6183	5410	4809	4328
30	52160	34773	26080	20864	17387	14903	13040	11591	10432	8693	7451	6520	5796	5216
32	62480	41653	31240	24992	20827	17851	15820	13884	12496	10410	8926	7810	6942	6284

Observaciones para el uso del presente cuadro

Para obtener las cargas haciendo trabajar el metal á 9, 8, 7, 6, 5 kilogramos por m/m² basta tomar respectivamente los $\frac{9}{10}$, $\frac{8}{10}$, $\frac{7}{10}$, $\frac{6}{10}$, $\frac{5}{10}$ etc. de las cargas del cuadro.

Figura 1.92 Taula de càrregues repartides suportades pels perfils corresponents.

Per a la comprovació dels resultats precedents prenem el següent cas:

Llum: L= 7 m

Perfil: Ala ampla 22

σ= 10Kg/mm^2

De la tauls de característiques dels perfils obtenim; R_x=278 cm^3 .

Aplicant l'equació de Navier σ=M/W;

$$M=\sigma \cdot W=10kg/mm^2 \cdot 278\ cm^3=2780000\ kg\cdot mm$$

Ara bé, en indicar-nos que la **càrrega és uniforme amb una disposició simplement recolzada** deduïm l'expressió del valor del moment màxim;

$$278000=\frac{ql^2}{8}$$, i per tant deduïm q=0,453Kg/mm.

En ser el valor de la L=7000 mm podem deduir el valor de la Q=3177 kg tal i com es pot verificar a la taula precedent.

La tabla IV contiene los casos principales de cargas y disposiciones que pueden presentarse en la práctica, tanto en lo que se refiere a viguetas sencillamente apoyadas como a las empotradas.

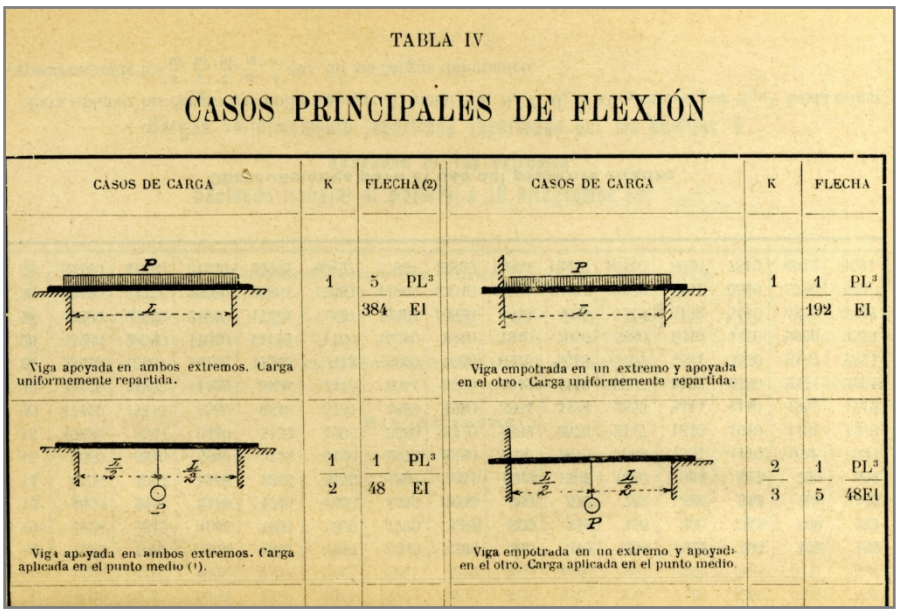
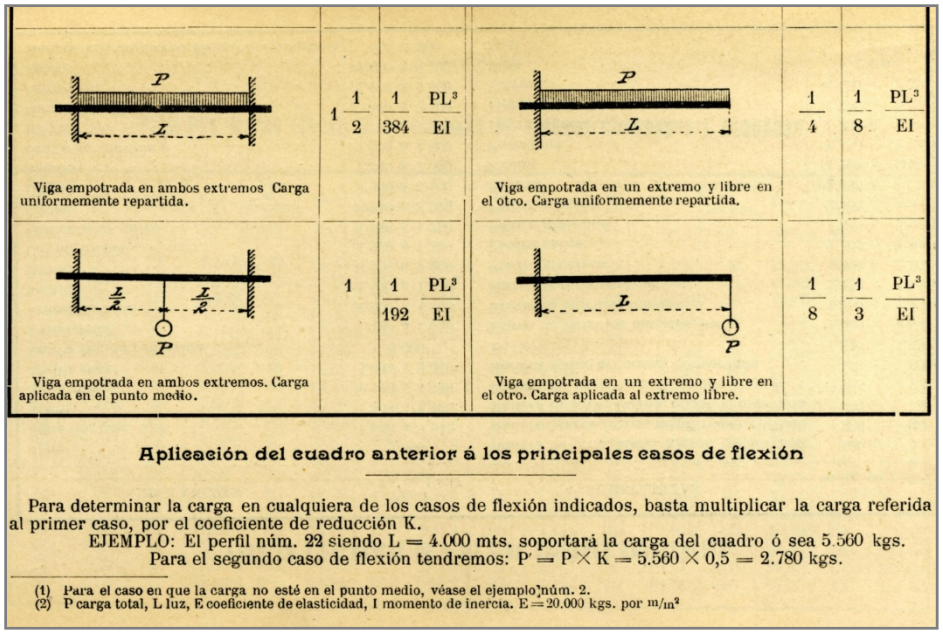


TABLA IV

CASOS PRINCIPALES DE FLEXIÓN

CASOS DE CARGA	K	FLECHA (2)	CASOS DE CARGA	K	FLECHA
Viga apoyada en ambos extremos. Carga uniformemente repartida.	1	$\frac{5}{384}\frac{PL^3}{EI}$	Viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro. Carga uniformemente repartida.	1	$\frac{1}{192}\frac{PL^3}{EI}$
Viga apoyada en ambos extremos. Carga aplicada en el punto medio (1).	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{48}\frac{PL^3}{EI}$	Viga empotrada en un extremo y apoyada en el otro. Carga aplicada en el punto medio.	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{5}\frac{PL^3}{48EI}$



Viga empotrada en ambos extremos Carga uniformemente repartida.	1	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{384}$	$\frac{PL^3}{EI}$	Viga empotrada en un extremo y libre en el otro. Carga uniformemente repartida.	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$ $\frac{PL^3}{EI}$
Viga empotrada en ambos extremos. Carga aplicada en el punto medio.	1		$\frac{1}{192}$	$\frac{PL^3}{EI}$	Viga empotrada en un extremo y libre en el otro. Carga aplicada al extremo libre.	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{3}$ $\frac{PL^3}{EI}$

Aplicación del cuadro anterior á los principales casos de flexión

Para determinar la carga en cualquiera de los casos de flexión indicados, basta multiplicar la carga referida al primer caso, por el coeficiente de reducción K.

EJEMPLO: El perfil núm. 22 siendo L = 4.000 mts. soportará la carga del cuadro ó sea 5.560 kgs.
Para el segundo caso de flexión tendremos: P' = P × K = 5.560 × 0,5 = 2.780 kgs.

(1) Para el caso en que la carga no esté en el punto medio, véase el ejemplo núm. 2.
(2) P carga total, L luz, E coeficiente de elasticidad, I momento de inercia. E = 20.000 kgs. por m/m²

Figura 1.93 Casos principals de flexió.

Al promptuari torna a sortir la idea recorrent de tot aquest BLOC I; **la unió recolzada enfront l'encastada**. Sembla una mica il·lògic que, si durant tota la bibliografia s'ha descartat aquesta última per la dificultat tant de càlcul com constructiva que com hem vist comporta, hi surti explicitada dins els promptuaris. De seguida però, se'n dóna l'explicació, que com veurem confirma tot allò vist durant aquest BLOC I;

> **Aunque las viguetas empotradas en los muros parece que deben considerarse como tales, por regla general será conveniente calcularlas como simplemente apoyadas, pues cualquiera que sea la mampostería empleada, nunca será bastante resistente para impedir la flexión.**

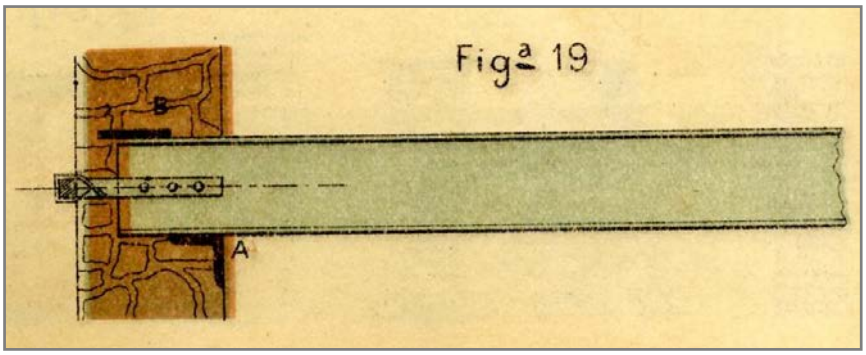


Figura 1.94 *Disposición parecida al empotramiento*

Figura 1.95 Detall unió(I). Autoria personal.

Verdadero empotramiento sólo existe en el caso de una viga continua con apoyos intermedios

Figura 1.96 Detall unió(II). Autoria personal.

Definits aquests punts es passa ja a l'estudi més acurat de les biguetes dels pisos. Dels exemples i les taules del promptuari en podrem treure nova informació extrapolable als materials i les seves característiques emprades a la realitat.

Uso de las viguetas en pisos de habitaciones

1. Cuando se trate de cubrir un espacio rectangular limitado por cuatro muros, debe escogerse para la dirección de las viguetas el lado menor de la figura, a fin de que sea más reducido el peso del hierro y por tanto menor el costo del piso.
2. El espesor de muros para apoyar viguetas, convendrá sea, cuando menos, de asta entera de ladrillo, ó su equivalente, cuando se emplee otra clase de material y que no tenga ninguna condición que lo debilite, de manera considerable.
3. La separación entre viguetas suele ser de 0,500 a 1,200 metros. Comúnmente de 0,600 a 0,800 metros, **siendo la de 0,700 metros muy corriente**. El perfil de vigueta debe adoptarse según la carga del piso. Con este objeto se ha calculado la tabla VII.

TABLA VII

PERFIL DE VIGAS I QUE DEBE ADOPTARSE PARA SUELOS DE

Número de orden	Luces — Mts.	Habitaciones ordinarias *Carga 300 K. por m.²*			Pisos de salones *Carga 400 K. por m.²*			Salas para grandes reuniones y almacenes para poco peso *Carga 500 K. por m.²*			Almacenes para mucho peso *Carga 600 K. por m.²*		
		Para una separación entre viguetas de			Para una separación entre viguetas de			Para una separación entre viguetas de			Para una separación entre viguetas de		
		0,500	*0,700*	*1,000*	*0,500*	*0,700*	*1,000*	*0,500*	*0,700*	*1,000*	*0,500*	*0,700*	*1,000*
1	2,500	n.º 1/8	n.º 1	n.º 10	n.º 1/8	n.º 10	n.º 2	n.º 10	n.º 1	n.º 2	n.º 1	n.º 2	n.º 4
2	3,000	» 10	» 1	» 2	» 10	» 2	» 4	» 1	» 2	» 14	» 2	» 4	» 6
3	3,500	» 10	» 12	» 4	» 2	» 12	» 14	» 2	» 4	» 8	» 4	» 14	» 8
4	4,000	» 1	» 12	» 14	» 2	» 14	» 8	» 4	» 6	» 9	» 14	» 8	» 9
5	4,500	» 2	» 4	» 8	» 4	» 6	» 9	» 14	» 8	» 18	» 8	» 9	» 20
6	5,000	» 4	» 6	» 16	» 14	» 8	» 18	» 8	» 9	» 20	» 9	» 20	» 22
7	5,500	» 14	» 8	» 9	» 8	» 9	» 20	» 9	» 20	» 22	» 9	» 20	» 24
8	6,000	» 6	» 9	» 20	» [illegible]	» 18	» 22	» 9	» 20	» 24	» 20	» 22	» 24
9	6,500	» 8	» 9	» 20	» 9	» 20	» 22	» 20	» 22	» 24	» 20	» 22	» 26
10	7,000	» 8	» 18	» 22	» 18	» 20	» 24	» 20	» 22	» 26	» 22	» 24	» 28

Figura 1.97 Perfilat de bigues adaptables a distints sòls.

Per a la comprovació dels resultats precedents prenem el següent cas:

Tipologia: *Piso de salones* (400 kg/m^2)

Llum: L= 6m. Separació entre biguetes: 0,7m.

σ= 10Kg/mm^2

Determinem la càrrega que suporta la biga tenint en compte l'àrea tributària.

$$q' = 400 kg/m^2 \cdot 0,7m = 280\ kg/m$$

Amb la qual cosa obtenim el valor del moment màxim que suporta la biga;

$$M = \frac{ql^2}{8} = 1260\ kg \cdot m$$

Aplicant l'equació de Navier σ=M/W obtenim;

$$W = M/\sigma = 126\ cm^3$$

Fet que ens permet anar a la taula de característiques dels perfils per obtenir **el perfil d'ala ampla nº 18**. Tot i això, el mateix promptuari suggereix *una interesante regla para calcular de una manera rápida y aproximada la vigueta necesaria*. Segons el mateix,

> Suponiendo una separación de 0,7 metres, para obtener la altura de la vigueta necesaria de una habitación ordinaria, **se multiplica la luz en metros por 3**.

En el cas anterior;

Separació entre biguetes de 0,7 metres i una llum de 6 metres correspondria un perfil 6·3=**18** tal i com prèviament havíem obtingut amb el càlculs procedents.

> 4. Convendrá dejar entre las últimas viguetas y los muros un espacio igual a la mitad de separación de las viguetas. De esta manera el piso soportará mejor los muebles y objetos pesados que suelen adosarse a las paredes de las habitaciones. Sin embargo, no se tendrá esto en cuenta cuando la distancia resulte inferior a 0,350 metros.
> 5. Debe darse a las viguetas un aumento de longitud sobre la luz, que puede variar entre 0,200 a 0,300 metros en cada extremo, a fin de

apoyarlas en el muro. Para mejor ligar entre sí los muros y la viguería, será conveniente, en muchos casos, que en una parte de las viguetas sea la entrega casi igual al espesor del muro que las soporte, siempre que éste no exceda de 0,40 metros.

Definides aquestes premisses ja s'entra de pla a l'estudi dels forjats.

Forjado de pisos

Las vigas se adaptan perfectamente a cualquiera de los sistemas de relleno de pisos empleados en las construcciones. Aunque lo más común en los edificios son las bóvedas de ladrillo con relleno de hormigón o cascajo. […].

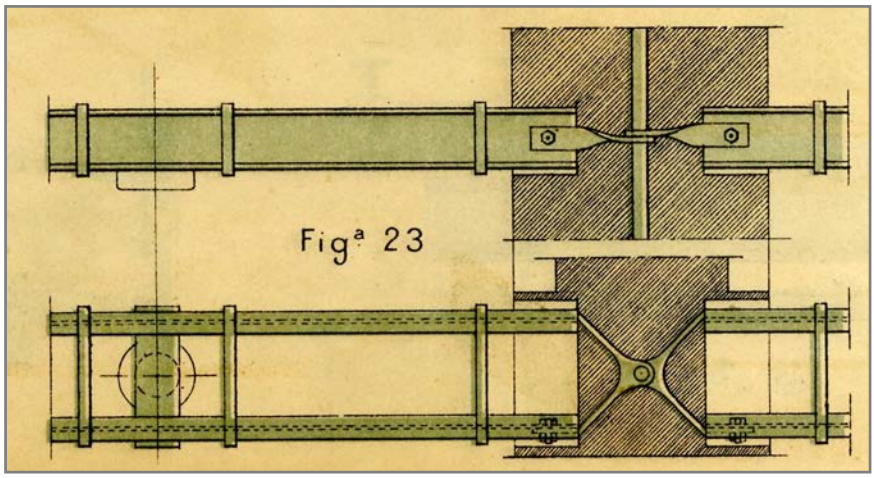


Figura 1.98 Tipologies constructives (I)

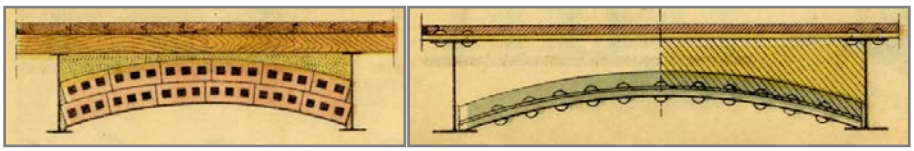


Figura 1.99 Tipologies constructives (II i III)

En las figuras se detalla la forma de sujeción de cielos rasos.

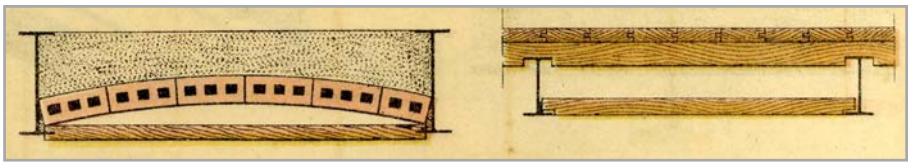


Figura 1.100 Tipologies constructives (IV). Sujecció del cels rasos.

Según el forjado que se emplee, variará la carga que habrá de tenerse en cuenta para el cálculo de las viguetas de un piso. Este podrá hacerse de la forma siguiente: Para determinar el peso del forjado se hará su cubicación, y se multiplicará por la densidad de los materiales que se empleen. A este peso se agregará el de las viguetas por metro cuadrado, y el de la sobrecarga, que se puede hallar con arreglo al objeto a que se destinen las habitaciones.

El promptuari tot seguit dona unes taules, que s'annexen a continuació, amb diversos pesos. Aquest fet, com dèiem, pot ser tret de context i per tant deduir que foren semblants o iguals als que realment es feien servir per a l'edificació.

- **Tabla 5**. Densidades de los materiales de construcción.
- **Tabla 9**. Peso del hierro por metro cuadrado de piso con varias luces y cargas.
- **Tabla 10**. Detalla los pesos por metro cuadrado de los diversos forjados que se emplean, así como los de los techos y pavimentos.
- **Tablas 11 y 12**. Indican los pesos por metro cuadrado de los tabiques y las sobrecargas en lo suelos que deben adoptarse en cada caso.

Varios casos de carga.

Para la apreciación exacta de las cargas que gravitan sobre una vigueta hay que tener en cuenta, si se trata de cargas uniformemente repartidas sobre toda la longitud de la viga, o de cargas concentradas en uno o varios puntos, o en fin, de ambas clases a la vez.

En la práctica se presentan varios casos que aparecen en las siguientes figuras;

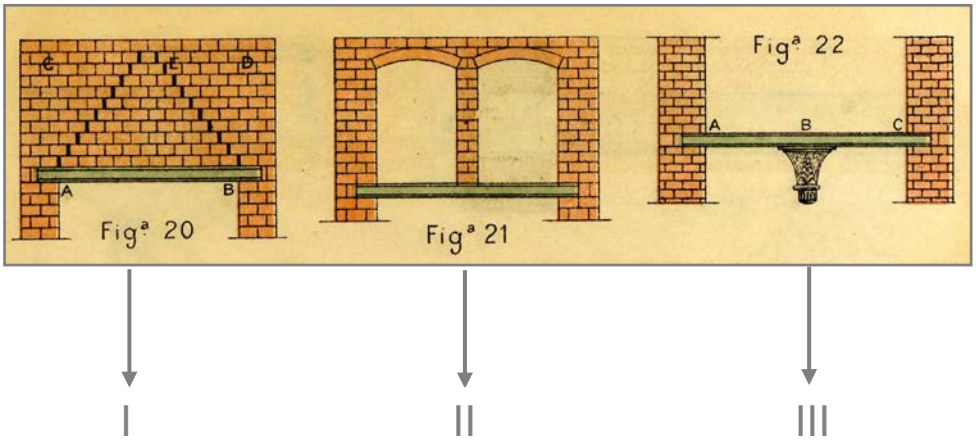


TABLA V

PESO EN KILOGRAMOS DE 1 Mt.³ DE DIVERSAS SUBSTANCIAS

SUBSTANCIAS	PESO en Kg. de 1 mt.³	SUBSTANCIAS	PESO en Kg. de 1 mt.³
Agua	1.000	Madera de pino, abeto, alerce, conservada	500 á 700
Agua del mar, á 0º	1.020 á 1.040	Madera de arce, fresno, nogal, recién cortada	850 á 950
Acero	7.500 á 8.100	Madera de arce, fresno, nogal, conservada	650 á 750
Alquitrán	1.110 á 1.130	Madera de haya, encina, recién cortada	900 á 1.100
Arcilla seca	2.000 á 2.350	Madera de haya, encina, conservada	700 á 800
Arcilla recién removida	2.600	Mortero	1.640 á 1.850
Arena seca	1.400 á 1.650	Muros de ladrillos macizos secos	1.550 á 1.650
Arena húmeda	1.600 á 1.900	Muros de ladrillos huecos	1.050 á 1.100
Asfalto	1.100 á 1.330	Muros de mampostería	2.250 á 2.450
Bronce	8 450 á 9.200	Piedra arenisca	2.000 á 2.500
Cal en trozos	1.250 á 1.800	Piedra caliza	2.400 á 2.800
Cemento en polvo	1.450 á 1.750	Piedra granítica	2.600 á 2.800
Cobre	8.600 á 8.900	Piedra mármol	2 700 á 2.800
Cristal	2.900 á 3.400	Pizarra	2.630 á 2.670
Estaño	7.300 á 7.500	Plomo	11.200 á 11.450
Grava en montón	1 500 á 1.800	Porcelana	2.150 á 2.490
Hierro	7.700 á 7.900	Tierra silícea suelta seca	1.300 á 1.400
Hierro fundido	7.000 á 7.500	Tierra silícea fuerte, seca	1.700 á 2.000
Hormigón	2.100 á 2.500	Vidrio	2.450 á 2.650
Latón	8.400 á 8.700	Yeso	1.400
Madera de pino, alerce, abeto, recién cortada	800 á 900	Zinc	7.200

TABLA IX

PESO EN KILOGRAMOS DE VIGUETAS I POR Mt.² DE PISO

Número de orden	Luces — Mts.	Habitaciones ordinarias *Carga 300 K. por m.²* — Para una separacion entre viguetas de			Pisos de salones *Carga 400 K. por m.²* — Para una separación entre viguetas de			Salas para grandes reuniones y almacenes para poco peso *Carga 500 K. por m.²* — Para una separación entre viguetas de			Almacenes para mucho peso *Carga 600 K. por m.²* — Para una separación entre viguetas de		
		0,500	*0,700*	*1,000*	*0,500*	*0,700*	*1,000*	*0,500*	*0,700*	*1,000*	*0,500*	*0,700*	*1,000*
1	2,500	11,8	14,2	8,3	11,8	11,8	12,0	16,6	14,2	12,0	20,0	17,1	14,0
2	3,000	16,6	14,2	12,0	16,6	17,1	14,0	20,0	17,1	14,7	24,0	20,0	16,0
3	3,500	16,6	15,8	14,0	24,0	15,8	14,7	24,0	20,0	18,0	28,0	21,0	18,0
4	4,000	20,0	15,8	14,7	24,0	21,0	18,0	28,0	22,8	20,0	29,4	25,7	20,0
5	4,500	24,0	20,0	18,0	28,0	22,8	20,0	29,4	25,7	21,9	36,0	28,5	26,2
6	5,000	28,0	25,5	17,9	29,4	25,7	21,9	36,0	28,5	26,2	40,0	37,4	31,0
7	5,500	29,4	25,7	20,0	36,0	28,5	26,2	40,0	37,4	31,0	40,0	37,4	36,2
8	6,000	32,0	28,5	26,2	36,0	31,2	31,0	40,0	37,4	36,2	52,4	44,2	36,2
9	6,500	36,0	28,5	26,2	40,0	37,4	31,0	52,4	44,2	36,2	52,4	44,2	41,9
10	7,000	36,0	44,2	31,0	43,8	37,4	36,2	52,4	44,2	41,9	62,0	51,7	47,9

TABLA X

PESO DE FORJADOS, GUARNECIDOS, SOLADOS, ETC., POR Mt.² DE PISO (1)

FORJADOS, GUARNECIDOS, ETC	Peso por mt.² de piso en kgs.
Forjado en suelos	
Forjado macizo de yesones, cascote ó ripio, granzas ó yeso, comprendiendo el peso del falsete y enfoscado del techo — espesor 0m,10	180
espesor 0m,15	250
espesor 0m,20	300
Forjado con canales, en las condiciones anteriores — espesor 0m,10	110
espesor 0m,15	150
espesor 0m,20	180
Forjados de botes tomados con yeso, comprendiendo el enfoscado para enrasar techo y pavimento — espesor 0m,10	136
espesor 0m,15	140
espesor 0m,20	150
Bovedilla de rasilla, de tabicado sencillo, con relleno en los riñones hasta enrasar con el trasdós de la clave	100 á 150
Bovedilla de ladrillo ordinario, rosca de 0,14 de espesor, enrasada al nivel de la clave por el trasdós	300
Bovedilla de ladrillo hueco, de 0,11 de espesor, en las condiciones anteriores	180 á 200
Planchas combadas, de palastro, de 5 á 10 milímetros de espesor	40 á 80

FORJADOS, GUARNECIDOS, ETC.	Peso por mt.² de piso en kgs.
Techos	
Casetones y molduras — Pequeños.	40
Grandes.	80
Guarnecidos y maestrados, techos enlistonados	48
Guarnecidos y maestrados, techos encañados	39
Blanqueo y yeso fino tendido con llana	3
Pavimentos	
Tierra para el asiento de baldosa ordinaria	32
Pavimento de yeso — espesor 0m,025	35
espesor 0m,050	70
Solado de mármol blanco y negro	68
Id. de pizarra y alabastro	46
Id. de mosáico de baldosin Nolla	28
Id. de baldosin de Ariza	26
Id. de baldosa ordinaria	22
Id. de azulejos	24
Empedrado con cuña	300
Id. con morrillo	150
Entarimados. Tabla de pino	13
Id. de encina	18
Rastreles de pino	6

(1) Marvá

TABLA XI

Peso de los tabiques de distribución por m.² de tabique

DESIGNACIÓN	Peso por m.²
Tabique de ladrillos huecos, de 8 cms. de espesor	90
Tabiques entramados, forjados con yesones y yeso de 8 cms. de espesor	100
Tabiques sencillos, de ladrillo macizo, con entramado ó sin él, de 8 cms. guarnecidos por los dos paramentos	145
Tabique de ladrillos huecos, tomados con yeso, de 12 cms. de espesor	145
Tabicones de 12 cms. de espesor, de yesones tomados con yeso	145
Tabicones de 15 cms. de espesor	200
Tabicones de ladrillos huecos, tomados con yeso de 16 cms. de espesor	200

TABLA XII

Peso en kgs. por m.² de la sobrecarga en los suelos

DESIGNACIÓN	Sobrecarga
Habitaciones de pisos con poca carga	80
Id. ordinarias	100
Pisos de salones, oficinas, etc.	200
Salas para grandes reuniones	300
Almacenes	400 á 500

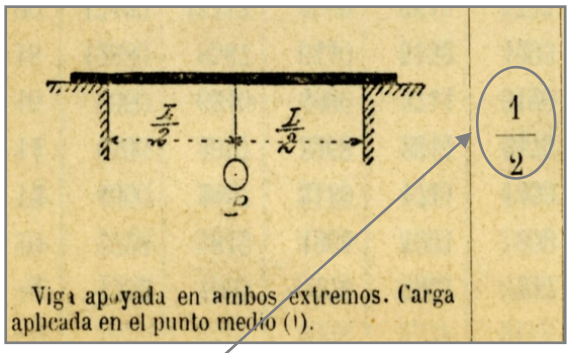
NOTA

Para los almacenes de materias pesadas y en general para los casos en que la sobrecarga no pueda fijarse con mucha exactitud *á priori*, será conveniente determinar directamente dicha sobrecarga, teniendo en cuenta la densidad de las materias que se vayan á cargar sobre los suelos.

I ⟶ Biga AB que suporta un bloc de maçoneria.

II ⟶ Biga sotmesa a una càrrega puntual P al centre de la mateixa. La mostra que el promptuari presenta com a resolució és la següent:

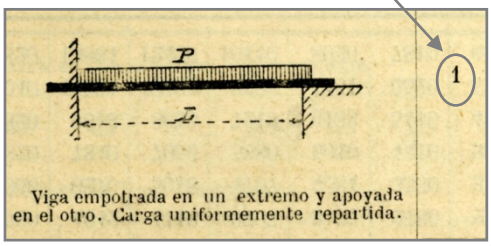
Partint de la taula genèrica vista prèviament, es poden anar deduït els valors per a les distintes tipologies segons el mateix promptuari ens mostra:

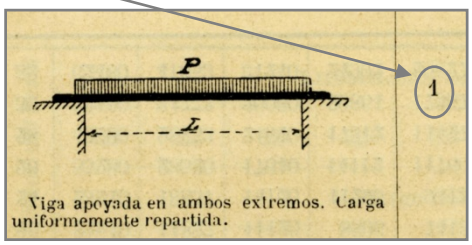


Que podrá soportar la viga en el centro una carga mitad que la que soportaría la misma viga si la repetida carga estuviese uniformemente repartida en toda su longitud. (K=1/2)

III ⟶ Cas d'un frontal amb una columna al centre carregat uniformement a tota la seva longitud. En aquest cas es proposa com a resultat el que segueix;

Podríamos considerar que en B hay empotramiento, correspondiendo al caso de una viga apoyada en un extremo y empotrada en el otro. Como el coeficiente K=1, el caso de que tratamos se reduce al primero de la tabla, o sea viga apoyada en ambos extremos con carga uniformemente repartida.





Per finalitzar els exemples de disposicions constructives en varis casos de càrrega es mostra *una disposición especial, en la cual pueden emplearse las vigas constituyendo ménsulas*.

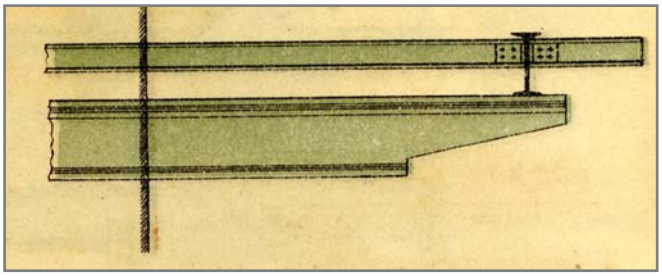
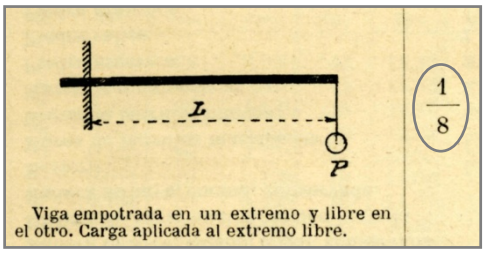


Figura 1.101 Viga constituyendo ménsula

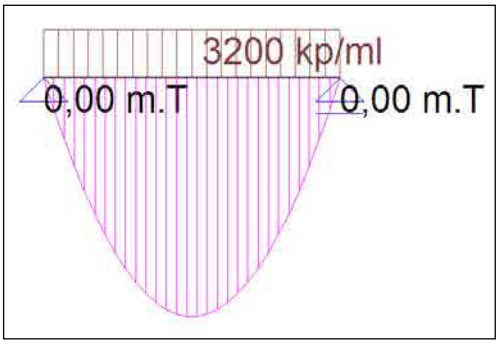
Tot seguit s'hi proposa un exemple;

> Suponiendo que actúa una carga P en B de 1000 kilogramos, si la distancia AB de la tabla IV es de 2,5 metros, aplicando el coeficiente reductor K del caso de octavo de flexión, viga empotrada en un extremo y cargada en el otro libre, deberemos buscar una viga que pueda soportar, apoyada en los dos extremos, una carga uniforme ocho veces mayor; 8000 kilogramos, y como la tabla I es para 10 kilogramos por m/m^2 y no queremos trabajar el material a más de 6 kilogramos, por ejemplo, buscaremos una viga que pueda soportar 8000/0,6=13.333 kilogramos. Elegiremos el **perfil numero 24**.

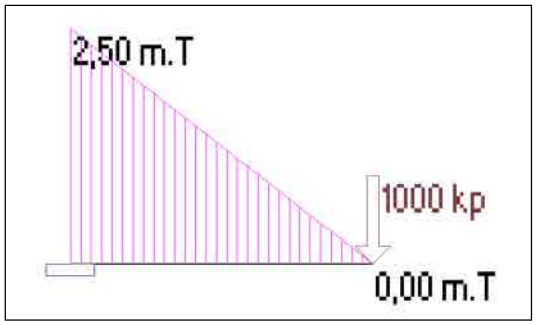


La resolució del problema pot dur a terme alguna confusió ja que en referir-se a *una carga uniforme ocho veces mayor; 8000 kilogramos*, l'autor vol indicar 8000 kilograms/2,5 metres, és a dir l'efecte que tindria la càrrega total (majorada per 8) però repartida per la pròpia biga. Aquest fet ha representat alguna confusió en els càlculs en primera aproximació.

Un cop solucionat ja és qüestió de calcular la biga recolzada amb aquesta càrrega concreta uniformement repartida.



Així doncs, determinem la càrrega que suporta la biga i el moment a la qual estarà sotmesa per, *a posteriori*, aplicar l'equació de Navier;



q=8000 kg/2,5 m= 3200 kg/m;

$$M = \frac{ql^2}{8} = 2500\ kg \cdot m.$$

W= 2500 kg·m/(6 kg/mm^2)=416 cm^3 .

Fet que ens permet anar a la taula de característiques dels perfils per obtenir **el perfil d'ala ampla nº 24**.

Tenint present una formulació més actual també podem verificar la validesa dels resultat obtinguts. El càlcul del moment flector permet, a través de l'equació de Navier, calcular el perfil sol·licitat;

M=1000 kg· 2,5m=2500 kg·m ; W=M/σ=416 cm^3

I així obtenir **el perfil 24**.

Per concloure les diverses tipologies vistes fins ara, el promptuari acaba amb un interessat apartat dedicat a les formes especials. La seva menció fa pensar que es devien aplicar a solucions diverses.

Casos y disposiciones especiales.

En los pisos construidos con viguetas **no hay que preocuparse del peligro de incendio** que se presenta al establecer chimeneas, etc., **ya que el hierro es incombustible.**

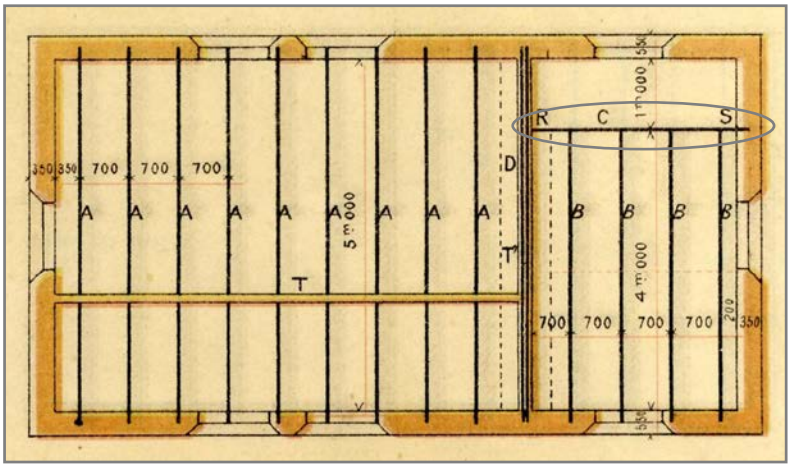


Figura 1.102 Esquema de la disposició de les bigues d'un habitatge.

> Para dejar paso a estos conductos pueden disponerse las vigas embrochaladas. Lo mismo puede hacerse para el paso de una escalera, ascensor, etc.

Ha sobtat molt el tractament del ferro com a element incombustible. De fet aquesta idea és bastant recurrent en el promptuari així com en algun altre material de l'època. El mateix manual proposa;

> Llamamos a estos **edificios incombustibles**, porque aunque en realidad un incendio violento puede destruirlos, como los destruye un terremoto ú otro fenómeno extraordinario, ofrecen, dentro de las condiciones generales, **elementos de resistencia para clasificarlos así**, en contraposición de la madera, que por su propia índole es esencialmente combustible.

Tot i que la sentencia del promptuari no ens deixa molt satisfets s'arriba a la conclusió que es podria entendre per distintes causes; bé perquè es compara amb la fusta, bé perquè com l'ús del material fèrric encara no ha estat molt generalitzat no hi han hagut suficients esdeveniments que hagin tingut el foc com element característic. Així doncs no es podien treure les conclusions que *a posteriori* es trauran tot i considerant l'element foc com un dels potencialment més perillosos pels elements metàl·lics.

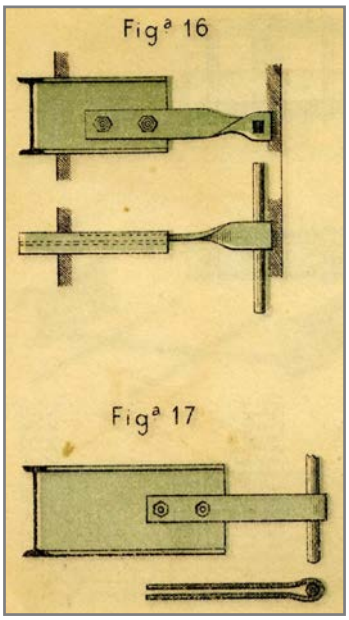


Figura 1.104 Bigues d'ancoratge (II)

Cuando las paredes maestras del edificio en que se ha de colocar un piso están a bastante distancia o son de poco espesor, convendrá disponer en algunas de las vigas anclajes tal y como se muestran en las figuras 1.103 i 1.104.

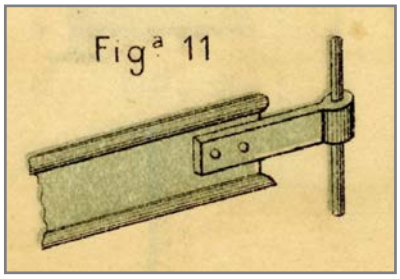


Figura 1.103 Bigues d'ancoratge (I)

En el cas concret de la figura 1.103 la solució que es proposa al promptuari és *agujereando sólo la viga y atravesándola un pasador de 20 m/m de diámetro y 0,200 a 0,300 metros de longitud*.

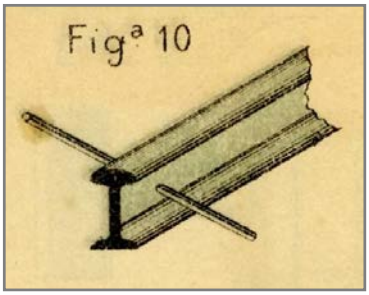


Figura 1.106 Bigues d'ancoratge (III)

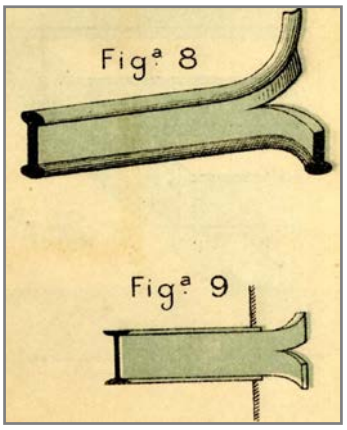


Figura 1.105 Bigues d'ancoratge (IV)

También pueden abrirse el alma de la viga en la forma indicada en las figuras.

Estos anclajes siempre son convenientes para arriostrar muros entre sí y con la viguería, dando mayor solidez al conjunto.

No deixa de sorprendre que al final de l'apartat corresponent que ens abasta, el promptuari afirma que cal facilitar *las verdaderas condiciones de trabajo de las viguetas* amb la qual cosa remet el lector a la taula 1.90 que tot seguit s'inclou per tal de *verificar las flechas en el centro para una luz y perfil dados* (amb un coeficient de treball de 8 kilograms).

TABLA VIII

FLECHAS EN MILIMETROS DE LAS VIGAS I PARA SUELOS, DE LA TABLA VII

Número de orden	Luces — Mts.	Habitaciones ordinarias Carga 300 K. por m.²			Pisos de salones Carga 400 K. por m.²			Salas para grandes reuniones y almacenes para poco peso Carga 500 K. por m.²			Almacenes para mucho peso Carga 600 K. por m.²		
		Para una separación entre viguetas de			Para una separación entre viguetas de			Para una separación entre viguetas de			Para una separación entre viguetas de		
		0,500	0,700	1,000	0,500	0,700	1,000	0,500	0,700	1,000	0,500	0,700	1,000
1	2,500	6,4	5,1	5,1	6,4	5,1	4,3	5,1	5,1	4,3	5,1	4,3	3,7
2	3,000	7,4	7,4	6,2	7,4	6,2	5,3	7,4	6,2	5,3	6,2	5,3	4,6
3	3,500	10,1	8,5	7,2	8,4	8,4	7,2	8,4	7,2	5,6	7,2	7,2	5,6
4	4,000	13,2	11,0	9,5	8,4	9,7	7,3	9,7	8,3	6,6	9,7	7,3	6,6
5	4,500	14,0	12,0	9,3	12,0	10,5	8,4	12,0	9,3	9,3	9,3	8,4	8,4
6	5,000	14,8	12,9	12,9	14,8	11,5	11,5	11,1	10,3	10,3	10,3	10,3	9,4
7	5,500	17,9	13,9	12,5	13,9	12,5	12,5	12,5	12,5	11,4	12,5	12,5	10,4
8	6,000	18,6	14,9	14,9	16,6	16,6	13,5	14,9	14,9	12,4	14,9	13,5	12,4
9	6,500	19,4	17,5	17,6	17,5	17,5	15,9	17,5	15,8	14,6	17,5	15,9	13,4
10	7,000	22,5	22,5	18,4	22,5	20,3	16,9	20,3	18,4	15,6	18,4	16,9	14,5

Figura 1.107 Taula pel càlcul de les fletxes.

Tot i això en cap cas es mencionen criteris ni resistents ni de deformació. Es suposa, per tant, que caldria anar a un llibre de resistència de materials per tal de verificar, per exemple, el valor de la fletxa tot i comparant-la amb la llum.

Hierros en U

En algunos casos las viguetas de que se ha venido hablando se sustituyen por *hierros en U*, que permiten acoplarlos con más facilidad que las viguetas para **formar otra de mayor resistencia con la misma altura.** (S'annexen algunes taules extretes del propi promptuari).

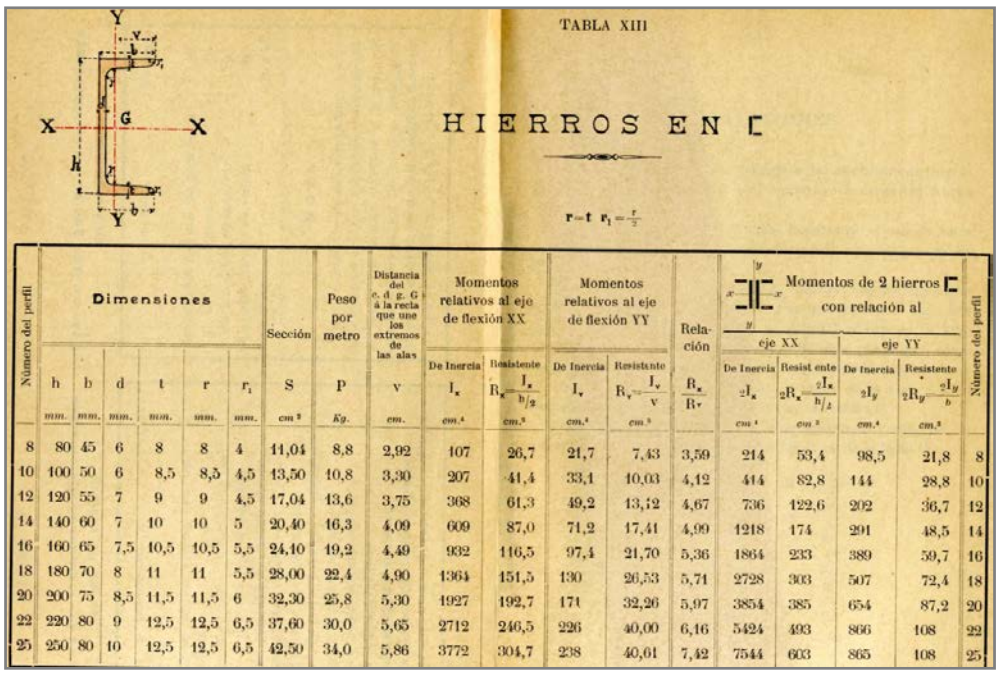


TABLA XIII

HIERROS EN [

$r = t \quad r_1 = \frac{r}{2}$

Número del perfil	Dimensiones h (mm.)	b (mm.)	d (mm.)	t (mm.)	r (mm.)	r_1 (mm.)	Sección S (cm²)	Peso por metro P (Kg.)	Distancia del c. d g. G á la recta que une los extremos de las alas v (cm.)	Momentos relativos al eje de flexión XX: De Inercia I_x (cm.⁴)	Resistente $R_x = \frac{I_x}{h/2}$ (cm.³)	Momentos relativos al eje de flexión YY: De Inercia I_y (cm.⁴)	Resistente $R_y = \frac{I_y}{v}$ (cm.³)	Relación $\frac{R_x}{R_y}$	Momentos de 2 hierros [con relación al eje XX: De Inercia $2I_x$ (cm.⁴)	Resistente $2R_x = \frac{2I_x}{h/2}$ (cm.³)	eje YY: De Inercia $2I_y$ (cm.⁴)	Resistente $2R_y = \frac{2I_y}{b}$ (cm.³)	Número del perfil
8	80	45	6	8	8	4	11,04	8,8	2,92	107	26,7	21,7	7,43	3,59	214	53,4	98,5	21,8	8
10	100	50	6	8,5	8,5	4,5	13,50	10,8	3,30	207	41,4	33,1	10,03	4,12	414	82,8	144	28,8	10
12	120	55	7	9	9	4,5	17,04	13,6	3,75	368	61,3	49,2	13,12	4,67	736	122,6	202	36,7	12
14	140	60	7	10	10	5	20,40	16,3	4,09	609	87,0	71,2	17,41	4,99	1218	174	291	48,5	14
16	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,10	19,2	4,49	932	116,5	97,4	21,70	5,36	1864	233	389	59,7	16
18	180	70	8	11	11	5,5	28,00	22,4	4,90	1364	151,5	130	26,53	5,71	2728	303	507	72,4	18
20	200	75	8,5	11,5	11,5	6	32,30	25,8	5,30	1927	192,7	171	32,26	5,97	3854	385	654	87,2	20
22	220	80	9	12,5	12,5	6,5	37,60	30,0	5,65	2712	246,5	226	40,00	6,16	5424	493	866	108	22
25	250	80	10	12,5	12,5	6,5	42,50	34,0	5,86	3772	304,7	238	40,61	7,42	7544	603	865	108	25

Figura 1.108 Característiques dels ferros en U

Columnas

Como complemento de los datos anteriores damos a continuación unas tablas de secciones y resistencias de columnas de viguetas, armadas con U y planos anchos y fundidas a que puede recurrirse cuando se desee establecer en una **construcción apoyos aislados**. Debemos hacer notar que de la **acertada distribución** y estudio de estos apoyos depende muchas veces la **economía en el empleo del acero**, **puesto que en muchos casos será más ventajoso disminuir la distancia entre apoyos de una vigueta para una carga dada, que aumentar su perfil, aún teniendo en cuenta el aumento de peso que representa la**

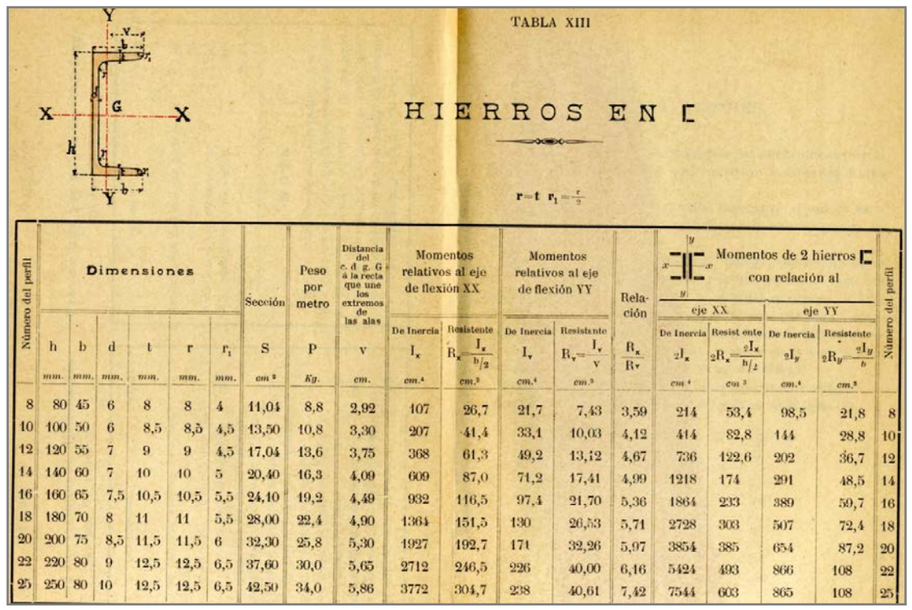
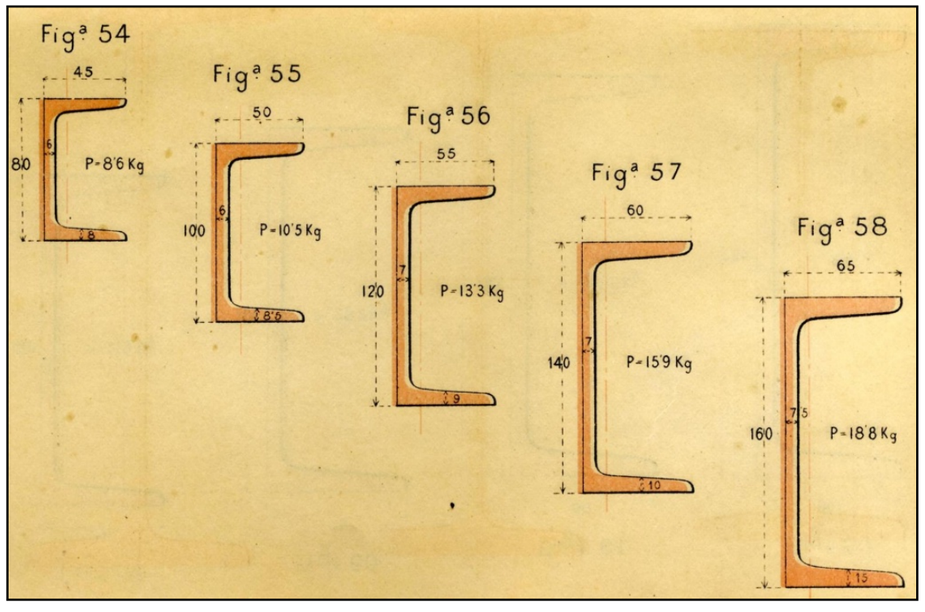


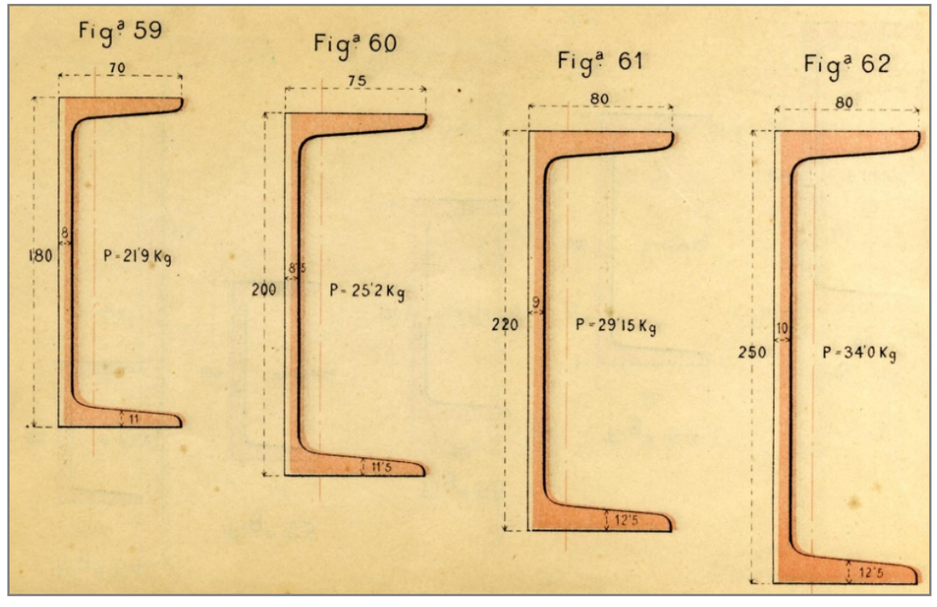
TABLA XIII

HIERROS EN [

$r = t \quad r_1 = \frac{r}{2}$

Número del perfil	Dimensiones h (mm.)	b (mm.)	d (mm.)	t (mm.)	r (mm.)	r_1 (mm.)	Sección S (cm^2)	Peso por metro P (Kg.)	Distancia del c. d. g. G á la recta que une los extremos de las alas v (cm.)	Momentos relativos al eje de flexión XX: De Inercia I_x (cm^4)	Resistente $R_x = \frac{I_x}{h/2}$ (cm^3)	Momentos relativos al eje de flexión YY: De Inercia I_y (cm^4)	Resistente $R_y = \frac{I_y}{v}$ (cm^3)	Relación $\frac{R_x}{R_y}$	Momentos de 2 hierros [con relación al eje XX: De Inercia $2I_x$ (cm^4)	Resistente $2R_x = \frac{2I_x}{h/2}$ (cm^3)	eje YY: De Inercia $2I_y$ (cm^4)	Resistente $2R_y = \frac{2I_y}{b}$ (cm^3)	Número del perfil
8	80	45	6	8	8	4	11,04	8,8	2,92	107	26,7	21,7	7,43	3,59	214	53,4	98,5	21,8	8
10	100	50	6	8,5	8,5	4,5	13,50	10,8	3,30	207	41,4	33,1	10,03	4,12	414	82,8	144	28,8	10
12	120	55	7	9	9	4,5	17,04	13,6	3,75	368	61,3	49,2	13,12	4,67	736	122,6	202	36,7	12
14	140	60	7	10	10	5	20,40	16,3	4,09	609	87,0	71,2	17,41	4,99	1218	174	291	48,5	14
16	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,10	19,2	4,49	932	116,5	97,4	21,70	5,36	1864	233	389	59,7	16
18	180	70	8	11	11	5,5	28,00	22,4	4,90	1364	151,5	130	26,53	5,71	2728	303	507	72,4	18
20	200	75	8,5	11,5	11,5	6	32,30	25,8	5,30	1927	192,7	171	32,26	5,97	3854	385	654	87,2	20
22	220	80	9	12,5	12,5	6,5	37,60	30,0	5,65	2712	246,5	226	40,00	6,16	5424	493	866	108	22
25	250	80	10	12,5	12,5	6,5	42,50	34,0	5,86	3772	304,7	238	40,61	7,42	7544	603	865	108	25





columna que se introduce. Basta para hacerse cargo de lo que hemos apuntado, la consideración que la **rigidez de una viga es proporcional a su momento de inercia e inversamente proporcional a la cuarta potencia de la luz**.

TABLA VI

PESO POR METRO LINEAL EN KILOGRAMOS DE HIERROS CUADRADOS Y REDONDOS

Lado del cuadrado — Mm.	Peso — Kgs.	Lado del cuadrado — Mm.	Peso — Kgs.	Lado del cuadrado — Mm.	Peso — Kgs.	Lado del cuadrado — Mm.	Peso — Kgs.	Diámetro del redondo — Mm.	Peso — Kgs.	Diámetro del redondo — Mm.	Peso — Kgs.	Diámetro del redondo — Mm.	Peso — Kgs.	Diámetro del redondo — Mm.	Peso Kgs.
5	0,195	24	4,481	43	14,39	110	93,14	5	0,153	24	3,520	43	11,30	110	73,90
6	0,280	25	4,863	44	14,90	115	102,9	6	0,220	25	3,819	44	11,83	115	80,84
7	0,381	26	5,259	45	15,75	120	112,0	7	0,299	26	4,131	45	12,37	120	88,01
8	0,498	27	5,672	46	16,46	125	121,6	8	0,391	27	4,455	46	12,93	125	95,40
9	0,630	28	6,100	47	17,19	130	131,5	9	0,495	28	4,791	47	13,50	130	103,38
10	0,778	29	6,543	48	17,93	135	141,8	10	0,611	29	5,139	48	14,08	135	111,40
11	0,931	30	7,002	49	18,68	140	152,5	11	0,739	30	5,499	49	14,67	140	119,80
12	1,120	31	7,477	50	19,45	145	163,6	12	0,880	31	5,872	50	15,28	145	128,50
13	1,315	32	7,967	55	23,28	150	175,1	13	1,033	32	6,257	55	18,48	150	137,50
14	1,525	33	8,382	60	28,01	155	186,9	14	1,198	33	6,654	60	22,00	155	146,80
15	1,751	34	8,994	65	32,87	160	199,2	15	1,375	34	7,064	65	25,82	160	156,40
16	1,992	35	9,531	70	38,12	165	209,6	16	1,564	35	7,485	70	29,94	165	166,40
17	2,248	36	10,08	75	43,76	170	224,8	17	1,766	36	7,919	75	34,37	170	176,60
18	2,521	37	10,65	80	49,79	175	238,3	18	1,980	37	8,365	80	39,11	175	187,10
19	2,809	38	11,23	85	56,21	180	252,1	19	2,206	38	8,823	85	44,15	180	198,00
20	3,112	39	11,93	90	63,02	185	266,3	20	2,444	39	9,294	90	49,49	185	209,10
21	3,422	40	12,45	95	70,21	190	280,9	21	2,665	40	9,776	95	55,15	190	220,60
22	3,726	41	13,08	100	77,80	195	295,9	22	2,957	41	10,27	100	61,10	195	232,30
23	4,116	42	13,69	105	85,55	200	311,2	23	3,232	42	10,78	105	67,37	200	244,30

Figura 1.109 Taula de pes per metre lineal de ferros quadrats i rodons.

Per tal de clarificar la metodologia emprada i, a mode de resum, se'ns proposen un exemples que tot seguit formulem. Val a dir que per a la seva resolució s'ha seguit el mateix procediment - guia formulat al promptuari

Determinación del perfil de la vigueta que se emplearía en un caso corriente según se muestra.

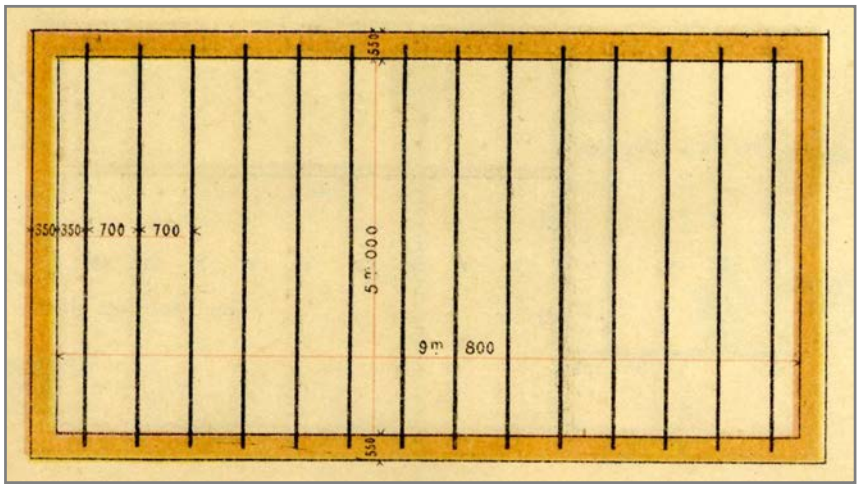


Figura 1.110 Distribució en planta de la secció d'estudi.

Tipologia: *Piso de salones* (400 kg/mm^2)

Llum: L= 5m. Separación entre viguetas: 0,7m. σ= 8 Kg/mm^2

Forjat: *bovedilla de rasilla de tabicado sencillo. Techo enlistonado con blanqueo. Pavimento de tabla de pino con rastreles.*

Prèviament avaluem les càrregues i sobrecàrregues; valors tabulats. Seria el que avui en la normativa esdevindrien les **Accions en l'edificació.**

Cargas. Peso propio de las viguetas

PESO EN KILOGRAMOS DE VIGUETAS I POR Mt.² DE PISO

Número de orden	Luces — Mts.	Habitaciones ordinarias *Carga 300 K. por m.²* Para una separacion entre viguetas de			Pisos de salones *Carga 400 K. por m.²* Para una separación entre viguetas de			Salas para grandes reuniones y almacenes para poco peso *Carga 500 K. por m.²* Para una separación entre viguetas de			Almacenes para mucho peso *Carga 600 K. por m.²* Para una separación entre viguetas de		
		0,500	*0,700*	*1,000*	*0,500*	*0,700*	*1,000*	*0,500*	*0,700*	*1,000*	*0,500*	*0,700*	*1,000*
1	2,500	11,8	14,2	8,3	11,8	11,8	12,0	16,6	14,2	12,0	20,0	17,1	14,0
2	3,000	16,6	14,2	12,0	16,6	17,1	14,0	20,0	17,1	14,7	24,0	20,0	16,0
3	3,500	16,6	15,8	14,0	24,0	15,8	14,7	24,0	20,0	18,0	28,0	21,0	18,0
4	4,000	20,0	15,8	14,7	24,0	21,0	18,0	28,0	22,8	20,0	29,4	25,7	20,0
5	4,500	24,0	20,0	18,0	28,0	22,8	20,0	29,4	25,7	21,9	36,0	28,5	26,2
6	5,000	28,0	25,5	17,9	29,4	25,7	21,9	36,0	28,5	26,2	40,0	37,4	31,0
7	5,500	29,4	25,7	20,0	36,0	28,5	26,2	40,0	37,4	31,0	40,0	37,4	36,2
8	6,000	32,0	28,5	26,2	36,0	31,2	31,0	40,0	37,4	36,2	52,4	44,2	36,2
9	6,500	36,0	28,5	26,2	40,0	37,4	31,0	52,4	44,2	36,2	52,4	44,2	41,9
10	7,000	36,0	44,2	31,0	43,8	37,4	36,2	52,4	44,2	41,9	62,0	51,7	47,9

Figura 1.111 Pes propi de les biguetes.

Forjado de bovedilla de rasilla de tabicado sencillo, techo enlistonado con blanqueo i pavimento de tabla de pino con rastreles

PESO DE FORJADOS, GUARNECIDOS, SOLADOS, ETC., POR Mt.² DE PISO (1)

FORJADOS, GUARNECIDOS, ETC	Peso por mt.² de piso en kgs.
Forjado en suelos	
Forjado macizo de yesones, cascote ó ripio, granzas ó yeso, comprendiendo el peso del falsete y enfoscado del techo	0m,10 espesor 180; 0m,15 espesor 250; 0m,20 espesor 300
Forjado con canales, en las condiciones anteriores	0m,10 espesor 110; 0m,15 espesor 150; 0m,20 espesor 180
Forjados de botes tomados con yeso, comprendiendo el enfoscado para enrasar techo y pavimento	0m,10 espesor 136; 0m,15 espesor 140; 0m,20 espesor 150
Bovedilla de rasilla, de tabicado sencillo, con relleno en los riñones hasta enrasar con el trasdós de la clave	100 á 150
Bovedilla de ladrillo ordinario, rosca de 0,14 de espesor, enrasada al nivel de la clave por el trasdós	300
Bovedilla de ladrillo hueco, de 0,11 de espesor, en las condiciones anteriores	180 á 200
Planchas combadas, de palastro, de 5 á 10 milímetros de espesor	40 á 80

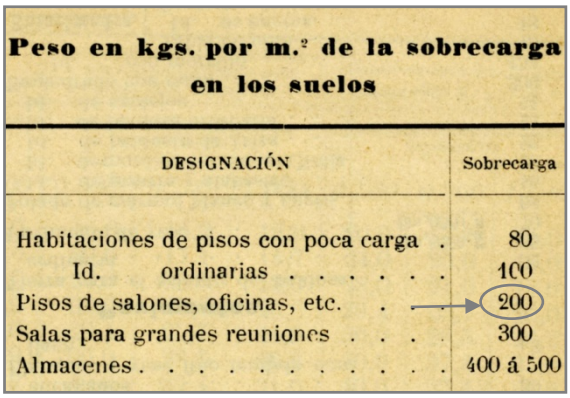
FORJADOS, GUARNECIDOS, ETC.	Peso por mt.² de piso en kgs.
Techos	
Casetones y molduras	Pequeños. 40; Grandes. 80
Guarnecidos y maestrados, techos enlistonados	48
Guarnecidos y maestrados, techos encañados	39
Blanqueo y yeso fino tendido con llana	3
Pavimentos	
Tierra para el asiento de baldosa ordinaria	32
Pavimento de yeso	0m,025 espesor 35; 0m,050 espesor 70
Solado de mármol blanco y negro	68
Id. de pizarra y alabastro	46
Id. de mosáico de baldosin Nolla	28
Id. de baldosin de Ariza	26
Id. de baldosa ordinaria	22
Id. de azulejos	24
Empedrado con cuña	300
Id. con morrillo	150
Entarimados. Tabla de pino	13
Entarimados. Id. de encina	18
Entarimados. Rastreles de pino	6

Figura 1.112 Pes propi diversos elements.

Per tant, obtenim el següents valors:

Cargas	Kg/m^2
Peso propio de la viguetas	25,7
Forjado de bovedilla de rasilla de tabicado sencillo	120
Techo enlistonado con blanqueo	48+3
Pavimento de tabla de pino con rastreles	13+6
TOTAL= 215,7 kg/m^2	

Sobrecargas. De la tabla de la sobrecarga en los suelos obtenemos el valor correspondiente:



Peso en kgs. por m.² de la sobrecarga en los suelos

DESIGNACIÓN	Sobrecarga
Habitaciones de pisos con poca carga .	80
Id. ordinarias	100
Pisos de salones, oficinas, etc. . .	200
Salas para grandes reuniones	300
Almacenes	400 á 500

Figura 1.113 Valors de la sobrecàrregues.

Sobrecarga	Kg/m^2
Piso de salones	200
TOTAL= 200 kg/m^2	

Amb la qual cosa obtenim el valor de la càrrega total :

Carga + Sobrecarga	Kg/m^2
TOTAL= 415,7 kg/m^2	

La carga por metro lineal será p= 415,7·0,7= 290,9 kilogramos y sobre la longitud de la vigueta de P= 290,9·5= 1454,5 kilogramos.

Si el coeficiente de trabajo es de 8 Kg/mm^2 y teniendo presente que el de las tablas es 10 Kg/mm^2, el valor que habremos de buscar en las mismas será de 1454,5/0,8=1818 kg obteniendo por tanto;

Cargas uniformemente repartidas soportadas por los perfiles I apoyados en los extremos haciendo trabajar el material á 10 kilogramos por m/m^2

Núm. del Perfil	Distancias entre los puntos de apoyo en metros													
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
	Carga uniformemente repartida P en kilogramos													
	Ala estrecha													
1	3024	2016	1512	1209	1008	864	756	672	605	504	432	378	336	302
2	4224	2816	2112	1689	1408	1206	1056	938	845	704	603	528	469	422
4	5424	3616	2712	2169	1808	1550	1356	1205	1085	904	775	678	603	542
6	7216	4810	3608	2886	2405	2061	1804	1603	1443	1202	1031	902	802	721
8	9336	6224	4668	3734	3112	2667	2334	2074	1867	1556	1334	1167	1037	933
9	12040	8026	6020	4816	4013	3440	3010	2675	2408	2006	1720	1505	1338	1204

Figura 1.114 Taula de les càrregues uniformes que poden suportar els perfils**.**

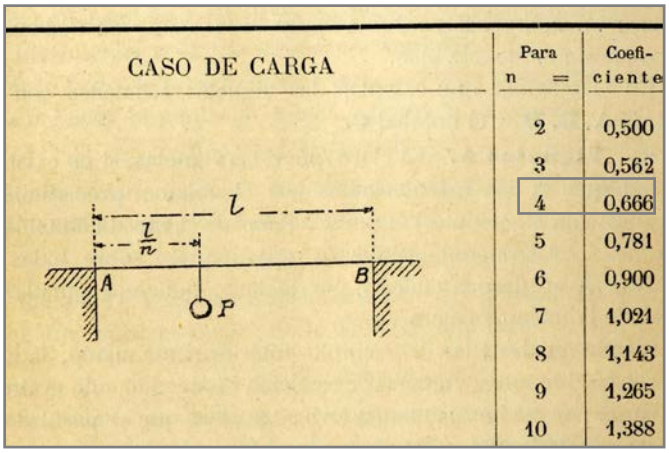
Amb la qual cosa obtenim que **el perfil a emprar ha de ser 8**.

Un cop analitzat el cas general, el promptuari es planteja l'estudi de la bigueta recolzada als extrems amb la càrrega col·locada en un punt genèric de la seva longitud.

Novament se'ns mostra la solució tabulada. En aquest cas,

Nos da el valor del coeficiente por el cual hay que multiplicar la que puede soportar una vigueta apoyada en sus extremos y cargada uniformemente para obtenerla en el caso de una biga apoyada en sus extremos y sometida a un peso concentrado en un punto cualquiera de su longitud.

Aquesta solució es planteja dins el mateix promptuari per a poder resoldre *pisos con embrochalados*.



CASO DE CARGA

Para n =	Coeficiente
2	0,500
3	0,562
4	0,666
5	0,781
6	0,900
7	1,021
8	1,143
9	1,265
10	1,388

Figura 1.115 Biga recolzada sotmesa a una càrrega en un punt de la mateixa.

Llum: L= 4m.

Perfil Biga: I 12 (ala ampla). σ= 10 Kg/mm^2

Càrrega situada a 1 metre del recolzament esquerra

De la figura precedent deduïm que, per una biga I 12 i llum de 4 metres la càrrega pren el valor q= 1090 kg/mm^2.

Previamente hallamos el coeficiente de reducción.

$\frac{l}{n} = 1 \rightarrow n = 4$; Obteniendo un coeficiente de 0,666.

Multiplicando esta carga por el coeficiente de reducción hallado, tendremos, que la carga que puede soportar dicha vigueta en el caso de que se trata, de una peso concentrado, es de

q'=1090·0,66=725,9 kilogramos.

Verificant la validesa del mètode podem plantejar de nou el càlcul de la càrrega amb les mateixes condicions (I 12, llum=4metres i σ= 10Kg/mm^2).

Aplicant l'equació de Navier σ=M/W obtenim;

M=σ·W=545 kg·m.

Busquem ara la distribució corresponent a la sol·licitud demanada (a=1, b=3) que provoqui el mateix moment màxim;

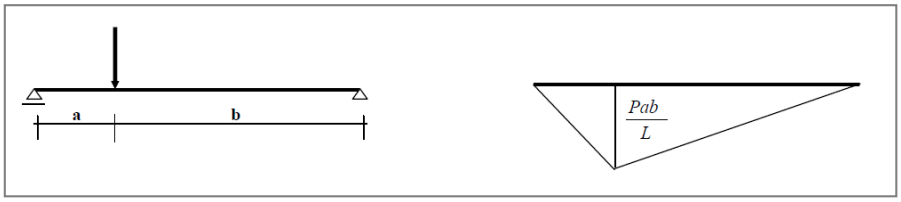


Figura 1.116 Formulari per a la determinació del moment màxim.

$$M = \frac{P \cdot a \cdot b}{L} \rightarrow P = 726kg$$

Fet que, novament confirma la validesa plantejada dins el propi promptuari.

El darrer exemple presentat al promptuari és referit *al cálculo de un piso cuando cargan sobre él tabiques de distribución, y además, se presenta el caso de tener que establecer un embrochalado*.

Quedant tot reflectit segons la figura annexada, el problema consistirà en el càlcul de les biguetes A, B i D; així com el jou[109] C.

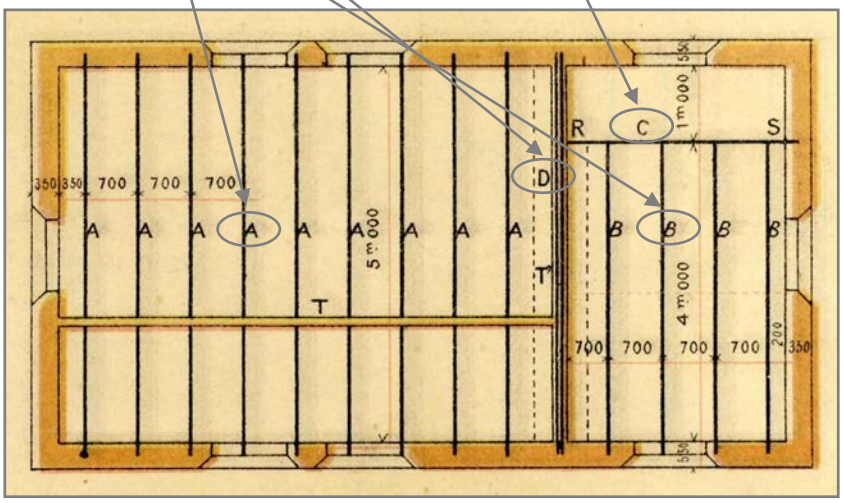


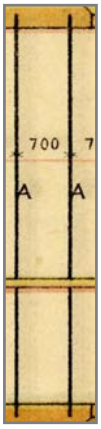
Figura 1.117 Distribució en planta de la secció d'estudi.

Es pot considerar com una guia complerta d'un problema tipus.

---

[109] Brochal.

Biguetes A

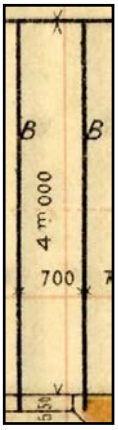


Si no existiese el tabique T, las calcularíamos por el mismo procedimiento expuesto anteriormente; pero, a pesar de existir dicho tabique, **su peso, relativamente pequeño**, repartiéndose sobre todas las solivas A es despreciable; y por lo tanto **podemos calcular el piso de la misma manera**. **El perfil de vigueta será como antes del número 8**.

El peso del tabique lo suponemos incluido implícitamente en la carga por mt^2. de piso.

Biguetes B

En aquest cas sí que és necessari refer els càlculs doncs la geometria del problema en aquest cas sí que ha variat. La tipologia de càrregues i sobrecàrregues[110] continua essent l'obtinguda amb anterioritat.



La carga por metro lineal será p= 415,7·0,7= 290,9 kilogramos y sobre la longitud de la vigueta (4 m.) obtenemos P= 290,9·4= 1162 kilogramos.

Si el coeficiente de trabajo es de 8 Kg/mm^2 y teniendo presente que el de las tablas es 10 Kg/mm^2, el valor que habremos de buscar en las mismas será de,

$$1162/0,8=1452 \text{ kg}$$

Obteniendo por tanto de la tabla correspondiente **un perfil de vigueta del número 6**.

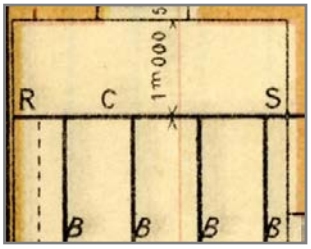
Jou (Brochal) C

El càlcul de l'element es farà considerant la biga com a element resistent on hi substituirem les càrregues puntuals (separades una distància de 0.7 metres) per una càrrega uniforme repartida amb la qual cosa es simplifica notablement el problema.

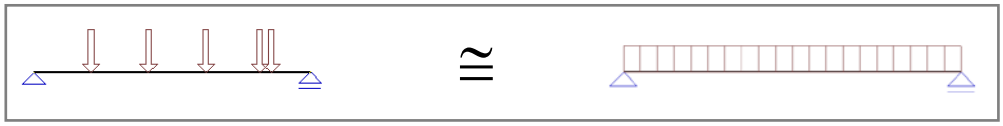
Les reaccions a R i S seran les corresponents del jou, és a dir la meitat de la càrrega total aplicada en ell.

---

[110] Es consideren els mateixos valors que a l'exercici 1.



Para calcular esta viga, en lugar de considerarla sometida a una serie de cargas concentradas en los puntos de atadura de las viguetas B, la consideremos sometida a una carga uniformemente repartida, en vista de la relativa proximidad que tienen entre si dichas cargas concentradas.



La superficie que obra sobre el brochal será de 2m·3m=6m^2. Como el caso anterior, partiendo de la misma carga obtendremos por tanto;

p= 415,7·6= 2494,2 kilogramos

Al igual que en los distintos casos precedentes, si el coeficiente de trabajo es de 8 Kg/mm^2 y teniendo presente que el de las tablas es 10 Kg/mm^2, el valor que habremos de buscar en las mismas será de;

2494,2/0,8=3117,75 kg **que nos hará obtener un perfil número 8**[111].

Las reacciones que se desarrollarán en los puntos de apoyo R y S se obtendrán por la simetría de cargas y de un valor mitad de éstas;

R=S=2494,2/2=1247 kilogramos.

Biguetes D

Finalment el càlcul de la bigueta D donarà per acabat el problema.

Supondremos que debajo del tabique T' se van a colocar directamente dos vigas acopladas mantenidas a una separación constante.

---

[111] El valor que pren el perfil 8 és de 3112. Es suposa que es treballa amb coeficients de seguretat, o bé es tracta d'un problema de caire més acadèmic perquè, malgrat hi ha poca diferència, es creu que el perfil correcte fora el següent; és a dir el 9 (4013).

Evidentemente, cada una de las vigas soportará la mitad de la carga total.

El promptuari mostra el càlcul d'aquestes bigues; procediment que separarà en tres parts; primer el càlcul de les forces rebudes degudes al forjat (novament es suposa la càrrega p= 415,7 kilograms), segon l'esforç degut a l'envà i per finalitzar l'efecte del jou (la càrrega de recolzament prèviament calculada) sobre la biga.

En este caso la superficie que debe tenerse en cuenta es la correspondiente a: 5,0 m·0,35 m+4,0 m·0,35 m=3,15 m^2.
Por tanto, la carga uniformemente repartida sobre las viguetas será de:

p= 415,7·3,15= **1309 kilogramos**

A esta carga tendremos que añadir el peso total del tabique que supondremos de ladrillo hueco, tomado con yeso de 16 cm. de espesor y altura 3,5 metros.

Tabicones de ladrillos huecos, tomados con yeso de 16 cms. de espesor. . .	200

Por lo tanto, el peso total será de;

5m· 3,5m· 200 Kilogramos/m^2= **3500 kilogramos**

Finalmente se ha de encontrar la carga uniformemente repartida equivalente al efecto de la reacción del brochal.

$$\frac{l}{n} = \frac{5}{5} = 1 \rightarrow n = 5;$$

Obteniendo un coeficiente de 0,781 (figura 1.113). Dividiendo el peso concentrado de 1247 kilogramos por este coeficiente obtenemos;

1247/0,781=**1596 kilogramos**

Que es la carga uniformemente repartida equivalente al peso concentrado de 1247 kilogramos.

Així doncs obtenim;

Cargas	Kgs.
Carga uniformemente repartida sobre las viguetas	1309
Peso total del tabique de ladrillo hueco	3500
Carga uniformemente repartida equivalente al peso	1596
TOTAL= 6405 kilogramos	

La carga que actúa en cada vigueta será 6405/2=3203 kilogramos.

Al igual que en los distintos casos precedentes, si el coeficiente de trabajo es de 8 Kg/mm^2 y teniendo presente que el de las tablas es 10 Kg/mm^2, el valor que habremos de buscar en las mismas será de;

3203/0,8=4003 kilogramos

Nos hará obtener un **perfil número 22 para cada una de las vigas**.

Existeix, al final del promptuari, una petita part dedicada a **l'estudi de les columnes**, tot relacionant *Toneladas que puede soportar una columna de altura en metros* amb el seu perfil segons diferents tipologies de bigues i les seves orientacions.

Es podria relacionar, en una primera aproximació, al fenomen del vinclament que serà estudiat en futures normatives i inclòs en promptuaris anys més tard però que no hi figura en el que ens ocupa.

La fórmula que hemos empleado para el cálculo de resistencia a la compresión en las columnas compuestas de hierros laminados es:

$$P = \frac{S\,K}{1 + \frac{\alpha . S . L^2}{I}}$$

en la que: S representa la sección en c/m, de la columna; I el momento mínimo de inercia en c/m, de la sección; L la longitud de la columna en c/m; $\alpha = 0{,}0001$ un coeficiente; K la carga práctica por c/m cuadrado, que hemos tomado igual á 10.000 kilos; P el peso que puede soportar la columna en Kgrs.

Aplicando estos valores de K=10.000 y $\alpha = 0{,}0001$ en la fórmula se obtiene la siguiente, algo más sencilla:

$$P = \frac{S . I}{1 + S\,L^2}$$

en la que hay que tomar S é I en c/m, P en toneladas y L en metros.

El promptuari recull com a *fe d'errades* aquests paràmetres tot i corregint-los pel valor K=1000 kilograms.

La descripció que s'hi recull parteix de l'agrupació de tipologies que és la següent:

- Columnas compuestas de un hierro I.
- Columnas compuestas de un hierro I y de dos hierros [.
- Columnas compuestas de 2 ó 3 hierros [y de dos platabandas.
- Columnas fundidas.

A mode d'exemple se'n recullen algunes de les que hi podem trobar i que s'incorporen en la taula annexada.

HIERROS Y ACEROS, S. A.

Salón San Juan, núms. 8 al 14 Teléfonos 602 S. P. / 1334 S. P.

Hierros Comerciales - Vigas de acero
Chapas - Redondos para cemento armado - Semanales arribos de

LINGOTE fundición núm. 1

procedente de "Altos Hornos de Vizcaya"

Figura 1.118 Informació apareguda al diari La Vanguardia amb data 15 de gener de 1924.

COLUMNAS COMPUESTAS DE HIERROS LAMINADOS

La fórmula que hemos empleado para el cálculo de resistencia á la compresión en las columnas compuestas de hierros laminados es:

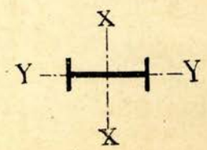
$$P = \frac{S\,K}{1 + \frac{\alpha . S . L^2}{I}}$$

en la que: S representa la sección en $^c/_m$, de la columna; I el momento mínimo de inercia en $^c/_m$, de la sección; L la longitud de la columna en $^c/_m$; $\alpha = 0{,}0001$ un coeficiente; K la carga práctica por $^c/_m$ cuadrado, que hemos tomado igual á 10.000 kilos; P el peso que puede soportar la columna en Kgrs.

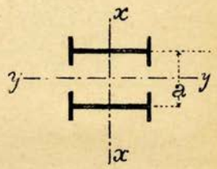
Aplicando estos valores de K=10.000 y $\alpha = 0{,}0001$ en la fórmula se obtiene la siguiente, algo más sencilla:

$$P = \frac{S . I}{1 + S\,L^2}$$

en la que hay que tomar S é I en $^c/_m$, P en toneladas y L en metros.



COLUMNAS COMPUESTAS DE UN HIERRO I



I significa: Resistencia de la columna según el plano de flexión XX. (Momento de inercia con relación al eje YY.)

I » : » » » » » » » » » YY (» » » » » » » XX.)

NOTA.– Los números inscritos en la anteúltima columna de este cuadro, nos dan las distancias **a** que debe haber entre los ejes de dos hierros I para que la columna compuesta de estos dos hierros I pueda resistir una carga doble de la que figura en la columna I correspondiente, del cuadro. Esta distancia **a** es tal que los momentos I_x é I_y de la sección de la columna con relación á los ejes xx é yy sean iguales y es dada por la fórmula: $\mathbf{a} = 2\sqrt{\frac{I_x - I_y}{S}}$ en la que I_x, I_y, S son respectivamente, el momento de inercia relativo al eje XX, el momento de inercia relativo al eje YY, y la sección, de uno de los dos hierros que componen la columna, las cuatro cantidades **a**, I_x, I_y, S referidas á la misma unidad.

Perfil Núm.	Peso por metro	Toneladas que puede soportar una columna de una altura en metros de 2,0 —	2,0 I	2,25 —	2,25 I	2,50 —	2,50 I	2,75 —	2,75 I	3,0 —	3,0 I	3,25 —	3,25 I	3,50 —	3,50 I	3,75 —	3,75 I	Distancia a mm.	Perfil Núm.
Hierros I de ala estrecha																			
1	10,0	2,50	9,95	2,07	9,44	1,73	8,91	1,46	8,38	1,25	7,88	1,08	7,39	0,95	6,94	0,83	6,51	74,6	1
2	12,0	2,98	12,88	2,39	12,35	1,99	11,81	1,68	11,24	1,44	10,70	1,24	10,17	1,08	9,64	0,95	9,14	88,7	2
4	14,0	3,09	15,02	2,54	14,54	2,11	14,02	1,79	13,50	1,53	12,97	1,32	12,44	1,15	11,91	1,01	11,40	103,4	4
6	16,0	4,06	17,84	3,36	17,39	2,80	16,90	2,38	16,40	2,04	15,88	1,76	15,35	1,54	14,82	1,35	14,28	119	6
8	18,0	5,45	20,66	4,53	20,24	3,82	19,79	3,25	19,31	2,80	18,81	2,43	18,30	2,13	17,78	1,87	17,24	135	8
9	20,0	7,44	23,96	6,27	23,56	5,34	23,13	4,57	22,67	3,95	22,19	3,45	21,69	3,03	21,18	2,68	20,65	151	9
Hierros I de ala ancha																			
1/8	5,9	1,47	5,5	1,21	5,1	1,01	4,7	0,86	4,4	0,73	4,1	0,63	3,8	0,55	3,5	0,49	3,2	61	1/8
10	8,3	2,66	8,6	2,23	8,1	1,87	7,7	1,59	7,3	1,37	6,9	1,20	6,5	1,05	6,1	0,92	5,7	77	10
12	11,1	4,38	12,2	3,69	11,7	3,15	11,3	2,76	10,8	2,35	10,3	2,04	9,8	1,80	9,4	1,59	8,9	92	12
14	14,7	6,62	16,3	5,67	15,8	4,88	15,3	4,21	14,8	3,68	14,3	3,24	13,7	2,85	13,2	2,54	12,7	108	14
16	17,9	9,46	20,9	8,20	20,4	7,12	19,9	6,21	19,4	5,45	18,8	4,83	18,3	4,28	17,7	3,82	17,1	124	16
18	21,9	12,91	26,0	11,31	25,5	9,91	25,0	8,74	24,5	7,73	23,9	6,86	23,3	6,10	22,7	5,49	22,1	140	18
20	26,2	17,0	31,6	15,0	31,1	13,3	30,5	11,8	30,0	10,5	29,4	9,4	28,7	8,4	28,1	7,6	27,4	155	20
22	31,0	21,8	37,8	19,4	37,3	17,4	36,8	15,5	36,3	13,9	35,6	12,5	35,0	11,3	34,3	10,2	33,6	171	22
24	36,2	27,1	44,5	24,4	43,9	21,9	43,4	19,8	42,8	17,8	42,2	16,1	41,6	14,6	40,9	13,2	40,2	186	24
26	41,9	32,9	51,8	29,9	51,3	27,0	50,9	24,5	50,3	22,2	49,7	20,1	49,0	18,3	48,4	16,6	47,6	202	26
28	47,9	39,1	59,5	35,6	59,0	32,4	58,5	29,5	57,9	26,8	57,3	24,4	56,6	22,3	55,9	20,4	55,1	217	28
30	54,1	45,5	67,5	41,7	67,0	38,2	66,5	34,8	65,9	31,9	65,3	29,1	64,6	26,6	63,9	24,4	63,2	232	30
32	61,0	52,8	76,3	48,6	75,8	44,6	75,2	40,9	74,7	37,6	74,1	34,4	73,5	31,6	72,7	29,1	72,1	248	32

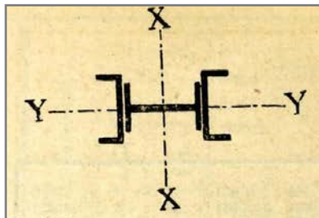
COLUMNAS FUNDIDAS (1)

Columnas de sección circular

Sección Diam D mm	Sección Espesor δ mm	Peso por Metro — Kilo	Toneladas soportadas por una columna de una altura de Metros: 2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
80	12	18,6	4,1	3,6	3,2	2,5	2,0	1,7	1,5	1,1	0,9	0,7
	14	21,0	4,5	4,0	3,3	2,7	2,2	1,8	1,6	1,2	0,9	0,8
90	12	21,3	5,6	5,0	4,4	4,0	3,4	2,8	2,4	1,8	1,4	1,1
	14	24,2	6,2	5,5	4,9	4,4	3,7	3,0	2,5	1,9	1,5	1,2
	16	27,0	6,8	6,0	5,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,0	1,6	1,2
100	12	24,1	7,3	6,6	5,9	5,3	4,8	4,3	3,7	2,7	2,1	1,6
	14	27,4	8,2	7,3	6,5	5,9	5,3	4,8	4,0	2,9	2,2	1,8
	16	30,6	8,9	8,0	7,1	6,4	5,7	5,1	4,2	3,1	2,4	1,9
	18	33,6	9,6	8,5	7,6	6,8	6,1	5,2	4,4	3,2	2,5	1,9
110	12	26,8	9,1	8,2	7,5	6,8	6,1	5,6	5,1	4,0	3,0	2,3
	14	30,6	10,2	9,2	8,4	7,6	6,8	6,2	5,7	4,3	3,2	2,5
	16	34,2	11,2	10,1	9,1	8,3	7,5	6,8	6,2	4,6	3,5	2,7
	18	37,7	12,2	10,9	9,9	8,9	8,1	7,3	6,7	4,8	3,6	2,9
120	14	33,8	12,4	11,3	10,3	9,4	8,6	7,8	7,2	6,1	4,7	3,6
	16	37,9	13,8	12,5	11,4	10,4	9,5	8,6	7,9	6,7	5,0	3,9
	18	41,8	14,9	13,5	12,3	11,1	10,2	9,3	8,5	7,1	5,3	4,1
	20	45,5	16,0	14,5	13,2	11,9	10,9	9,9	9,0	7,4	5,5	4,3
130	14	37,0	14,7	13,5	12,3	11,4	10,4	9,6	8,8	7,5	6,5	4,9
	16	41,5	16,4	15,0	13,8	12,6	11,6	10,7	9,8	8,5	7,2	5,4
	18	45,9	17,9	16,3	14,9	13,7	12,5	11,5	10,6	9,0	7,5	5,8
	20	50,1	19,2	17,6	16,0	14,7	13,5	12,4	11,3	9,6	7,9	6,0

(1) La fórmula para el cálculo es $P = \frac{F\,K}{1 \times \frac{\alpha\,F\,L^2}{J}}$ en que $\alpha = 0{,}0002$ y K=250k para la tracción y K=500k para la compresión. Si resulta $\frac{\alpha\,F\,L^2}{J} > 3$ se sustituye el coeficiente 500 por el correspondiente á la tracción 250.

Perfil Núm.	Peso por metro	Toneladas que puede soportar una columna de una altura en metros de 4,0 —	4,0 I	4,50 —	4,50 I	5,0 —	5,0 I	5,50 —	5,50 I	6,0 —	6,0 I	6,50 —	6,50 I	7,0 —	7,0 I	7,50 —	7,50 I	8,0 —	8,0 I
Hierros I de ala estrecha																			
1	10,0	0,73	6,09	0,59	5,36	0,48	4,73	0,40	4,17	0,34	3,70	0,29	3,29	0,25	2,95	0,21	2,65	0,19	2,39
2	12,0	0,84	8,65	0,67	7,76	0,55	6,95	0,45	6,23	0,38	5,59	0,33	5,04	0,28	4,55	0,25	4,12	0,22	3,74
4	14,0	0,89	10,89	0,71	9,92	0,58	9,02	0,48	8,20	0,41	7,46	0,35	6,80	0,30	6,20	0,26	5,66	0,23	5,18
6	16,0	1,20	13,76	0,96	12,73	0,78	11,74	0,65	10,82	0,55	9,96	0,47	9,17	0,40	8,44	0,35	7,78	0,31	7,18
8	18,0	1,67	16,72	1,33	15,65	1,09	14,62	0,91	13,62	0,77	12,68	0,66	11,79	0,57	10,95	0,50	10,18	0,44	9,47
9	20,0	2,39	20,11	1,92	19,03	1,58	17,96	1,32	16,89	1,12	15,87	0,96	14,89	0,83	13,95	0,72	13,08	0,64	12,25
Hierros I de ala ancha																			
1/8	5,9	0,43	3,0	0,34	2,6	0,28	2,2	0,24	1,9	0,20	1,7	0,17	1,5	0,14	1,3	0,12	1,2	0,11	1,1
10	8,3	0,82	5,4	0,65	4,7	0,54	4,2	0,45	3,7	0,39	3,3	0,32	3,0	0,28	2,7	0,24	2,4	0,22	2,2
12	11,1	1,42	8,5	1,14	7,6	0,94	6,9	0,79	6,2	0,67	5,6	0,57	5,1	0,49	4,6	0,43	4,2	0,38	3,8
14	14,7	2,26	12,2	1,84	11,2	1,51	10,2	1,27	9,3	1,09	8,6	0,92	7,8	0,80	7,2	0,70	6,6	0,62	6,0
16	17,9	3,44	16,6	2,79	15,4	2,31	14,3	1,95	13,3	1,67	12,3	1,42	11,4	1,24	10,5	1,09	9,8	0,96	9,0
18	21,9	4,93	21,5	4,06	20,2	3,36	19,0	2,86	17,8	2,44	16,6	2,09	15,5	1,82	14,5	1,60	13,5	1,42	12,6
20	26,2	6,9	26,7	5,6	25,4	4,7	24,0	4,0	22,6	3,4	21,3	3,0	20,1	2,6	18,8	2,3	17,7	2,0	16,6
22	31,0	9,2	33,0	7,7	31,5	6,4	30,0	5,5	28,6	4,7	27,1	4,1	25,7	3,6	24,3	3,1	23,0	2,8	21,7
24	36,2	12,1	39,4	10,1	38,0	8,5	36,4	7,3	34,8	6,3	33,2	5,4	31,7	4,8	30,2	4,2	28,7	3,8	27,2
26	41,9	15,2	46,9	12,8	45,4	10,8	43,8	9,3	42,2	8,1	40,5	7,0	38,9	6,1	37,3	5,4	35,7	4,8	34,1
28	47,9	18,7	54,4	15,8	52,9	13,4	51,1	11,5	49,4	10,0	47,6	8,7	45,9	7,7	44,1	6,8	42,4	6,1	40,6
30	54,1	22,4	62,4	19,0	60,8	16,2	59,1	13,9	57,3	12,1	55,5	10,6	53,6	9,4	51,7	8,3	49,8	7,4	48,0
32	61,0	26,7	71,2	22,8	69,6	19,5	67,9	16,9	66,1	14,7	64,2	12,9	62,2	11,3	60,4	10,1	58,3	9,0	56,5



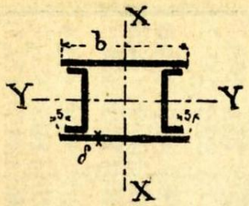
COLUMNAS COMPUESTAS DE UN I HIERRO Y DE DOS HIERROS ⊏

]—[significa: Resistencia de la columna según el plano de flexión XX. (Momento de inercia con relación al eje YY.

⊏ » : » » » » » » » » » YY. (» » » » » » » XX.

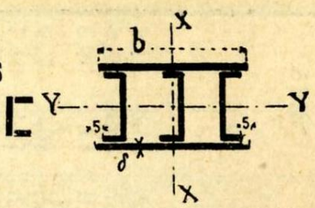
Número	Número del perfil I	Número del perfil ⊏	Peso por metro Kg.	Toneladas que puede soportar una columna de una altura en metros de 2,0]—[	2,0 ⊏	2,25]—[	2,25 ⊏	2,5]—[	2,5 ⊏	2,75]—[	2,75 ⊏	3,0]—[	3,0 ⊏	3,25]—[	3,25 ⊏
16/12	16	12	44,5	44,4	54,2	42,0	53,5	39,5	52,7	37,1	51,9	34,8	51,0	32,5	50,2
16/14	»	14	49,7	53,1	60,6	50,8	59,8	48,5	58,9	46,2	58,0	44,0	57,0	41,7	56,1
16/16	»	16	55,5	61,9	67,8	59,9	67.0	57,7	66,1	55.5	65,2	53,3	64,2	51,1	63,1
18/12	18	12	48,5	47,8	59,5	45,0	58,8	42,3	58,1	39,6	57,3	37,1	56,5	34,7	55,6
18/14	»	14	53,7	57,0	65,9	54,5	65,2	51,9	64,3	49,4	63,5	46,9	62,6	44,4	61,6
18/16	»	16	59,5	65,9	73,3	63,6	72,5	61,3	71,7	58,8	70,8	56,4	69,9	53,9	68,9
20/14	20	14	58,0	61,0	71,8	58,2	71,1	55,4	70,5	52,5	69,6	49,8	68,8	47,1	67,9
20/16	»	16	63,8	70,3	78,9	67,7	78,2	65,1	77,5	62,4	76,6	59,7	75,7	57,1	74,7
20/18	»	18	70,0	79,8	86,9	77,5	86,2	75,2	85,4	72,7	84,6	70,1	83,7	67,6	82,7
22/14	22	14	62,8	65,6	78,1	62,5	77,5	59,4	76,7	56.3	76,0	53,3	75,2	50,3	74,3
22/16	»	16	68,6	75,0	85,2	72,2	84,5	69,3	83,7	66,4	82,9	63,4	82,0	60,5	81,0
22/18	»	18	74,8	84,6	93,2	82,1	92.5	79,4	91,8	76,6	90,9	73,9	90,1	71,0	89,2

Número	Número del perfil I	Número del perfil ⊏	Peso por metro Kg.	Toneladas que puede soportar una columna de una altura en metros de 6,0]—[	6,0 ⊏	6,5.]—[	6,5. ⊏	7,0]—[	7,0 ⊏	7,5]—[	7,5 ⊏	8,0]—[	8,0 ⊏	Número
16/12	16	12	44,5	16,0	38,8	14,3	36,8	12,7	34,8	11,4	32,9	10,3	31,1	16/12
16/14	»	14	49,7	22,7	43,4	20,4	41,2	18,5	38,9	16,7	36,8	15,2	34,8	16/14
16/16	»	16	55,5	30,5	49,6	27,7	47,2	25,2	44,8	23,1	42,4	21,1	40,2	16/16
18/12	18	12	48,5	16,8	44,5	14,9	42,4	13,3	40,4	11,9	38,4	10,7	36,5	18/12
18/14	»	14	53,7	23,9	49,3	21,5	47,0	19,4	44,7	17,5	42,5	15,9	40,4	18/14
18/16	»	16	59,5	31,7	56,0	28,8	53,6	26,2	51,1	23,9	48,8	21,8	46,5	18/16
20/14	20	14	58,0	25,0	56,2	22,4	53,9	20,2	51,6	18,2	49,4	16,4	47,2	20/14
20/16	»	16	63,9	33,0	61,8	29,9	59,3	27,2	56,8	24,7	54,3	22,6	51,9	20/16
20/18	»	18	70,0	42,4	69,6	38,8	67,0	35,6	64,4	32,7	61,9	30,0	59,3	20/18
22/14	22	14	62,8	26,4	62,5	23,6	60,2	21,3	57,9	19,2	55,6	17,3	53,3	22/14
22/16	»	16	68,6	34,5	68,2	31,2	65,7	28,3	63,1	25,7	60,7	23,5	58,1	22/16
22/18	»	18	74,8	43,8	76,5	40,0	74,0	36,6	71,4	33,5	68,7	30,8	66,2	22/18
24/16	24	16	73,8	36,6	75,5	33,1	73,0	30,0	70,4	27,2	67,8	24,8	65,3	24/16
24/18	»	18	80,0	46,1	81,9	42,0	79,1	38,4	76,4	35,2	73,5	32,3	70,8	24/18
24/20	»	20	86,6	56,3	91,2	51,8	88,5	47,7	85,8	44,1	82,9	40,7	80,3	24/20
26/16	26	16	79,5	38,4	83,7	34,6	81,1	31,3	78,7	28,4	76,0	25,9	73,6	26/16
26/18	»	18	85,7	47,8	90,2	43,6	87,4	39,7	84,8	36,3	81,9	33,2	79,3	26/18
26/20	»	20	92,3	58,9	97,2	54,1	94,2	49,9	91,4	45,9	88,3	42,3	85,5	26/20
28/18	28	18	91,7	50,4	99,5	45,8	97,1	41,7	94,4	38,2	91,8	34,9	89,1	28/18
28/20	»	20	98,3	61,6	106,7	56,6	104,1	52,0	101,2	47,9	98,4	44,1	95,5	28/20
28/22	»	22	106,2	74,7	115,6	69,2	112,7	64,2	109,6	59,5	106,6	55,3	103,5	28/22
30/18	30	18	97,9	52,2	106,3	47,4	103,7	43,2	100,8	39,3	98,0	35,9	95,1	30/18
30/20	»	20	104,5	63,4	113,5	58,0	110,7	53,2	107,6	48,8	104,7	44,9	101,6	30/20
30/22	»	22	112,4	77,5	126,3	71,8	123,5	66,5	120,8	61,6	117,9	56,9	115,0	30/22
32/20	32	20	111,4	66,4	124,7	60,6	122,0	55,5	119,3	50,9	116,4	46,8	113,6	32/20
32/22	»	22	119,3	80,6	133,9	74,5	131,0	68,8	128,1	63,7	125,0	59,0	121,9	32/22
32/25	»	25	129,0	95,0	142,7	88,6	139,7	82,6	136,6	76,9	133,3	71,7	130,1	32/25



Columnas con 2 hierros ⊏

Columnas con 3 hierros ⊏



COLUMNAS

COMPUESTAS DE 2 Ó 3 HIERROS ⊏

Y DE 2 PLATABANDAS

]—[Significa: Resistencia de la columna según el plano de flexión XX.

(Momento de inercia con relación al eje YY).

⊏ Significa: Resistencia de la columna según el plano de flexión YY.

(Momento de inercia con relación al eje XX).

NOTAS

I.—Entre las aristas verticales de las alas en los hierros ⊏ y las aristas verticales correspondientes de las platabandas, debe haber una distancia de 5mm.

II.—En las columnas compuestas de 3 hierros ⊏ el centro de gravedad de la sección del hierro interior debe hallarse sobre la vertical del centro de gravedad de la sección completa de la columna.

4

Un element a destacar; les columnes de fosa.

Les columnes de fosa han esdevingut uns dels primers elements constructius industrials que s'insereixen en aquests edificis. La industria ja feia temps que proporcionava aquest elements que inicialment van arribar d'Anglaterra cap al 1830. A la dècada següent però, ja es varen crear diversos establiments de foneria a Barcelona. També s'ha de dir que inicialment aquestes columnes eren massisses, però posteriorment ja es varen fabricar buides. A l'Eixample s'apliquen massivament en el suport de plantes de soterranis i baixes, posteriorment també en l'execució de galeries de façanes interiors[112].

Pere Benavent de Barberà[113] publicà un interessant llibre titulat *Como debo construir*. Tal i com ell deia, es tractava d'un manual pràctic de construcció d'edificis.

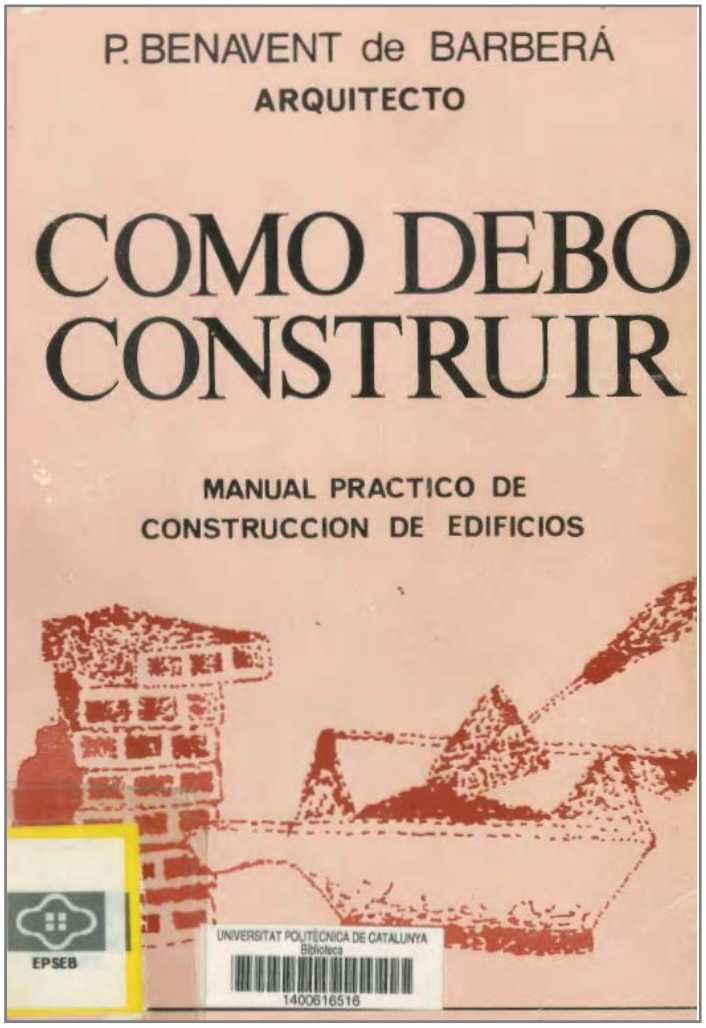


Figura 1.119 Como debo construir. Pere Benavent de Barberà.

[112] Secrets d'un sistema constructiu: l'Eixample. Antonio Paricio Casademunt.

[113] Pere Benavent de Barberà (1899-1974)

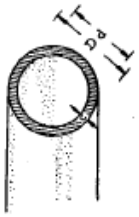
S'ha de suposar que en ell s'hi recollia informació (personal de l'arquitecte o bé apresa en bibliografia) de la construcció d'anys previs i, per tant, d'aquest període del BLOC I. Un dels capítols és dedicat als pilars; anomenats peus drets. La informació que en ell hi trobem, com es deia, ens pot donar informació dels mateixos en aquest període històric. Fonamentalment parla de pilars de totxana, de formigó i de formigó armat. Hi afegeix, però un tercer element; **les columnes de ferro; perfils laminats i fosa**.

> Otro material empleado a gran escala en la construcción de pies derechos es el hierro, ya sea laminado ya fundido.

Benavent planteja el problema dels peus drets tot i relacionant-lo amb el del vinclament i, de fet, serà la única comprovació que explicita dels mateixos. Aquest fenomen és denominat per l'autor com *flexión lateral*. D'aquesta manera proporciona unes taules on s'explicita les tones que es poden suportar les columnes essent de fosa (figura 1.120), de bigues tipus Grey o de columnes formades per dues U unides per platabandes.

Fig. 102

Cargas aproximadas, en toneladas, que pueden soportar las columnas huecas de fundición



D	C	Altura de la columna en metros									
		2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
en mm.											
100	12	8,8	7,4	6	5,2	4,4	3,8	3,4	2,7	2,1	
120	12	14,8	12,5	11,1	9,3	8,1	7	6,1	4,9	3,9	3,3
140	12	22,1	19,7	17,5	15,1	13,4	11,6	10,2	8	6,6	5,4
160	14	34,2	31,2	27,7	24,8	22,2	19,7	17,8	13,8	11,4	9,4
180	14	43,8	40,4	36,7	33,6	30,3	27,5	25,1	20,4	16,6	13,7
200	16	54,5	54,5	51,9	47,6	44,3	40,1	36,7	30,8	25,9	21,3
220	16	61,4	61,4	61,4	58,7	54,5	50,4	46,7	40,1	33,9	29
240	18	75	75	75	75	72,4	67,8	63	55	48	40,9
260	18	82	82	82	82	82	80,3	75,4	66,6	58,3	51,3

Figura 1.120 Cargas que pueden soportar las columnas huecas de fundición.

Figura 1.121 Detall columna de fosa. Autoria personal.

Figura 1.122 Detall columna de fosa (II)

1.4.2. Tecnologia de fabricació i muntatge

Arribats a aquest punt fer esment que el material bibliogràfic que s'ha trobat per al procés de fabricació i muntatge dels reblons no ha estat molt abundant.

La majoria de textos parlen més de la seva utilització, en les distintes construccions, que d'aquest procés mecànic pròpiament dit, que com es pot entendre també és de suma importància ja que;

> La seguridad de una obra, bien sea de hierro o de otra sustancia cualquiera formada de porciones diversas del mismo o de diferentes materiales unidos entre sí, depende, siempre que cada porción sea bastante á resistir los esfuerzos á que está sometida, del sistema de unión adoptado para enlazadas[114].

Els materials bibliogràfics dels quals s'ha tret la informació han estat fonamentalment dos, passant-se tot seguit a tot seguit a detallar; tot i indicant-ne les principals parts extretes d'ambdós.

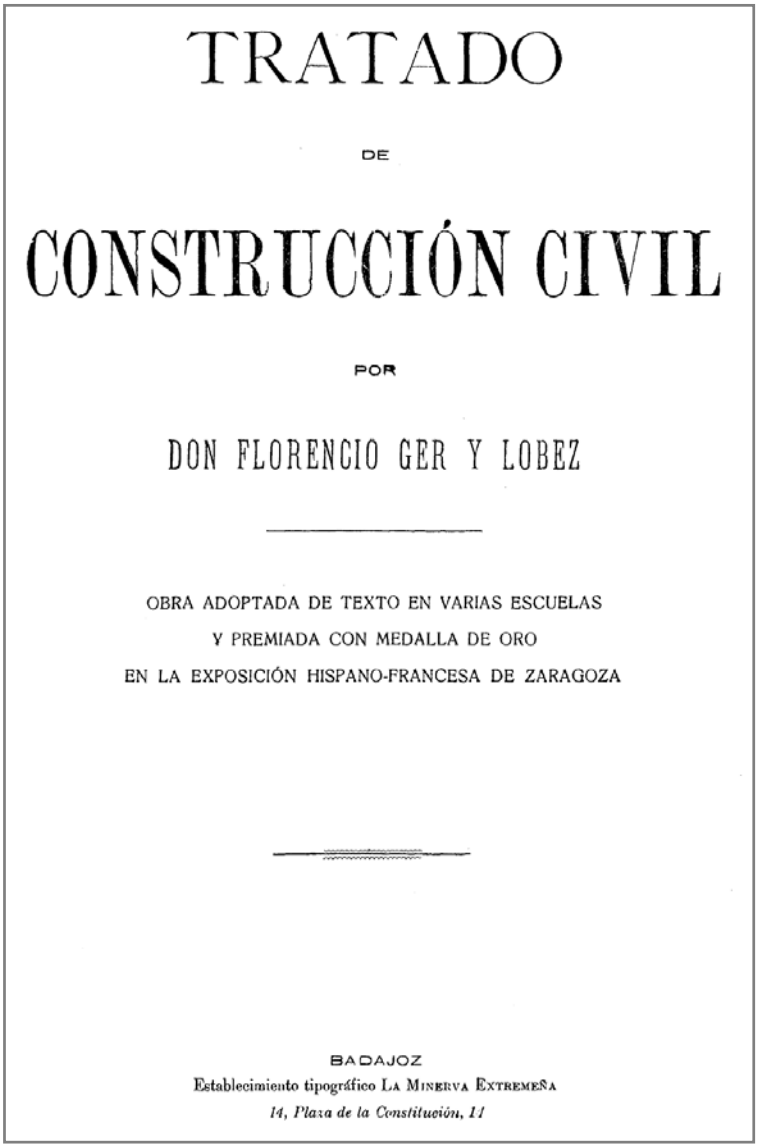
El primer llibre, l'autor del qual fou **Florencio Ger y Lóbez**, es va publicar a finals del segle XIX (1898). És un interessant tractat de construcció on s'hi recullen aspectes de diversa temàtica que fins llavors era rar de trobar, si més no en llengua castellana. Els més habituals -a l'època- eren els tractats francesos com podrien ser els coneguts de *Jean-Baptiste Rondelet* i *Eugène Viollet-le-Duc*[115] i que sovint eren presos com a referència per les construccions i sobretot per a la disposició constructiva dels diferents elements dins l'obra a considerar.

El mateix autor, entrant ja en temàtica, dedica un interessant apartat a *las uniones de piezas por medio de roblones, pernos y tornillos*. Serà als primers, doncs, als que ens referirem. Ell pressuposa que les distintes peces a unir ja han estat trepades o perforades prèviament. A partir d'aquest punt l'autor explica el propi procés del reblonat;

---

[114] Florencio Ger y Lóbez, *Tratado de Construcción civil*, Badajoz 1898
[115] Jean-Baptiste Rondelet (1743-1829), Eugène Viollet-le-Duc (1814-1879)

Se caldea el roblón al rojo, y cuando está próximo á desaparecer este color ó acaba de desaparecer, que es cuando tiene la mayor resistencia al esfuerzo cortante, se introduce en los taladros que se corresponden apoyando la cabeza que traen de la fábrica en una maza ó martillo en el que hay una cavidad igual á la cabeza dicha y se dan de prisa en el otro extremo pequeños golpes con un martillo para remachar el roblón y formarle la cabeza; cuya operación se termina colocando encima una pieza de acero que tiene un hueco cónico ó esférico, según haya de ser el remache, y que se llama *doile*, sobre el cual se golpea con un martillo hasta que queda el roblón como se ve en sección á la derecha de la figura.


TRATADO

DE

CONSTRUCCIÓN CIVIL

POR

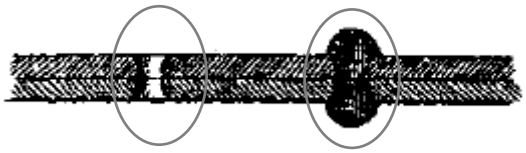
DON FLORENCIO GER Y LOBEZ

OBRA ADOPTADA DE TEXTO EN VARIAS ESCUELAS
Y PREMIADA CON MEDALLA DE ORO
EN LA EXPOSICIÓN HISPANO-FRANCESA DE ZARAGOZA

BADAJOZ
Establecimiento tipográfico La Minerva Extremeña
14, Plaza de la Constitución, 14

Figura 1.123 Florencio Ger y Lóbez. Tratado de Construcción civil

La única imatge que l'autor dóna del procés de fabricació i muntatge dels reblons és la següent.



INICI FI

Tot i que la qualitat no és la òptima, s'intenta reflectir en ella com es troben les peces a unir, abans de la operació i un cop la secció ja és reblonada.

> Cuando el diámetro del roblón es pequeño, un solo herrero forma el remache teniendo en la mano izquierda el doile que inclina sucesivamente en todos sentidos para formar la cabeza dándole golpes con el martillo que tiene en su mano derecha.
>
> Si el remache del roblón ha de quedar embutido, en el espesor del hierro que sujeta, el martillo tiene su cabeza plana, y una vez terminada la operación, se quitan las rebabas producidas con el martillo por medio de cinceles, cortafríos ó limas.

Tal i com es pot deduir del text anterior, l'autor indirectament ens està fent veure que **el mètode emprat és totalment manual**; de fet artesanal.

Aquest fet durarà fins ben entrar el segle XX on l'ús de reblons sempre implicava un treball en sèrie de persones amb rares vegades l'ús d'una eina màquina.

> Al enfriarse el roblón se acorta y aprieta enérgicamente unos contra otros los diversos hierros que une, de modo que **el frotamiento de los espesores entre sí contribuye á resistir á los esfuerzos que soporta la unión imposibilitando el desgarramiento del roblón**. Y como este apretamiento es tanto mayor cuanto más en contacto están las piezas enlazadas en el momento en que la cabeza del roblón se forma, se acostumbra dar golpes de martillo sobre los palastros cuando éstos se unen, al mismo tiempo que se roblona. El roblón no debe calentarse demasiado porqué en este caso conserva una temperatura muy elevada al

terminarse la cabeza y **su enfriamiento puede producir una tensión que pase del límite de resistencia produciendo la ruptura**.

Reafirmar-nos amb el que dèiem al principi. Són llibres teòrics. Ni una sola fórmula, ni un detall més exhaustiu (visual) del què s'entén quan es parla del rebló i la seves parts. El llibre, tal i com era habitual a l'època, presenta un volum anomenat atles que inclouria les parts gràfiques que al primer es defineixen sols teòricament i on s'hi referencien les parts que han d'il·lustrar-se. Però en aquest cas tampoc s'hi troba cap rebló graficat, ni molt menys fotografiat, tret de l'esquematitzat prèviament.

Un dels altres llibres consultats ha estat el del professor César Serrano Giménez[116]. L'existència de diverses edicions del mateix, així com llibres de temàtica semblants del mateix autor, fa pensar que fou un professor, dins l'àmbit constructiu, amb una rellevància important.

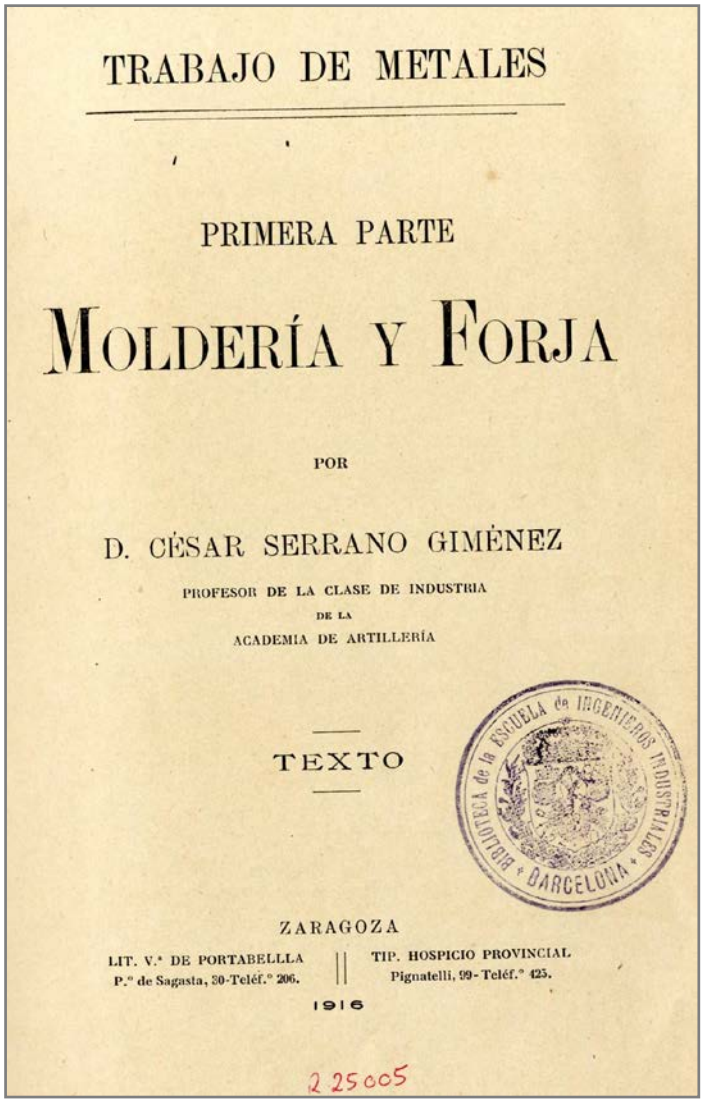
Destacar novament el caire teòric del llibre, on al *Volumen Texto* (Volum I) no apareix cap càlcul dels reblons ni simplement cap menció com fer-ho.

Són llibres, com l'anterior que tenen importància dins el món de tecnologies de fabricació, però simplement des del punt de vista teòric. S'hi troba a faltar, ja no només les formules de càlcul, sinó l'explicació més o menys exhaustiva del treball del rebló, dels esforços als quals es veu sotmès, fins i tot càlculs que el propi procés de fabricació comporta en sí. (De fet aquestes dades només apareixen reflectides als manuals).

> **Remachar:** Es la operación que tiene por objeto hacer los cosidos de las diferentes partes de una construcción metálica o el solapado de las chapas de calderas y tubos con **los roblones o remaches**.
> Las **operaciones preliminares** para esta operación son: el trazado, el corte, el trazado de los centros de los agujeros que con el diámetro de los remaches han de practicarse con punzón o con taladro y la operación de remachar. Esta a su vez comprende las dos siguientes: **calentamiento de los remaches** en hornos apropiados y **remache propiamente dicho**.

---

[116] César Serrano Giménez, *Moldería y Forja*, Zaragoza 1916.



TRABAJO DE METALES

PRIMERA PARTE

MOLDERÍA Y FORJA

POR

D. CÉSAR SERRANO GIMÉNEZ

PROFESOR DE LA CLASE DE INDUSTRIA
DE LA
ACADEMIA DE ARTILLERÍA

TEXTO

ZARAGOZA

LIT. V.ª DE PORTABELLLA
P.º de Sagasta, 30-Teléf.º 206.

TIP. HOSPICIO PROVINCIAL
Pignatelli, 99-Teléf.º 425.

1916

BIBLIOTECA de la ESCUELA de INGENIEROS INDUSTRIALES BARCELONA

2 25005

Figura 1.124 César Serrano Giménez. Moldería y forja.

El llibre, que ha estat escrit 20 anys després del precedent, ja no te un caire tant artesanal com abans fèiem veure sinó que parla ja de processos manuals o **amb màquina**. Aquest fet, indica que la tecnologia mecànica cada vegada era més automatitzada, malgrat els processos artesanals encara tindrien una durada rellevant.

Primerament l'autor explica com es **fabrica el rebló**;

> Los remaches se construyen o a **mano** (trabajo manual de pequeña forja y estampación) o **mecánicamente en máquinas de hacer remaches**. Estas máquinas son verdaderas máquinas de forjar cuyas herramientas son corte al largo del trozo de redondo que se emplea como primera materia y estampación de la cabeza en forma de gota de sebo.

Reciben, pues, estas máquinas el redondo de longitud cualquiera y mecánicamente se efectúa el corte al largo previo calentamiento y se estampa un extremo.

El calentamiento de los remaches, se hace en hornos cuya disposición es muy variada según la importancia del taller donde se emplean y según el combustible empleado. Una de las precauciones que debe estar muy atendida en el remachado de todo buen taller de construcciones metálicas, es que el **calentamiento de los remaches se efectúe de un modo muy uniforme, alcanzando la temperatura del rojo blanco en toda la masa**.

Un cop el rebló ja estat fabricat falta el darrer pas; el reblonat en sí.

El remachado puede **ser manual o mecánico**.

El manual exige en cuanto a herramientas, la estampa de mano y el martillo. La estampa de mano de remachador es redonda, de acero de herramientas, de relativa corta longitud, que tiene practicada en uno de sus extremos una cavidad de la forma de la cabeza del remache, que constituye una verdadera estampa. Para el trabajo se precisan: **el remachador, un ayudante y el que proporciona los remaches calentados**. El remachador golpea con el martillo especial y el ayudante es el que aguanta con la estampa para formar la cabeza.

Figura 1.125 Informació apareguda al diari La Vanguardia amb data 1 de febrer de 1918.

El remachado mecánico se hace con las llamadas remachadoras que pueden ser hidráulicas o pneumáticas; las primeras obran siempre por esfuerzo estático; las segundas pueden obrar por esfuerzos estáticos o por dinámicos o percusiones.

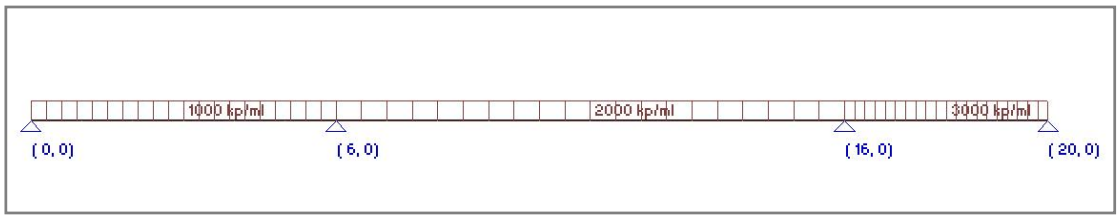
ANNEX- 1

Exemple del mètode dels Tres Moments segons material d'època.

Com a exemple, es transcriu un exercici trobat al mateix llibre[117], on es mostra l'aplicació del mètode.

Es fa constar que *l'enunciat és literal*; per tant prenem com a dades bigues de 60, 100 i 40 metres respectivament. Amb això es dedueix que es tractava, òbviament, d'un exemple totalment teòric la missió principal del qual era formativa i no exemplificativa d'un cas real.

Una viga continua ABCD tiene tres tramos, **AB de 60 metros, BC de 100 metros y CD de 40 metros**. Las cargas uniformemente repartidas son 1 tonelada, 2 toneladas y 3 toneladas por metro lineal sobre AB; BC y CD respectivamente. Suponiendo que la viga es de sección transversal constante, calcúlense los momentos de flexión en los apoyos B y C y la presión sobre cada uno.



(En emprar un programa de càlcul numèric per la comparació dels resultats s'ha fet servir com a llums de les bigues 6,10 i 4 metres respectivament i per tant els resultats diferiran un ordre de magnitud respecte als obtinguts analíticament).

Para los tramos ABC

$$0 + 320M_B + 100M_C = \frac{1}{4} \times 1000\,(216 + 2000) = 554000$$

de donde

$$16M_B + 5M_C = 27700 \text{tons - metros}$$

[117] Pàgines 299, 300 i 301.

Para los tramos BCD

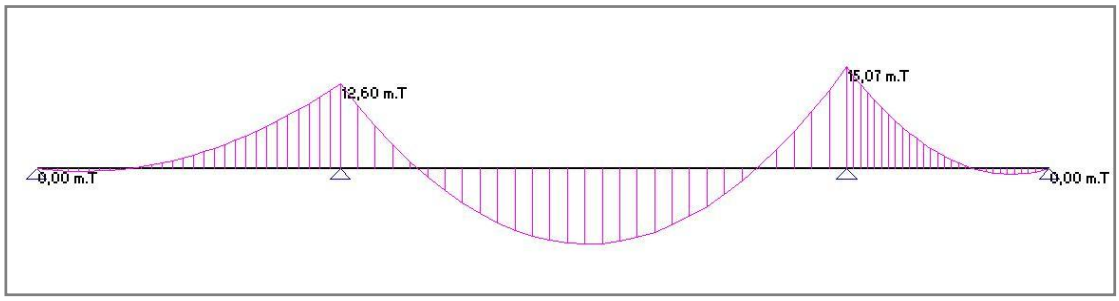
$$100M_B + 280M_C = \frac{1}{4} \times 1000(192 + 2000) = 548000$$

por lo tanto;

$$5M_B + 14M_C = 27400 tons - metros$$

de donde se obtiene

$$M_B = 1260,3 tons - metros \; ; \; M_C = 1507,0 tons - metros$$



Tomando momentos con relación a B

$$R_A \times 60 - 60 \times 30 = -1260,3$$

$$R_A = 9 tons$$

Tomando momentos con relación a C

$$9 \times 160 + 100R_B - 60 \times 130 - 200 \times 50 = -1507$$

$$R_B = 148,5 tons$$

Tomando momentos con relación a C

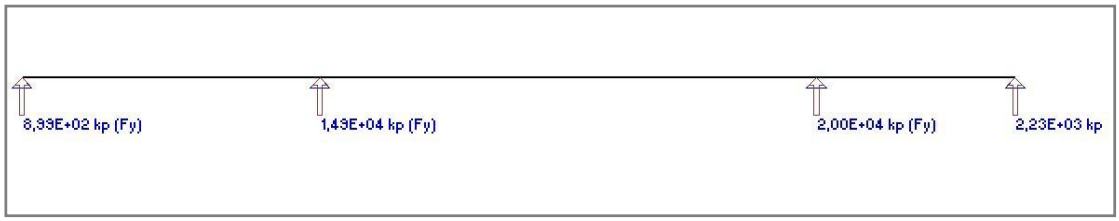
$$40R_D - 120x20 = 1507$$

$$R_D = 22,3 tons$$

Tomando momentos con relación a B

$$22,3 \times 140 + 100R_C - 120 \times 120 - 200 \times 50 = -1260$$

$$R_C = 200,1 tons$$



ANNEX- 2

Exemple del càlcul d'una peça encastada i recolzada segons l'equació de l'elàstica.

Com a exemple mostrem l'exercici plantejat al capítol XIVè anomenat *Étude d'une pièce droite encastrée a une extrémité et sur appui libre a l'autre*. L'exercici, de càlcul molt tediós que s'intentarà evitar, te la importància en si mateix ja que és un dels primers exemples de resolució analítica del problema hiperestàtic que s'ha trobat.

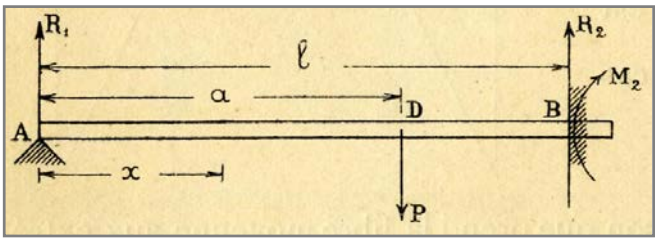


Figura 1.126 Soit une pièce prismatique encastrée complètement en B et reposant librement en A.

$$R_1 + R_2 - P = 0$$
$$R_1 l - P(l - a) + M_2 = 0$$

Fins aquí, i un cop plantejades les equacions de l'estàtica el problema seria irresoluble per la sobre dimensió d'incògnites.

L'autor planteja per a l'obtenció de la solució *la troisième équation nécessaire* que vindrà donada *par les conditions de déformation*.

Formulem l'equació de l'elàstica entre A i D[118].

$$\epsilon \frac{d^2y}{dx^2} = R_1 x \text{ (1)}$$
$$\epsilon \frac{dy}{dx} = R_1 \frac{x^2}{2} + C_1 \text{ (2)}$$
$$\epsilon y = R_1 \frac{x^3}{6} + C_1 x \text{ (3)}$$

La constant d'integració és nul·la ja que per x=0 tenim y=0.

Anàlogament plantegem l'equació de l'elàstica entre D i B.

[118] L'autor anomena ε=EI

$$\epsilon \frac{d^2y}{dx^2} = R_1 x - P(x-a) \text{ (4)}$$

$$\epsilon \frac{dy}{dx} = R_1 \frac{x^2}{2} - P\left(\frac{x^2}{2} - ax\right) + C_2 \text{ (5)}$$

$$\epsilon y = R_1 \frac{x^3}{6} - P\left(\frac{x^3}{6} - \frac{ax^2}{2}\right) + C_2 x + D_2 \text{ (6)}$$

Per calcular les constants d'integració plantejarem que per x=l tindrem y=0 i $\frac{dy}{dx}$=0 ja que es tracta d'un encastament. Amb la qual cosa obtenim:

$$C_2 = -R_1 \frac{l^2}{2} + \frac{P}{2}(l^2 - 2al);\ D_2 = R_1 \frac{l^3}{3} - P\frac{l^3}{3} + P\frac{al^2}{2}$$

Per trobar les altres dues incògnites C_1 i R_1, l'autor planteja primerament que en el punt de cota x=a, és a dir on hi ha aplicada la càrrega puntual P, els segons membres de les equacions (2) i (5) han d'ésser iguals.

$$2C_1 = -R_1 l^2 + P(l-a)^2$$

Finalment, tot i aplicant novament que per al punt de cota x=a els segons termes de les equacions (3) i (6) han d'esser iguals, es dedueix el valor de la reacció en A i, per tant, es poden trobar la resta d'incògnites del problema.

$$R_1 = \frac{P(l-a)^2(2l+a)}{2l^3}$$

$$R_2 = \frac{Pa(3l^2 - a^2)}{2l^3}$$

$$M_2 = \frac{Pa(l^2 - a^2)}{2l^2}$$

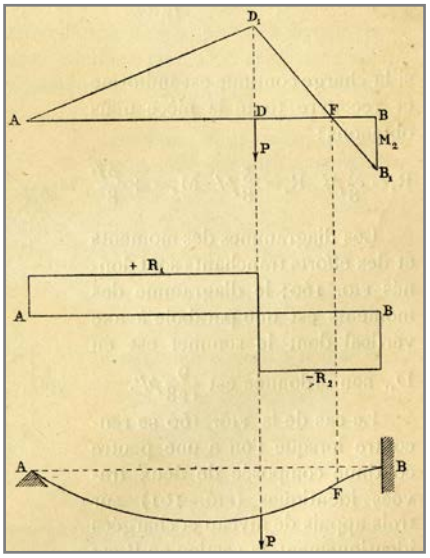


Figura 1.127 Diagrames obtinguts segons Vierendeel.

Figura 1.1 Censos de població i habitatges. Font: INE. 6
Figura 1.2 Vista de la plaça de Catalunya a la confluència amb el passeig de Gràcia. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. Josep Maria Sagarra. 7
Figura 1.3 Situació de carreteres i camins de la província de Barcelona. Any 1917. Font: I.C.C. 8
Figura 1.4 Acte d'inauguració del metro, desembre del 1924. Font: Arxiu Fot. de Barcelona. 9
Figura 1.5 Inauguració Exp. Internacional de Barcelona. Font: La Vanguardia 21 de maig de 1929. 10
Figura 1.6 El Passeig de Gràcia. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. Frederic Ballell. 11
Figura 1.7 Casa Milà. Secció: Planta emplaçament. Barcelona, febrer de 1906. Expedient 10526 EIX. Font: Fons Gaudí- Arxiu Municipal Administratiu de Barcelona. 12
Figura 1.8 Obertura Via Laietana. Font: Arxiu Fot. de Barcelona. J. Vidal i Ventosa, 1908. 13
Figura 1.9 Obres del metro a la Via Laietana el 1914. Font: Arxiu Fot. de Barcelona. Frederic Ballell. 14
Figura 1.10 Avinguda del Tibidabo. Any 1907. Font: ICC. 15
Figura 1.11 Avinguda del Tibidabo entre el 1923 i el 1933. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. J. Domínguez. 15
Figura 1.12 Parc Güell. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. Frederic Ballell. 16
Figura 1.13 Montjuïc abans de la reforma. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. Autor desconegut. 17
Figura 1.14 Obres de construcció de l'Exposició Internacional. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. 17
Figura 1.15 La nova plaça d'Espanya. Font: Ajuntament de Barcelona. 18
Figura 1.16 Inauguració oficial de l'Exposició Internacional del 1929. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. Pérez de Rozas. 19
Figura 1.17 Transbordador aeri. Font: Arxiu Fotogràfic de Barcelona. Gabriel Casas. 19
Figura 1.18 Estació de França (1924-1929). 20

Figura 1.19 Mètodes de Càlcul. Mètodes clàssics, gràfics i energètics..... 22
Figura 1.20 La biga en mènsula de Galileu. 25
Figura 1.21 Hebdomadaires des séances de l'Académie des Sciences. 28
Figura 1.22 Pont d'Asnières 30
Figura 1.23 Teoría de las estructuras. A. Morley..... 31
Figura 1.24 Cours de Stabilité des Constructions. A. Vierendeel. Louvain; Paris. Dunod, 1920..... 34
Figura 1.25 Elastique due à M. 35
Figura 1.26 Filosofía de las estructuras. Fèlix Cardellach. 39
Figura 1.27 Unió articulada. Detall estació de França. Font: Autoria personal. 40
Figura 1.28 Biga simplement recolzada sotmesa a l'acció d'una càrrega uniforme 41
Figura 1.29 Biga contínua. Resolució pel mètode dels tres moments. 42
Figura 1.30 Palais des Beaux Arts. 43
Figura 1.31 Biga biencastada sotmesa a l'acció d'una càrrega uniforme.... 43
Figura 1.32 Detall planta d'habitatge d'època. Fons C.O.A.C. 47
Figura 1.33 Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques. A.Castigliano . 51
Figura 1.34 Estática Gráfica. Otto Henkel 58
Figura 1.35 Regla de càlcul del segle XIX..... 59
Figura 1.36 Determinació gràfica del radi de gir baricèntric iξ d'un triangle. 60
Figura 1.37 Determinació gràfica de les reaccions, moments de flexió i esforços tallants. 60
Figura 1.38 Apunts de construcció (1924-1925). Luís Moya. 61
Figura 1.39 Anàlisi gràfic dels esforços a què es trobava sotmès un dels arcs de cavallerisses de la finca Güell. 64
Figura 1.40 Làmina del llibre el *Arquitecto práctico.* 65
Figura 1.41 Traité de Statique Graphique. C. Culmann 67
Figura 1.42 Mecànica Aplicada. Antonio Torrella i Ramon Pons. 68
Figura 1.43 Mètode de Culmann. 72
Figura 1.44 Les Figures Réciproques en statique Graphique. Luigi Cremona 74
Figura 1.45 Mètode de Cremona..... 76

Figura 1.46 Mètode de Ritter 78
Figura 1.47 Detall de la publicació 79
Figura 1.48 Informació bibliogràfica dels apunts. 80
Figura 1.49Detall unió reblonada. Autoria personal. 82
Figura 1.50 Manual del constructor de máquinas. Dubbel. 83
Figura 1.51 Detall unió reblonada. Autoria personal. 85
Figura 1.52 Detall unió reblonada. Autoria personal. 86
Figura 1.53 Característiques del rebló 88
Figura 1.54 Esquema treball unió reblonada 89
Figura 1.55 Unió reblonada. Autoria personal. 91
Figura 1.56 Biga armada 92
Figura 1.57 Distribució d'esforços en la biga armada 92
Figura 1.58 Esfuerzo longitudinal en una línea m-n 95
Figura 1.59 Detall unió reblonada. Autoria personal. 100
Figura 1.60 Distància entre reblons 100
Figura 1.61 Disposicions constructives 101
Figura 1.62 Esquema de la jàssera en gelosia 103
Figura 1.63 Bigues amb muntants verticals. 104
Figura 1.64 Exemple didàctic de bigues amb muntants verticals. 104
Figura 1.65 Puente sobre el rio Muga. Arxiu Eduardo Torroja 105
Figura 1.66 Biga armada 106
Figura 1.67 Detall unió reblonada. Autoria personal. 107
Figura 1.68 Detall secció considerada 108
Figura 1.69 Detall secció considerada 109
Figura 1.70 Detall secció considerada 109
Figura 1.71 Detall secció considerada 110
Figura 1.72 Detall unió reblonada. Autoria personal. 110
Figura 1.73 Detall estructura. Autoria personal. 115
Figura 1.74 Real orden disponiendo se publique en la Gaceta la Instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos. 116
Figura 1.75 Viaducto Quince Ojos. Madrid. Archivo Torroja, CEHOPU-CEDEX, Expediente. nº 42. 127

Figura 1.76 Real orden aceptando el ofrecimiento del Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Profesor de la Escuela Especial, D. Domingo Mendizábal, y aprobar su proyecto de Instrucción para el cálculo de tramos metálicos. 131

Figura 1.77 Viaducto Quince Ojos. Madrid. Archivo Torroja, CEHOPU-CEDEX, Expediente. nº 42. 150

Figura 1.78 Viaducto Quince Ojos. Madrid. Archivo Torroja, CEHOPU-CEDEX, Expediente. nº 42. 152

Figura 1.79 Proyecto de puente sobre la bahía de Cádiz. Eduardo Torroja. Diciembre 1927 156

Figura 1.80 Unió reblonada amb distints perfils. Autoria personal. 157

Figura 1.81 Justificació de l'ús d'acers especials. Proyecto de puente sobre la bahía de Cádiz. Eduardo Torroja. Diciembre 1927..... 159

Figura 1.82 Característiques de l'acer segons normativa de 1925: Font Archivo Torroja. 161

Figura 1.83 Detall unió reblonada. Autoria personal. 163

Figura 1.84 Detall estructura reblonada. Autoria personal. 164

Figura 1.85 Detall estructura reblonada. Autoria personal. 165

Figura 1.86 Detall planta encreuament. Data: Març 1940. 170

Figura 1.87 Detall unió reblonada. Autoria personal. 171

Figura 1.88 Prontuario para el EMPLEO DE VIGUETAS DE ACERO. 175

Figura 1.89 Imatge de la Barcelona de principis de segle. 176

Figura 1.90 Taula de biguetes d'ala estreta. 177

Figura 1.91 Taula de biguetes d'ala ampla..... 177

Figura 1.92 Taula de càrregues repartides suportades pels perfils corresponents..... 179

Figura 1.93 Casos principals de flexió..... 181

Figura 1.94 *Disposición parecida al empotramiento*..... 181

Figura 1.95 Detall unió(I). Autoria personal. 182

Figura 1.96 Detall unió(II). Autoria personal. 182

Figura 1.97 Perfilat de bigues adaptables a distints sòls..... 183

Figura 1.98 Tipologies constructives (I)..... 185

Figura 1.99 Tipologies constructives (II i III)..... 185

Figura 1.100 Tipologies constructives (IV). Sujecció del cels rasos. 185

Figura 1.101 Viga constituyendo ménsula 189
Figura 1.102 Esquema de la disposició de les bigues d'un habitatge. 190
Figura 1.103 Bigues d'ancoratge (I) 191
Figura 1.104 Bigues d'ancoratge (II) 191
Figura 1.107 Taula pel càlcul de les fletxes. 192
Figura 1.105 Bigues d'ancoratge (IV)..... 192
Figura 1.106 Bigues d'ancoratge (III) 192
Figura 1.108 Característiques dels ferros en U 193
Figura 1.109 Taula de pes per metre lineal de ferros quadrats i rodons. .. 195
Figura 1.110 Distribució en planta de la secció d'estudi..... 195
Figura 1.111 Pes propi de les biguetes. 196
Figura 1.112 Pes propi diversos elements. 196
Figura 1.113 Valors de la sobrecàrregues. 197
Figura 1.114 Taula de les càrregues uniformes que poden suportar els perfils..... 198
Figura 1.115 Biga recolzada sotmesa a una càrrega en un punt de la mateixa..... 199
Figura 1.116 Formulari per a la determinació del moment màxim..... 200
Figura 1.117 Distribució en planta de la secció d'estudi..... 200
Figura 1.118 Informació apareguda al diari La Vanguardia amb data 15 de gener de 1924. 205
Figura 1.119 Como debo construir. Pere Benavent de Barberà..... 208
Figura 1.120 Cargas que pueden soportar las columnas huecas de fundición. 209
Figura 1.121 Detall columna de fosa. Autoria personal..... 210
Figura 1.122 Detall columna de fosa (II) 210
Figura 1.123 Florencio Ger y Lóbez. Tratado de Construcción civil..... 213
Figura 1.124 César Serrano Giménez. Moldería y forja. 216
Figura 1.125 Informació apareguda al diari La Vanguardia amb data 1 de febrer de 1918. 217
Figura 1.126 Soit une pièce prismatique encastrée complètement en B et reposant librement en A. 220
Figura 1.127 Diagrames obtinguts segons Vierendeel..... 221