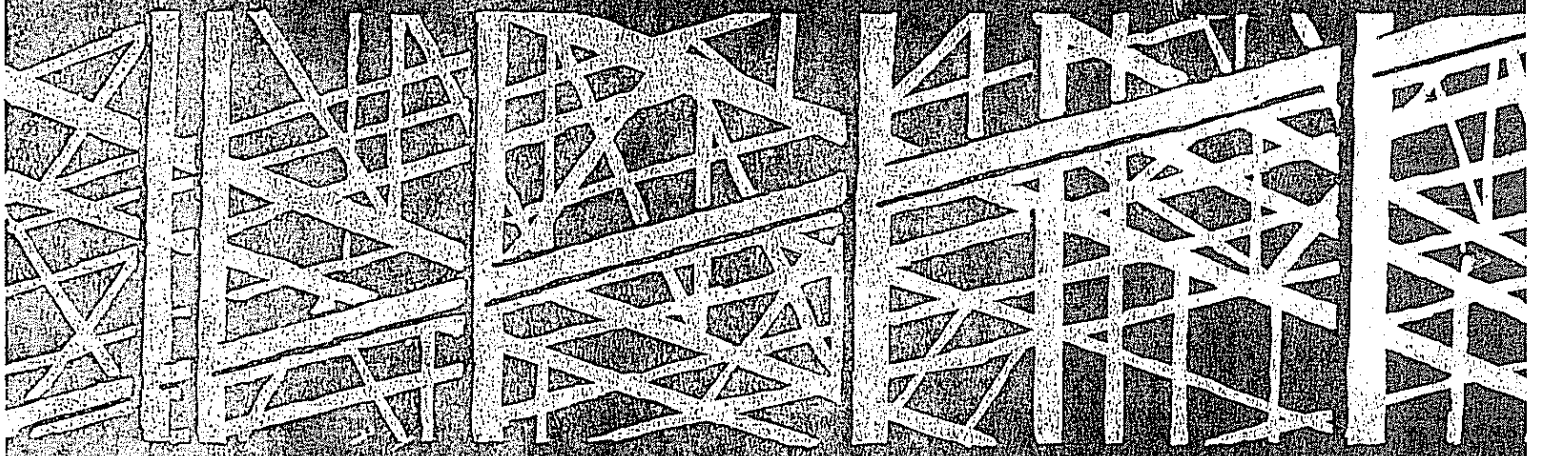
PUBLICACIONES ENSIDESA

MANUALES SOBRE LA CONSTRUCCION CON ACERO

BASES DE CALCULO

DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES



TOMO 0*

TABLA DE CONVERSION

Para convertir	En	Se multiplica por
Acre	Pie cuadrado	43 560,00
Acre	Metro cuadrado	4 047,00
Acre	Milla cuadrada	$1,562 \times 10^{-3}$
Acre	Yarda cuadrada	4,840,00
Acre-pie	Pie cúbico	43 560,00
Acre-pie	Galón	$3,259 \times 10^{5}$
Area	Yarda cuadrada	119,60
Area	Acre	0,02471
Area	Metro cuadrado	100,00
Atmósfera	Tonelada/pulgada²	0,007348
Atmósfera	cm de mercurio	76,00
Atmósfera	Pie de agua (a 4° C)	33,90
Atmósfera	Pulgada Hg (a 0° C)	29,92
Atmósfera	kg/cm²	1,0333
Atmósfera	kg/m²	10,332
Atmósfera	Libra/pulgada²	14,70
Atmósfera	Tonelada/pie²	1,058
Bar	Atmósfera	0,9869
Bar	Dina/centímetro²	10^{6}
Bar	kg/m²	$1,020 \times 10^{4}$
Bar	Libra/pie²	2 089
Bar	Libra/pulgada²	14,50
Barril (U. S. Liam.)	Galón	31,5
Barril (aceite)	Galón (aceite)	42,0
B. T. U.	Litro-atmósfera	10,409
B. T. U.	Ergio	$1,0550 \times 10^{10}$
B. T. U.	Pie-libra	778,3
B. T. U.	Gramo-caloría	252,0
B. T. U.	CV-hora	$3,931 \times 10^{-4}$
B. T. U.	Julio	1 054,8
B. T. U.	Kilogramo - caloría	0,2520
B. T. U.	Kilogramo - metro	107,5
B. T. U.	Kilovatio - hora	$2,928 \times 10^{-4}$
B. T. U./hora	Pie-libra/segundo	0.2162
B. T. U./hora	Gramo-caloría/seg	0,0700
B. T. U./hora	CV-hora	$3,929 \times 10^{-4}$
B. T. U./hora	Vatio	0,2931
B. T. U./minuto	Pie-libra/seg	12,96
B. T. U./minuto	Caballo vapor	0.02356
B. T. U./minuto	Kilovatio	0,01757
B. T. U./minuto	Vatio	17,57
B. T. U./pie² min	Vatio/pulgada²	0,1221
Caballo vapor	B. T. U./minuto	42,44
Caballo vapor	Pie-libra/minuto	33 000,00
Caballo vapor	Pie-libra/segundo	550,00
Caballo vapor	Kilovatio	0,7457
Caballo vapor	Vatio	745,70
CV-hora	Ergio	$2,6845 \times 10^{13}$
CV-hora	Pie-libra	$1,98 \times 10^{6}$
CV-hora	Julio	$2,684 \times 10^{6}$
CV-hora	Kilocaloría	641,10
CV-hora	Kilogramo - metro	$2,737 \times 10^{5}$
CV-hora	Kilovatio - hora	0,7457
Centígrado	Fahrenheit	(°C×9/5) + 32°
Centigramo	Gramo	0,01
Centilitro	Pulgada cúbica	0,6103
Centilitro	Litro	0,01
Centímetro	Pie	$3,281 \times 10^{-2}$
Centímetro	Pulgada	0,3937
Centímetro	Kilómetro	10^{-5}
Centímetro	Metro	0,01
Centímetro	Milla	$6,214 \times 10^{-6}$
Centímetro	Yarda	$1,094 \times 10^{-2}$
Centímetro²	Pie cuadrado	$1,076 \times 10^{-3}$
Centímetro²	Pulgada cuadrada	0,1550
Centímetro²	Yarda cuadrada	$1,196 \times 10^{-4}$
Centímetro cúbico	Pie cúbico	$3,531 \times 10^{-5}$
Centímetro cúbico	Pulgada cúbica	0,06102
Centímetro cúbico	Yarda cúbica	$1,308 \times 10^{-6}$
Centímetro cúbico	Galones (U. S. Liq.)	$2,642 \times 10^{-4}$
Centímetro cúbico	Litro	0,001
Centímetro cúbico	Pinta (U. S. Liq.)	$2,113 \times 10^{-3}$
cm de mercurio	Atmósfera	0,01316
cm de mercurio	Pie de agua	0,4461
cm de mercurio	kg/m²	136,00
cm de mercurio	Libra/pie²	27,85
cm de mercurio	Libra/pulgada²	0,1934
Centímetro-dina	Centímetro - gramo	$1,020 \times 10^{-3}$
Centímetro-dina	Metro - kilogramo	$1,020 \times 10^{-8}$
Centímetro-dina	Libra - pie	$7,376 \times 10^{-8}$
Centímetro-gramo	Centímetro - dino	980,70
Centímetro-gramo	Metro - kilogramo	10^{-5}
Centímetro-gramo	Libra - pie	$7,233 \times 10^{-5}$
cm/segundo	Pie/minuto	1,1969
cm/segundo	Pie/segundo	0,03281
cm/segundo	Kilómetro/hora	0,036
cm/segundo	Nudo	0,1943
cm/segundo	Metro/minuto	0,6
cm/segundo	Milla/hora	0,02237
cm/segundo	Milla/minuto	$3,728 \times 10^{-4}$
Centímetro/seg²	Pie/seg²	0,03281
Centímetro/seg²	Km/hora/seg	0,036
Centímetro/seg²	Metro/segundo²	0,01
Centímetro/seg²	Milla/hora/seg	0,02237
Circunferencia	Radián	6,283
Cuadrante	Grado	90,0
Cuadrante	Minuto	5 400,0
Cuadrante	Radián	1,571
Cuadrante	Segundo	$3,24 \times 10^{5}$
Día	Segundo	86 400,0
Dina/cm²	Atmósfera	$9,869 \times 10^{-7}$
Dina/cm²	Pulgada Hg a 0° C)	$2,953 \times 10^{-5}$
Dina/cm²	Pulgada agua (a 4° C)	$4,015 \times 10^{-4}$
Dina	Gramo	$1,020 \times 10^{-3}$
Dina	Julio/centímetro	10^{-7}
Dina	Julio/m (Newton)	10^{-5}
Dina	Kilogramo	$1,020 \times 10^{-6}$
Dina	Libra	$2,248 \times 10^{-6}$
Dina/cm²	Bar	10^{-6}
Ergio	B.T.U.	$9,480 \times 10^{-11}$
Ergio	Dina - centímetro	1,0

Para convertir	En	Se multiplica por
Ergio	Pie · libra	$7{,}367 \times 10^{-8}$
Ergio	Gramo · centímetro	$1{,}020 \times 10^{-3}$
Ergio	Caballo vapor-hora	$3{,}7250 \times 10^{-14}$
Ergio	Julio	10^{-7}
Ergio	Kilocaloría	$2{,}389 \times 10^{-11}$
Ergio	km · m	$1{,}020 \times 10^{-8}$
Ergio	Kilovatio-hora	$0{,}2778 \times 10^{-13}$
Ergio	Vatio · hora	$0{,}2778 \times 10^{-10}$
Ergio/segundo	B. T. U./minuto	$5\,688 \times 10^{-9}$
Ergio/segundo	Libra · pie/minuto	$4{,}427 \times 10^{-6}$
Ergio/segundo	Libra · pie/segundo	$7{,}3756 \times 10^{-8}$
Ergio/segundo	Caballo vapor	$1{,}341 \times 10^{-10}$
Ergio/segundo	Kilocaloría/minuto	$1{,}433 \times 10^{-9}$
Ergio/segundo	Kilovatio	10^{-10}
Fathom	Metro	1,828804
Fathom	Pie	6,0
Galón	Centímetro cúbico	3 785,0
Galón	Pie cúbico	0,1337
Galón	Pulgada cúbica	231,0
Galón	Metro cúbico	$3{,}785 \times 10^{-3}$
Galón	Yarda cúbica	$4{,}951 \times 10^{-3}$
Galón	Litro	3,785
Galón inglés	Galón (U. S.)	1,20095
Galón (U. S.)	Galón inglés	0,83267
Galón de agua	Libra de agua	8,3453
Galón/minuto	Pie cúbico/segundo	$2{,}228 \times 10^{-3}$
Galón/minuto	Litro/segundo	0,06308
Galón/minuto	Pie cúbico/hora	8,0208
Grado (ángulo)	Cuadrante	0,01111
Grado (ángulo)	Radián	0,01745
Grado (ángulo)	Segundo	3 600,0
Gramo	Dina	980,7
Gramo	Onza (AVDP)	0,03527
Gramo	Libra	$2{,}205 \times 10^{-3}$
Hectárea	Acre	2,471
Hectárea	Pie cuadrado	$1{,}076 \times 10^{5}$
Hora	Día	$4{,}167 \times 10^{-2}$
Hora	Semana	$5{,}952 \times 10^{-3}$
Julio	B. T. U.	$9{,}480 \times 10^{-4}$
Julio	Ergio	10^{7}
Julio	Pie · libra	0,7376
Julio	Kilocaloría	2.389×10^{-4}
Julio	Kilogramo · metro	0,1020
Julio/centímetro	Gramo	$1{,}020 \times 10^{3}$
Julio/centímetro	Dina	10^{7}
Julio/centímetro	Libra	22,48
Kilogramo	Dina	980 665
Kilogramo	Julio/centímetro	0,09807
Kilogramo	Julio/m (Newton)	9.807
Kilogramo	Libra	2,205
Kilogramo	Tonelada (larga)	$9{,}842 \times 10^{-4}$
Kilogramo	Tonelada (corta)	$1{,}102 \times 10^{-3}$
kg/cm²	Atmósfera	0,9678
kg/cm²	Pie de agua	32.81
kg/cm²	Pulgada de Hg	28,96
kg/cm²	Libra/pulgada²	14,22
Kilogramo/metro	Libra/pie	0,6720
Kilogramo · metro	B. T. U.	9.294×10^{-3}
Kilogramo · metro	Ergio	$9{,}804 \times 10^{7}$
Kilogramo · metro	Libra-pie	7,233
Kilogramo · metro	Julio	9.804
Kilogramo · metro	Kilovatio-hora	$2{,}723 \times 10^{-6}$
kg/m²	Atmósfera	$9{,}678 \times 10^{-5}$
kg/m²	Bar	$98{,}07 \times 10^{-6}$
kg/m²	Pie de agua	$3{,}281 \times 10^{-3}$
kg/m²	Pulgada de Hg	$2{,}896 \times 10^{-3}$
kg/m²	Libra/pie²	0,2048
kg/m²	Libra/pulgada²	$1{,}422 \times 10^{-3}$
kg/m³	Gramo/cm³	0,001
kg/m³	Libra/pie³	0,06243
kg/m³	Libra/pulgada³	3.613×10^{-5}
kg/mm²	Kilogramo/m²	10^{6}
Kilómetro	Pie	3 281.0
Kilómetro	Pulgada	3.937×10^{4}
Kilómetro	Metro	1 000.0
Kilómetro	Milla	0.6214
Kilómetro	Yarda	1 094,0
Kilómetro²	Acre	247,1
Kilómetro/hora	cm/segundo	27,78
Kilómetro/hora	Pie/minuto	54,68
Kilómetro/hora	Pie/segundo	0.9113
Kilómetro/hora	Nudo	0,5396
Kilómetro/hora	Metro/minuto	16,67
Kilómetro/hora	Milla/hora	0,6214
Kilovatio	B. T. U./minuto	56.92
Kilovatio	Libra · pie/minuto	$4{,}426 \times 10^{4}$
Kilovatio	Libra · pie/segundo	737,6
Kilovatio	Caballo vapor	1,341
Kilovatio-hora	B. T. U.	3 413.0
Kilovatio-hora	Ergio	$3{,}600 \times 10^{13}$
Kilovatio-hora	Libra · pie	$2{,}655 \times 10^{6}$
Kilovatio-hora	Julio	3.6×10^{6}
Kilovatio-hora	Kilogramo · metro	3.671×10^{5}
Kips	Libra	1 000.0
Libra	Dina	44.4823×10^{4}
Libra	Julio/centímetro	0,04448
Libra	Julio/m (Newton)	4.448
Libra	Kilogramo	0,4536
Libra/pie	Kilogramo/metro	1.488
Libra/pie²	Atmósfera	4.725×10^{-4}
Libra/pie²	Pie de agua	0.01602
Libra/pie²	Libra/pulgada²	6.944×10^{-3}
Libra/pie cúbico	Gramo/centímetro³	0,01602
Libra/pie cúbico	Kilogramo/metro³	16,02
Libra/pie cúbico	Libra/pulgada³	$5{,}787 \times 10^{-4}$
Libra-pie	Dina · centímetro	1.356×10^{7}
Libra-pie	Gramos · centímetro	13 825,0
Libra-pie	Kilogramo · metro	0.1383

(Continúa en las guardas finales)

BASES DE CALCULO

DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

TOMO 0*

INTRODUCCION A LA SEGUNDA EDICION

Agotada la primera edición del Tomo II del Prontuario ENSIDESA, en esta segunda se han actualizado los datos estadísticos y puesto al día las características de los aceros de acuerdo con las últimas revisiones de las normas

Como ya se indicaba en el Tomo 1, en la presentación de las PUBLICACIONES ENSIDESA, las directrices fijadas en el EUROCODIGO 3 «Diseño de estructuras de acero», servirán como guía para el contenido del presente tomo

Precisamente el motivo de haber denominado Tomo 0 a esta edición se debe a que el contenido de sus capítulos se integrará en diversos tomos de las PUBLICACIONES ENSIDESA, basados en el EUROCODIGO 3, con lo que la presente obra quedará absorbida en dichas publicaciones.

Una vez más queremos agradecer el interés mostrado por nuestros Manuales sobre la Construcción con Acero e invitar a que nos envíen cuantas sugerencias consideren oportunas para la mejora de los mismos (1)

(1) Rogamos sean dirigidas a ENSIDESA, Dirección Asistencia a Proyectos, Velázquez, 134 bis, 28006 MADRID

Indice

TOMO 0*

1. GENERALIDADES SOBRE LA CONSTRUCCION METALICA

1.1. La construcción metálica en España

1.2. Normativa y disposiciones sobre la construcción metálica.

1.3. Materiales

1.4 Criterios prácticos del proyecto.

Apéndice. Normas UNE relacionadas con los materiales y ejecución de las estructuras metálicas.

2. BASES DE CALCULO

2.1. Acciones y cargas.

2.2. Valores característicos de las cargas.

2.3. Métodos de cálculo.

2.4. Comprobación de estados límites

2.5 El acero de construcción.

Apéndice I Norma MV-101 - 1962. Acciones en la edificación Ministerio de la Vivienda Madrid, 1963.

Apéndice II Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Obras Públicas. Madrid, 1972.

Apéndice III Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril Ministerio de Obras Públicas. Madrid, 1975.

3. PIEZAS SOMETIDAS A COMPRESION

3.1. Clases de piezas.

3.2. Espesores mínimos de las piezas comprimidas.

3.3. Piezas simples de directriz recta sometidas a compresión.

3.4. Pandeo de arcos.
3.5. Pandeo espacial.
3.6. Compresión excéntrica.
3.7. Piezas compuestas de directriz recta sometidas a compresión.

Tablas

3.8. Magnitudes características de la torsión.
3.9. Solicitación de agotamiento Perfiles sometidos a compresión centrada. Solicitación de agotamiento N*.
Apéndice I. Longitud de pandeo en pórticos con pilares de sección variable por escalones.

4 PIEZAS SOMETIDAS A TRACCION

4.1. Clases de piezas
4.2. Piezas sometidas a tracción centrada.
4.3 Piezas solicitadas a tracción excéntrica.
4.4. Solicitación de agotamiento a tracción para perfiles laminados.

5 PIEZAS SOMETIDAS A FLEXION

5.1. Diferentes tipos de flexión de piezas prismáticas.
5.2. Vigas de alma llena.
5.3. Vigas de celosía
5.4. Vigas aligeradas.
5.5. Vigas carril de puente grúa.
5.6. Tablas para el dimensionamiento de perfiles laminados a flexión simple.
Apéndice I. Torsión de piezas prismáticas.
Apéndice II. Caminos de rodadura de puentes grúa. Bases específicas para su cálculo (Borrador de propuesta de norma.)

TOMO 0**

6. UNIONES ROBLONADAS Y ATORNILLADAS

6.1. Elementos de unión.
6.2. Resistencia de los elementos de unión.
6.3. Valores de las solicitaciones de agotamiento de los elementos de unión.

6 4 Solicitaciones de agotamiento de los elementos de unión. Tablas y ábacos.
6 5. Cálculo de los esfuerzos en los elementos de unión que forman un conjunto
6 6 Uniones de vigas.
6.7 Empalmes en vigas y pilares.
Apéndice I. Longitud de vástago. Longitud de apretura. Peso de los tornillos.
Apéndice II. Resistencia de vigas con despalmillado de una o dos alas.
Apéndice III Cubrejuntas normalizados para uniones y empalmes.

7. UNIONES SOLDADAS

7 1. Procedimientos de soldeo.
7 2. El proceso de soldeo
7 3. Clasificación, representación y calidad de las soldaduras.
7 4. Control de calidad y defectos de las soldaduras
7 5. Resistencia de las soldaduras.
7 6 Resistencia de un conjunto de cordones de soldadura.
7 7. Uniones soldadas

8 APOYOS Y APARATOS DE APOYO

8 1. Clasificación de los apoyos.
8 2 Apoyos de vigas
8 3 Bases de columnas
8 4. Apoyos de puentes.
8 5. Apoyos elastoméricos.
Apéndice. Norma Básica MV-103 Capítulo IX. Aparatos de apoyo.

Tomo 0*

Indice

1. GENERALIDADES SOBRE LA CONSTRUCCION METALICA . . . 1

1.1. La construcción metálica en España . . . 3

1.1.1. Historia . . . 3

1.1.2. Situación actual . . . 3

1.1.3. Situación comparativa respecto a otros países . . . 5

1.2. Normativa y disposiciones sobre la construcción metálica . . . 7

1.2.1. Normas UNE . . . 7

1.2.2. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo . . . 9

1.2.3. Ministerio de Industria . . . 11

1.3. Materiales . . . 11

1.3.1. Aceros . . . 16

1.3.2. Productos laminados . . . 18

1.3.3. Medios de unión . . . 21

1.4. Criterios prácticos del proyecto . . . 21

Apéndice Normas UNE relacionadas con los materiales y ejecución de las estructuras metálicas . . . 23

2. BASES DE CALCULO ... 27

2.1. Acciones y cargos ... 29

2.2. Valores característicos de las cargas ... 29

2.2.1. Cargas y sobrecargas en la edificación ... 30

2.2.2. Cargas y sobrecargas en puentes de carretera ... 30

2.2.3. Cargas y sobrecargas en puentes de ferrocarril ... 30

2.3. Métodos de cálculo ... 31

2.3.1. Estados límites ... 32

2.3.2. Método de los estados límites ... 33

2.3.3. Acciones ponderadas ... 35

2.3.4. Solicitaciones ... 37

2.4. Comprobación de estados límites ... 37

2.4.1. Comprobación de los estados límites últimos ... 37

2.4.2. Estado límite de rotura. Rotura frágil y rotura dúctil ... 39

2.4.3. Rotura dúctil. Condición de agotamiento según la MV-103 ... 40

2.4.4. Rotura frágil. Factores determinantes ... 41

2.4.4.1. Influencia de la temperatura. Temperatura de transición ... 43

2.4.4.2. Concentración de tensiones y efecto entalla ... 43

2.4.4.3. Calidad del acero ... 45

2.4.4.4. La energía de rotura. Resiliencia ... 47

2.4.4.5. Elección del tipo de acero en función de su susceptibilidad a la rotura frágil ... 50

2.4.5. Rotura por fatiga ... 50

2.4.5.1. Ensayos de fatiga ... 51

2.4.5.2. Factores que influyen en la resistencia a la fatiga ... 55

2.4.5.3. Proyecto y dimensionamiento a la fatiga ... 57

2.4.5.4. Tensión admisible máxima de fatiga ... 69

2.4.6. Estados límites de servicio ... 71

2.5. El acero de construcción ... 71

2.5.1. Características mecánicas y químicas ... 75

2.5.2. Resistencia de cálculo del acero ... 85

Apéndice I. Norma MV-101-1962. Acciones en la edificación. Ministerio de la Vivienda. Madrid, 1963 ... 87

Apéndice II Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Obras Públicas. Madrid, 1972 ... 125

Apéndice III Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril. Ministerio de Obras Públicas. Madrid. 1975 ... 151

3. PIEZAS SOMETIDAS A COMPRESION ... 183

3.1. Clases de piezas ... 185

3.2. Espesores mínimos de las piezas comprimidas ... 189

3.3. Piezas simples de directriz recta sometidas a compresión ... 191

3.3 1 Piezas de sección constante. Longitud y coeficiente de pandeo ... 193

3.3 1 1. Piezas de sección constante con extremos empotrados elásticamente ... 195

3.3 1 2. Estructuras trianguladas ... 199

3.3 1 3. Cordones comprimidos no arriostrados de vigas de celosía ... 199

3.3 1 4. Estructuras porticadas ... 207

3.3 1 5. Pilares de edificios ... 209

3.3 1 6. Pandeo de piezas sometidas a varias fuerzas de compresión ... 213

3.3 1 7. Piezas de sección constante, sometidas a compresión variable por efecto de cargas axiales repartidas a lo largo de la directriz ... 221

3.3 2. Piezas de sección variable ... 223

3.3 2 1. Piezas con cambio brusco de inercia, sometidas a compresión constante ... 223

3.3 2 2. Piezas de momento de inercia variable, sometidas a compresión por fuerzas aisladas a distintos niveles ... 225

3.3 2 3. Piezas con variación gradual de inercia, sometidas a compresión constante ... 227

3.3 2 4. Piezas biarticuladas, de sección variable, sometidas a compresión constante ... 227

3.4. Pandeo de arcos ... 229

3.4 1 Arco circular de inercia constante, comprimido radialmente ... 229

3.4 2 Arcos cargados con fuerzas verticales ... 231
3.4 3 Fórmulas aproximadas de la DIN 4114 ... 233

3.5. Pandeo espacial ... 235
3.5 1 Pandeo por torsión pura de barras comprimidas axilmente ... 239
3.5 2 Pandeo por flexión y torsión de barras comprimidas axilmente ... 241

3.6. Compresión excéntrica ... 255
3.6 1 Piezas sin posibilidad de pandeo ... 255
3.6 2 Piezas de sección de simetría sencilla y con la fuerza de compresión contenida en el plano de simetría ... 257
3.6 2 1 Sin posibilidad de pandeo en el plano normal al de simetría ... 257
3.6 2 2 Con posibilidad de pandeo en cualquier plano ... 259
3.6 3 Piezas de sección con doble simetría, solicitadas por una fuerza de compresión contenida en uno de los planos de simetría ... 263
3.6 3 1 Sin posibilidad de pandeo en el plano normal al que contiene la fuerza de compresión ... 263
3.6 3 2 Con posibilidad de pandeo en cualquier plano ... 263
3.6 4 Piezas de sección con doble simetría, solicitadas por una fuerza de compresión no contenida en un plano de simetría ... 265
3.6 4 1 Sin posibilidad de pandeo en uno de los planos de simetría ... 265
3.6 4 2 Con posibilidad de pandeo en cualquier plano ... 265
3.6 5 Caso general ... 269

3.7. Piezas compuestas de directriz recta sometidas a compresión ... 269

TABLAS

3.8. Magnitudes características de la torsión ... 285
3.8 1 Un perfil IPN ... 286
3.8 2 Un perfil IPE ... 290
3.8 3 Un perfil HEB ... 294
3.8 4 Un perfil HEA ... 298
3.8 5 Un perfil HEM ... 302

3.9. **Solicitación de agotamiento. Perfiles sometidos a compresión centrada.**
Solicitación de agotamiento N* 307

		A 37	A 42	A 52
 3.9.1.	Un perfil IPN	310	396	482
 3.9.2.	Dos perfiles IPN soldados	312	398	484
3.9.3.	Dos perfiles IPN empresillados ($\lambda_x = \lambda_y$)	314	400	486
 3.9.4.	Dos perfiles IPN empresillados, con distintas separaciones entre ejes	316	402	488
 3.9.5.	Dos perfiles IPN en cruz	320	406	492
3.9.6.	Medio perfil IPN	322	408	494
 3.9.7.	Dos medios perfiles IPN	324	410	496
 3.9.8.	Un perfil IPE	326	412	498
 3.9.9.	Un perfil IPE con dos platabandas soldadas	328	414	500
 3.9.10.	Dos perfiles IPE soldados	330	416	502
 3.9.11.	Dos perfiles IPE empresillados ($\lambda_x = \lambda_y$)	332	418	504
 3.9.12.	Dos perfiles IPE empresillados, con distintas separaciones entre ejes	334	420	506
 3.9.13.	Dos perfiles IPE en cruz	338	424	510
 3.9.14.	Conjunto de tres perfiles IPE	340	426	512
 3.9.15.	Medio perfil IPE	344	430	516
3.9.16.	Dos medios perfiles IPE	346	432	518
 3.9.17.	Un perfil HEB	348	434	520
 3.9.18.	Un perfil HEB con dos platabandas soldadas	350	436	522
 3.9.19.	Medio perfil HEB	352	438	524
 3.9.20.	Dos medios perfiles HEB	354	440	526
 3.9.21.	Un perfil HEA	356	442	528
 3.9.22.	Un perfil HEA con dos platabandas soldadas	358	444	530
 3.9.23.	Medio perfil HEA	360	446	532
 3.9.24.	Dos medios perfiles HEA	362	448	534
 3.9.25.	Un perfil HEM	364	450	536
 3.9.26.	Un perfil HEM con dos platabandas soldadas	366	452	538
 3.9.27.	Medio perfil HEM	368	454	540
 3.9.28.	Dos medios perfiles HEM	370	456	542
 3.9.29.	Un perfil PCS (h = b)	372	458	544

		A 37	A 42	A 52
3 9 30.	Un perfil UPN	374	460	546
3 9 31.	Dos perfiles UPN	376	462	548
3.9 32.	Dos perfiles UPN con distintas separaciones entre almas	378	464	550
3.9 33.	Dos perfiles UPN empresillados ($\lambda_x = \lambda_y$)	380	466	552
3.9 34.	Dos perfiles UPN empresillados, con distintas separaciones entre ejes	382	468	554
3.9 35	Dos perfiles UPN con dos platabandas soldadas ($\lambda_x \approx \lambda_y$)	384	470	556
3.9 36.	Un perfil L	386	472	558
3 9 37.	Dos perfiles L con distintas separaciones	388	474	560
3.9 38.	Dos perfiles L con distintas separaciones	390	476	562
3.9 39.	Un perfil T	392	478	564
3.9 40.	Dos perfiles T	394	480	566

Apéndice I. Longitud de pandeo en pórticos con pilares de sección variable por escalones... 569

4. PIEZAS SOMETIDAS A TRACCION ... 579

4.1. Clases de piezas ... 581

4.1 1 Redondos y pletinas ... 581

4.1 2. Perfiles simples ... 583

4.1 3. Piezas compuestas de varios perfiles ... 585

4.1 4. Piezas compuestas ... 585

4.1 5. Clases de piezas según la Norma Básica MV-103 ... 587

4.2. Piezas sometidas a tracción centrada ... 587

4.2 1. Concentración de tensiones ... 589

4 2 1 1. Sección neta de una pieza ... 593

4.2 2. Cálculo de las piezas sometidas a tracción centrada ... 595

4.3. Piezas solicitadas a tracción excéntrica ... 597

4 3 1. Cálculo según la Norma Básica MV-103 de las piezas solicitadas a tracción excéntrica ... 601

4.4. Solicitación de agotamiento a tracción para perfiles laminados ... 603

5. PIEZAS SOMETIDAS A FLEXION 619

5.1. Diferentes tipos de flexión de piezas prismáticas 621

5 1 1. Centro de esfuerzos cortantes 621

5.1 2. Flexión coaccionada 625

5.1 3 Flexión con torsión 629

5.2. Vigas de alma llena 629

5 2 1 Perfiles laminados 631

5.2 2. Perfiles laminados con platabandas 633

5 2 3. Vigas múltiples 635

5.2 4. Vigas armadas 635

5 2 4 1 Tipos de secciones 635

5.2 4 2 Vigas de alma llena soldadas 637

5 2 4 3. Las vigas armadas según la MV-103 643

5 2 5 Cálculo de tensiones 645

5 2 5 1 Flexión simple de perfiles laminados 647

Abacos para el dimensionado 649

5.2 5 2 Cálculo de platabandas 649

5 2 6. Flechas 657

5.2 7 Pandeo lateral 659

5 2 7 1. Pandeo lateral en el dominio elástico 659

5 2 7 2. El pandeo lateral según la Norma Básica MV-103 665

5 2 7 3. Comprobación del pandeo lateral en el caso de perfiles laminados 669

5 2 8. Abollamiento del alma en las vigas de alma llena 681

5.2 8 1. Planteamiento teórico 681

5 2 8 2. El fenómeno experimental. Resistencia pos-abollamiento 683

5 2 8 3. Método de cálculo convencional 685

5 2 8 4. Abollamiento del alma de las vigas de alma llena. según la Norma Básica MV-103 687

5 2 8 4 1 Limites de espesores 694

5 2 8 4 2. Constantes de abollamiento y coeficientes de seguridad 694

5 2 8 4 3. Tensión de comparación ideal en el caso de solicitaciones compuestas 695

5 2 8 4 4. Abollamiento fuera del campo elástico 705

5 2 8 4 5 Rigidizadores. Concepto de rigidizador ultrarrigido 705

5.2.9 Ancho eficaz de las alas en las vigas de alma llena . . . 709

5.3. Vigas de celosía . . . 713

5.3.1 Tipos de vigas de celosía . . . 717

5.3.2 Cálculo de las vigas de celosía . . . 719

5.3.2.1. Vigas de celosía isostáticas . . . 721

5.3.2.2. Método Cremona, o de las figuras recíprocas . . . 721

5.3.2.3. Métodos algebraicos . . . 721

5.3.2.4. Vigas en cruz de San Andrés . . . 725

5.3.3 Deformaciones de las vigas de celosía . . . 725

5.3.3.1 Diagrama de WILLIOT . . . 725

5.3.3.2. Principio de los trabajos virtuales . . . 727

5.3.3.3. Método aproximado . . . 733

5.3.4. Particularidades constructivas . . . 733

5.4. Vigas aligeradas . . . 733

5.4.1. Cálculo del cordón . . . 737

5.4.1.1. Acción del momento flector aisladamente . . . 737

5.4.1.2. Acción del esfuerzo cortante aisladamente . . . 737

5.4.1.3. Acción combinada del momento flector y del esfuerzo cortante . . . 739

5.4.2. Cálculo del montante . . . 743

5.4.2.1. Comprobación de la cortadura . . . 743

5.4.2.2. Comprobación a la flexión . . . 744

5.4.2.3. Comprobación de inestabilidad . . . 744

5.4.3. Cálculo de flechas . . . 745

5.4.3.1. Flecha debida al momento flector . . . 745

5.4.3.2. Flecha debida al esfuerzo cortante . . . 745

5.4.4. Aplicación de las fórmulas anteriores a las series de vigas aligeradas, recogidas en el Prontuario, Tomo I . . . 747

5.5. Vigas carril de puente grúa . . . 753

5.5.1. Sección transversal . . . 753

5.5.2. Sistema estático . . . 755

5.5.2.1. Esfuerzos locales . . . 759

5 5 3. Disposición de los apoyos 761
5 5 4 Bases para el cálculo 763

5.6. Tablas para el dimensionamiento de perfiles laminados a flexión simple . . . 763

5 6 1. Solicitaciones simples en perfiles laminados. Casos más frecuentes 765
5 6 1 1 Cargas máximas 765
5 6 1 2 Cálculo de las flechas 765
5 6 1 3. Clase de acero 767
5 6 2. Solicitaciones compuestas en perfiles laminados. Dimensionamiento por asimilación al caso de sobrecarga uniforme 937
5 6 2 1 Equivalencia de sistemas de cargas 937
5 6 2 2. Uso del método en el caso de solicitaciones combinadas 939

Apéndice I. Torsión de piezas prismáticas 947

Apéndice II. Caminos de rodadura de puentes grúa. Bases específicas para su cálculo. (Borrador de propuesta de norma.) 965

1. Generalidades sobre la construcción metálica

1.1. La construcción metálica en España

1.2. Normativa y disposiciones sobre la construcción metálica

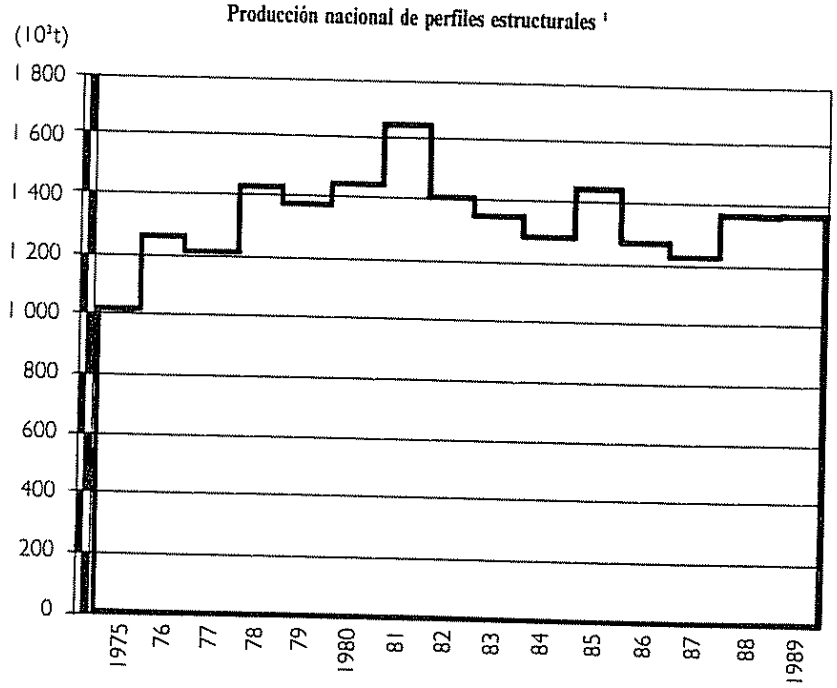
1.3. Materiales

1.4. Criterios prácticos del proyecto

Apéndice. Normas UNE relacionadas con los materiales y ejecución de las estructuras metálicas

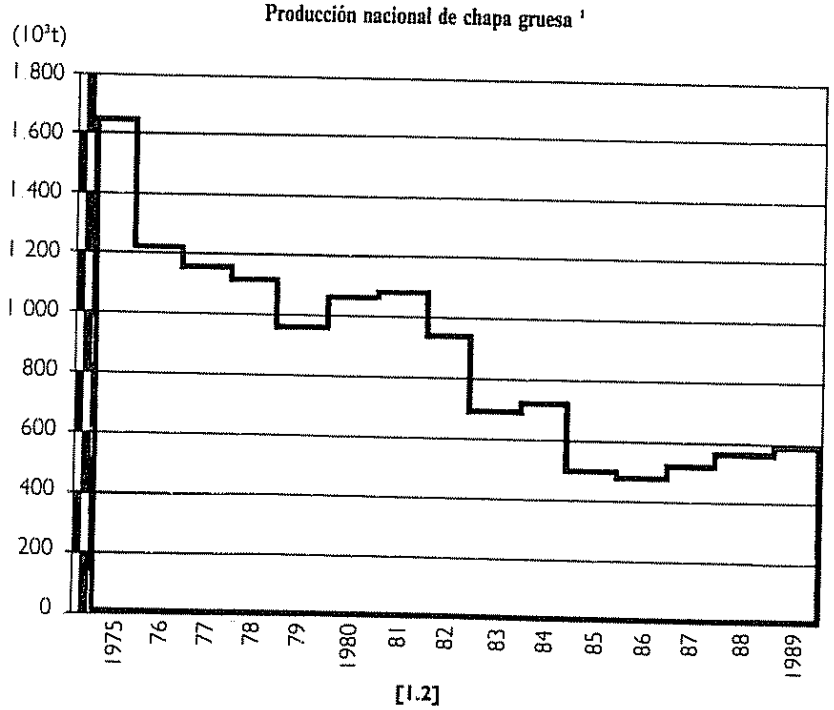
generalidades sobre la construcción metálica

Producción nacional de perfiles estructurales [1]



[1.1]

Producción nacional de chapa gruesa [1]



[1.2]

[1] Según definiciones CECA

1 GENERALIDADES SOBRE LA CONSTRUCCION METALICA

1.1 LA CONSTRUCCION METALICA EN ESPAÑA

1.1.1 Historia

El desarrollo de la construcción metálica en España guarda estrecho paralelismo con la disponibilidad de los materiales utilizados en la misma, así como del crecimiento inmobiliario e industrial del país

La producción de estructuras metálicas a gran escala es un fenómeno relativamente reciente Hasta finales de la década de los 50 el principal mercado de la estructura metálica estaba constituido por la edificación en altura y los volúmenes de producción eran sumamente cortos

Es precisamente en esta década, coincidiendo con las medidas de estabilización económica y el ajuste de la paridad monetaria, cuya repercusión en el desarrollo industrial era objeto de indudables expectativas, cuando el Estado español, a través del Instituto Nacional de Industria. constituyó la Empresa Nacional Siderúrgica La creación de ENSIDESA obedeció, pues, a asegurar una oferta suficiente de materiales siderúrgicos que posibilitasen el desarrollo industrial del país

A mediados de 1960 entró en funcionamiento el tren estructural de la factoría de ENSIDESA en Avilés, al que se unieron posteriormente diversas ampliaciones de otras factorías, y así, en 1973 se ponía en marcha el tren universal de perfiles de la factoría de ENSIDESA en Veriña En [1.1] se representa la variación de la producción nacional de perfiles estructurales

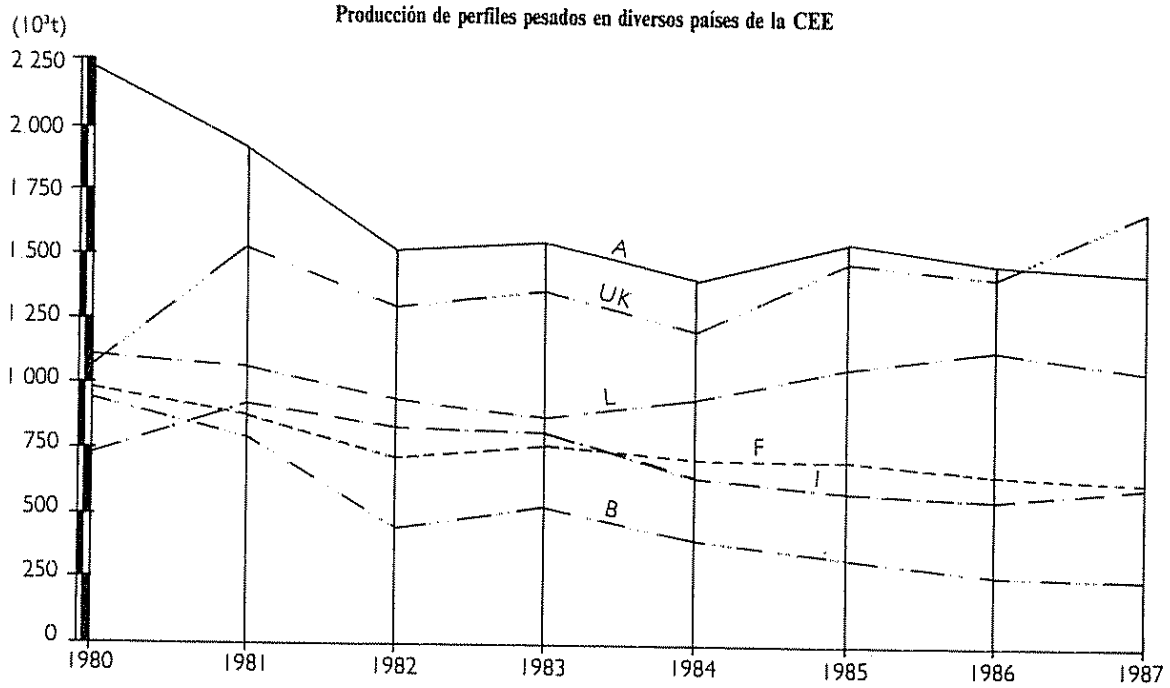
Con respecto a la producción de chapa gruesa [1.2], el único tren que fabrica este producto en España es el de la factoría de ENSIDESA en Veriña

Comparativamente en [1.3] y [1.4] se indican las producciones de perfiles pesados y de chapa gruesa en los principales países de la CEE

1.1.2 Situación actual

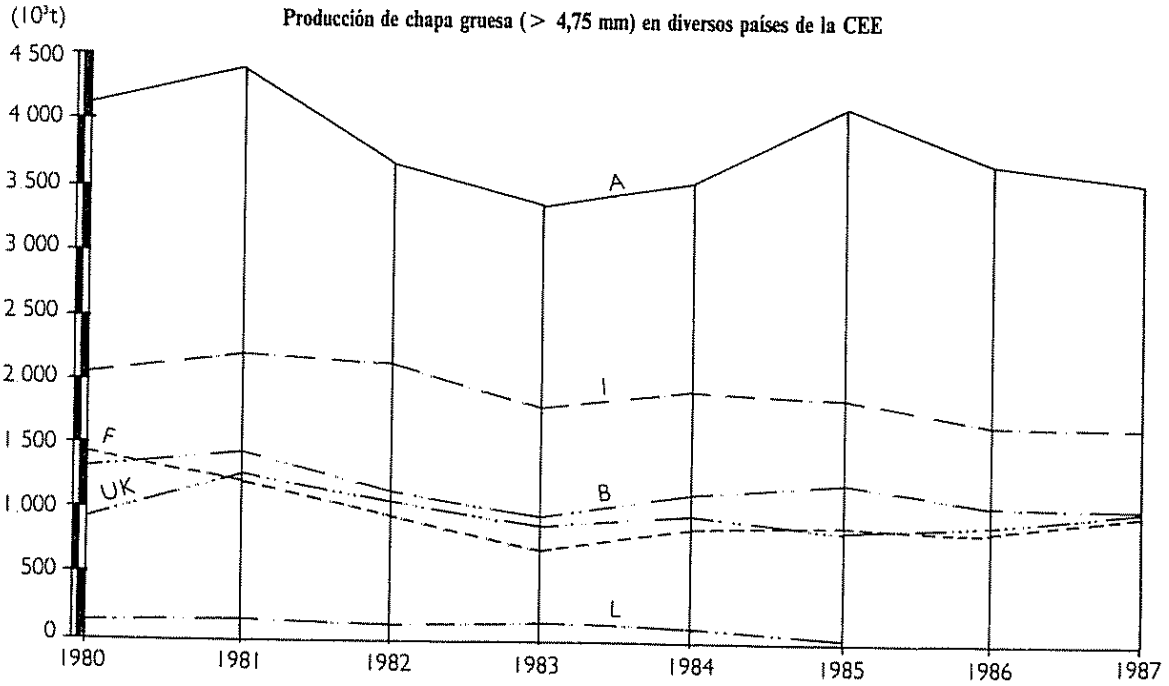
La producción de estructuras metálicas ha seguido caminos sensiblemente paralelos a los de los materiales que consume No obstante. el desglose del mercado de estruc-

Producción de perfiles pesados en diversos países de la CEE



[1.3]

Producción de chapa gruesa (> 4,75 mm) en diversos países de la CEE



[1.4]

A = Alemania
F = Francia
I = Italia
B = Bélgica
L = Luxemburgo
UK = Reino Unido

turas metálicas ha evolucionado profundamente en la última década Así, hace unos años, el principal capítulo estaba constituido por la edificación en altura, mientras que hoy. tal como se observa en [1 5]. adquiere importancia decisiva el capítulo de las naves industriales y cubiertas. así como también las estructuras para los grandes bienes de equipo (estructuras para centrales térmicas y nucleares, soportes de hornos y de silos, etc)

Como cifras estimativas se señala que en 1988 el sector de estructuras metálicas supuso:

Producción total	302 000 t
Cifra de facturación	65 900 millones de pesetas
Personal empleado	31 800 operarios

Existen en nuestro país del orden de 500 empresas que abordan la actividad de las estructuras metálicas, aun cuando no sobrepasan de 100 aquellas que pueden acreditar medios técnicos y financieros de cierta consideración

La localización geográfica de las empresas más importantes queda reflejada en [1 6], donde se observa que son precisamente las provincias más desarrolladas las que cuentan con un mayor número de empresas dedicadas a esta actividad

1 1 3 Situación comparativa respecto a otros países

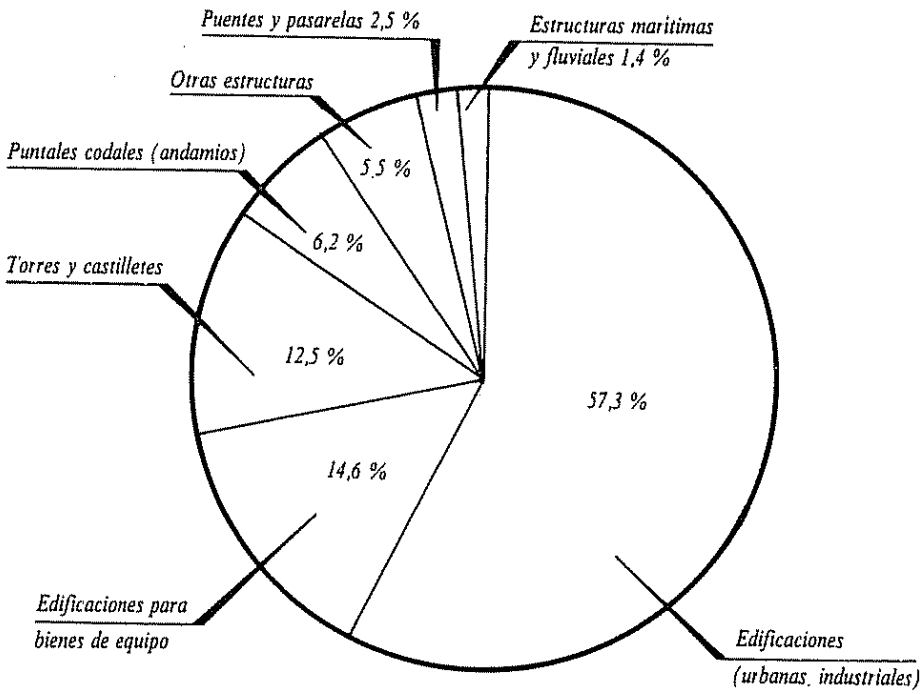
Es interesante destacar que en la producción de estructuras «per capita» España ocupe una situación de privilegio que tiene justificación en el hecho de que una parte notable de la infraestructura industrial, así como del desarrollo inmobiliario y de obras civiles, se ha realizado en los últimos años o se está efectuando actualmente

Sin embargo, aunque la situación global del consumo respecto a otros países es satisfactoria, no se puede afirmar lo mismo sobre la situación del sector de la construcción metálica En España existe un excesivo número de empresas, y, además, el grado de concentración de la producción es notablemente inferior a los existentes en el exterior

Es. asimismo, notable la pequeña dimensión que, en comparación con Europa, tienen las empresas españolas de primera fila Así, en el exterior existen empresas constructoras con volúmenes anuales de producción del orden de 40 000 a 80 000 t, e inclusive algunas rebasan las 120 000 t, en tanto que las empresas nacionales más gigantescas tienen una producción de 12 000 a 20 000 t

generalidades sobre la construcción metálica

Desglose del mercado de estructuras metálicas en 1988



[1.5]

El grado de concentración de la producción en distintos países, en función de los parámetros característicos

$P_t = \frac{\text{Producción total}}{\text{Número de fábricas}}$ y $P_{t/2} = \frac{50\ \%\ \text{producción total}}{\text{Número de fábricas}}$, se refleja en el cuadro que se inserta a continuación:

PAISES	P_t	$P_{t/2}$
ALEMANIA	1 900	16 600
AUSTRIA	4 700	27 000
BELGICA	1 400	14 500
ESPAÑA	1 200	6 600
FRANCIA	2 300	14 300
GRAN BRETAÑA	1 800	23 100
ITALIA	1 400	25 100
SUIZA	1 600	11 700

1.2. NORMATIVA Y DISPOSICIONES SOBRE LA CONSTRUCCION METALICA

1.2.1 Normas UNE

La Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR) produce las Normas UNE. Dentro de la normativa UNE interesa esencialmente la perteneciente a las siguientes Comisiones Técnicas de Trabajo:

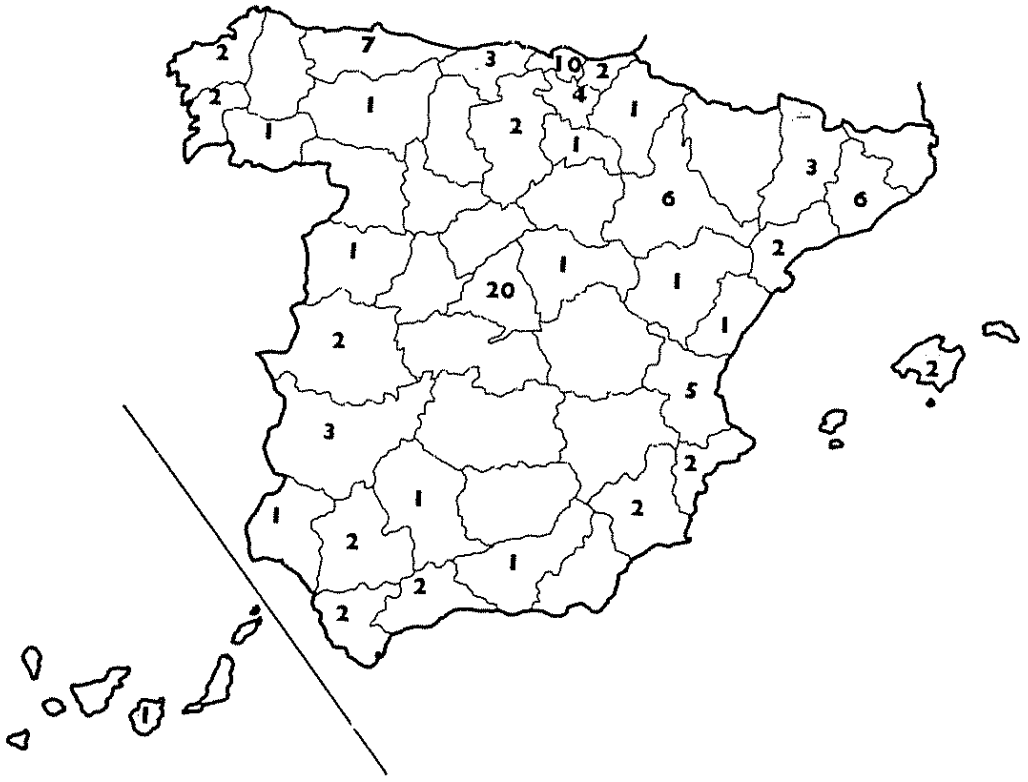
CTT 7 «Ensayos» Esta Comisión está dedicada a la elaboración de normas de ensayos de materiales entre los que se cuentan los productos siderúrgicos.

CTT 14 «Soldadura». Esta Comisión elabora normas UNE relacionadas con los materiales de aportación, ejecución de las soldaduras, ensayos destructivos y no destructivos, cálculo de las soldaduras. etc

CTT 36 «Siderurgia» Esta Comisión elabora las normas de aceros y de dimensiones y tolerancias de los productos siderúrgicos

generalidades sobre la construcción metálica

Localización de las principales empresas constructoras



[1.6]

CTT 76 «Estructuras metálicas» Esta Comisión de recientísima creación elabora la normativa relacionada con las estructuras metálicas

En el Apéndice I de este capítulo se recoge una lista de las normas UNE relacionadas con las estructuras metálicas

1 2 2 Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo

El Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, que absorbió al antiguo Ministerio de la Vivienda, regula. mediante una serie de disposiciones preceptivas, el uso de las estructuras metálicas en el ámbito de su esfera administrativa; es decir, la edificación. Estas disposiciones, de obligatoria observancia, son las siguientes Normas Básicas de la Edificación, NBE, antiguas MV:

NBE-101 (MV-101) «Acciones en la edificación»
NBE-102 (MV-102) «Acero laminado para estructuras de edificación»
NBE-103 (MV-103) «Cálculo de las estructuras de acero laminado en la edificación»
NBE-104 (MV-104) «Ejecución de las estructuras de acero laminado en edificación»
NBE-105 (MV-105) «Roblones de acero»
NBE-106 (MV-106) «Tornillos ordinarios y calibrados para estructuras de acero»
NBE-107 (MV-107) «Tornillos de alta resistencia para estructuras de acero»

También existe el «Pliego de Condiciones Técnicas» de la Dirección General de Arquitectura, obligatorio en las obras dependientes de dicho Organismo

Se citan, por ultimo, las Normas Tecnológicas de la Edificación (NTE) que recogen determinados criterios y soluciones técnicas y cuyo uso no es obligatorio, salvo que expresamente esté así indicado en los Pliegos de Condiciones de los proyectos de las obras

El Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo tiene una disposición sobre puentes metálicos, titulada: «Instrucción para el cálculo de los tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de las sobrecargas en los de hormigón armado »

Además de esta Instrucción existe el «Pliego de Condiciones Técnicas» de la Dirección General de Carreteras. en donde se trata de las obras metálicas

generalidades sobre la construcción metálica

Clasificación de los trabajos.

Grupo	Puentes	Edificios	Naves y cubiertas	Elementos hidráulicos	Obras de reforma o refuerzo
A	←	Sin limitaciones			→
B	L ⩽ 50 m	h ⩽ 25 plantas	L ⩽ 50 m	Sí	Sí
C	Pasarelas	h ⩽ 15 plantas	L ⩽ 25 m (sin puentes-grúa) L ⩽ 20 m (con puentes-grúa de hasta 10 t y suma total de 25 t máximo)	Sí excepto grandes presas	Sí
D	—	h ⩽ 5 plantas	L ⩽ 10 m	—	Sí

a

Clasificación de empresas de estructuras metálicas.
(Según Decreto 3.291/1974 del Ministerio de Industria)

— Oficina técnica.
— Equipos de control no destructivo (propios o subcontratados).
— Soldadores homologados.

Grupo	Técnicos titulados	Potencia instalada kVA	Inversión maquinaria de taller millones de pesetas	Superficie cubierta m²
A	10	500	15	4 000
B	5	250	10	2 000
C	1	150	3	1 000
D	—	—	—	—

b

1 2 3 Ministerio de Industria

Por el Decreto 3 291/1974 el Ministerio de Industria ha ordenado el sector de la construcción metálica estableciendo una clasificación obligatoria para todas aquellas empresas que operan en dicho campo

El Decreto 3 291/1974 exige a las empresas determinados requisitos mínimos, tales como disponer de oficina técnica y de medios de control de ejecución propios o subcontratados Asimismo, se requiere la homologación obligatoria de todos aquellos operarios que realizan labores de soldeo

El Decreto establece una clasificación de las empresas en cuatro Grupos (A, B. C y D), en función de su capacidad técnica y de fabricación, y se señalan los trabajos a realizar por cada Grupo Estas limitaciones de los trabajos tienen carácter obligatorio para las obras de la Administración y carácter indicativo y aconsejable para las obras privadas [1 7]

En la clasificación de empresas dedicadas a la construcción metálica, España ha seguido medidas paralelas realizadas en otros países europeos (DIN 8 573 en Alemania y el «Organismo profesional de calificación y clasificación de la edificación y sus actividades anexas». en Francia)

1 3 MATERIALES

Los aceros laminados son. dentro del grupo de los productos industriales, aquellos cuyo proceso de fabricación está sometido a los controles más exhaustivos y rigurosos Dichos controles empiezan en las primeras materias (minerales de hierro. hulla coquizable y chatarra) y abarcan los procesos de sinterización, obtención del arrabio en el horno alto, obtención del acero y, por último. de laminación

El rápido progreso de la industria siderúrgica nacional. a lo largo de los últimos diez años. ha dado lugar a un favorable reparto entre los diversos procesos de obtención de los aceros Estos son:

AÑO 1989		
Proceso de obtención	Miles de t	Porcentaje
Soplado con oxígeno Horno eléctrico	5 617 7 180	43 9 56 1
TOTAL	12 797	100.0

Correspondencia UNE 36080-73	Designación		Límite elástico R_e mín en MPa [1] Espesor en mm						Resistencia a la tracción R_m en MPa Espesor en mm			Orientación de la probeta [2]
	Numérica	Simbólica	⩽ 16	> 16 ⩽ 40	> 40 ⩽ 63	> 63 ⩽ 80	> 80 ⩽ 100	> 100 ⩽ 150	< 3	⩾ 3 ⩽ 100	> 100 ⩽ 150	
A 33-0	F 6200	A 310-0 [3]	185	175	—	—	—	—	310-540	290-510	—	x y
A 37-b A 37-b A 37-b A 37-c A 37-d	F 6201 F 6202 F 6202 F 6203 F 6204	AE 235-B [3] AE 235-B [3] AE 235-B AE 235-C AE 235-D	235	225	215	215	215	195	360-510	340-470	340-470	x y
A 44-b A 44-c A 44-d	F 6210 F 6211 F 6212	AE 275-B AE 275-C AE 275-D	275	265	255	245	235	225	430-580	410-540	400-540	x y
A 52-b A 52-c A 52-d —	F 6213 F 6214 F 6215 F 6220	AE 355-B AE 355-C AE 355-D AE 355-DD	355	345	335	325	315	295	510-680	490-630	470-630	x y
A 50-2	F 6216	A 490-2	295	285	275	265	255	Por acuerdo	490-660	470-610	Por acuerdo	x y
A 60-2	F 6217	A 590-2	335	325	315	305	295		590-770	570-710		x y
A 70-2	F 6218	A 690-2	365	355	345	335	325		690-900	670-830		x y

[1] 1 MPa = 1 N/mm² = 0,102 kg/mm².

[2] La probeta de orientación «x» es aplicable a los productos largos y a los productos planos de anchura inferior a 600 mm. La probeta de orientación «y» es aplicable a los productos planos de anchura igual o superior a 600 mm.

[3] Sólo para productos de espesor igual o superior a 25 mm.

— Los valores de esta tabla son aplicables a productos planos de espesor igual o inferior a 150 mm (100 mm para el ensayo de resiliencia) y a productos largos de espesor igual o inferior a 100 mm. Para otras dimensiones los valores se fijarán por acuerdo.

[1.8a]

Alargamiento en %							Estado de desoxidación	Temperatura °C	Resiliencia Energía absorbida mínima [4] KV en julios		Designación	
Probeta L_o = 80 mm Espesor en mm			Probeta L_o = 5,65 Espesor en mm						Valor medio V_e	Valores individ. V_{min} = 0,7 V_e	Simbólica	Numérica
⩾ 1,5 ⩽ 2	> 2 ⩽ 2,5	> 2,5 < 3	⩾ 3 ⩽ 40	> 40 ⩽ 63	> 63 ⩽ 100	> 100 ⩽ 150						
12 10	13 11	14 12	18 16	— —	— —	— —	Opcional	—	—	—	A 310-0	F 6200
19 17	20 18	21 19	26 24	25 23	24 22	22 22	Opcional FU FN FN FF	20 20 20 0 –20	27 [5] 27 [5] 27 27 27	19 19 19 19 19	AE 235-B AE 235-B AE 235-B AE 235-C AE 235-D	F 6201 F 6202 F 6202 F 6203 F 6204
16 14	17 15	18 16	22 20	21 19	20 18	18 18	FN FN FF	20 0 –20	27 27 27	19 19 19	AE 275-B AE 275-C AE 275-D	F 6210 F 6211 F 6212
16 14	16 14	18 16	22 20	21 19	20 18	18 18	FN [6] FN FF FF [7]	20 [6] 0 –20 –20 [7]	27 [6] 27 27 40 [7]	19 [6] 19 19 28 [7]	AE 355-B AE 355-C AE 355-D AE 355-DD	F 6213 F 6214 F 6215 F 6220
14 12	15 13	16 14	20 18	19 17	18 16	Por acuerdo	FN	—	—	—	A 490-2	F 6216
10 8	11 9	12 10	16 14	15 13	14 12		FN	—	—	—	A 590-2	F 6217
6 5	7 6	8 7	11 10	10 9	9 8		FN	—	—	—	A 690-2	F 6218

Los valores de energía indicados se refieren a probetas en V (tipo A) de 10 mm de anchura. Para probetas de 7.5 mm de anchura. los valores indicados deberán multiplicarse por 0.80 y para probetas de 5 mm de anchura. por 0.60
Sólo aplicable a productos de espesor igual o inferior a 25 mm
Sólo aplicable a productos largos
Sólo aplicable a productos planos

Composición química. Análisis de colada

Designación		Desoxidación [1]	% C máx. Espesor del producto en mm				% M_n máx	% S_i máx	% P máx	% S máx	% N [2] máx.
Numérica	Simbólica		⩽ 16	> 16 ⩽ 30	> 30 ⩽ 40	> 40					
F 6200	A 310-0	Opcional	—	—	—	—	—	—	—	—	—
F 6201	AE 235-B	Opcional	0,17	0,20 [3]	—	—	—	—	0,045	0,045	0,009
F 6202	AE 235-B	FU	0,17	0,20 [3]	—	—	—	—	0,045	0,045	0,009
F 6202	AE 235-B	FN	0,17	0,17	0,17	0,20	—	—	0,045	0,045	0,009
F 6203	AE 235-C	FN	0,17	0,17	0,17	0,17	—	—	0,040	0,040	0,009
F 6204	AE 235-D	FF	0,17	0,17	0,17	0,17	—	—	0,035	0,035	—
F 6210	AE 275-B	FN	0,21	0,21	0,21	0,22	—	—	0,045	0,045	0,009
F 6211	AE 275-C	FN	0,20	0,20	0,20	0,20	—	—	0,040	0,040	0,009
F 6212	AE 275-D	FF	0,20	0,20	0,20	0,20	—	—	0,035	0,035	—
F 6213	AE 355-B [4]	FN	0,24	0,24	0,24	0,24	1,60	0,55	0,045	0,045	0,009
F 6214	AE 355-C	FN	0,20	0,20	0,22	0,22	1,60	0,55	0,040	0,040	0,009
F 6215	AE 355-D	FF	0,20	0,20	0,22	0,22	1,60	0,55	0,035	0,035	0,009
F 6220	AE 355-DD [5]	FF	0,20	0,20	0,22	0,22	1,60	0,55	0,035	0,035	—
F 6216	A 490-2	FN	—	—	—	—	—	—	0,045	0,045	0,009
F 6217	A 590-2	FN	—	—	—	—	—	—	0,045	0,045	0,009
F 6218	A 690-2	FN	—	—	—	—	—	—	0,045	0,045	0,009

[1] FU = Efervescente; FN = No efervescente (semicalmado o calmado); FF = Calmado especial con práctica de grano fino

[2] Los valores límite son aplicables al contenido en nitrógeno libre y pueden ser superados si se reduce el contenido en fósforo. Se admite un incremento de 0,001 % en el contenido en nitrógeno por cada 0,005 % reducido en fósforo. No son aplicables si el acero tiene un contenido en aluminio igual o superior a 0,020 % o si se han añadido otros elementos fijadores de nitrógeno

[3] Aplicable sólo a productos hasta 25 mm de espesor

[4] Este grado de acero sólo es aplicable a productos largos

[5] Este grado de acero sólo es aplicable a productos planos

[I.8b]

Desviaciones admisibles en el análisis de producto respecto a los valores especificados para el análisis de colada

Elemento	Intervalos		Variaciones admisibles	
	Desde (excluido)	Hasta (incluido)	Aceros efervescentes opcional y FU	Aceros no efervescentes FN y FF
Carbono	—	0.17	+ 0.04	+ 0.02
	0.17	0.20	+ 0.05	—
	0,17	0.20	—	+ 0,03
Manganeso	—	1.60	—	+ 0.10
Silicio	—	0.55	—	+ 0.05
Azufre	—	0.045	+ 0.010	+ 0.005
Fósforo	—	0.045	+ 0.010	+ 0.005
Nitrógeno	—	0,012	+ 0,002	+ 0,001

[1.8c]

generalidades sobre la construcción metálica

Los aceros obtenidos por procedimiento Thomas o convertidor Bessemer, que generalmente contienen porcentajes más elevados de fósforo y nitrógeno que disminuyen su soldabilidad y les hacen sensibles al envejecimiento, así como los obtenidos en horno Siemens-Martin, han quedado ya desterrados en nuestro país

Dentro del campo de la edificación, el uso del acero laminado está regulado por la Norma MV-102, del antiguo Ministerio de la Vivienda. En ella se establece la obligatoriedad de que los fabricantes siderúrgicos nacionales garanticen sus fabricados. La Norma dice:

> *El fabricante garantiza las características mecánicas y la composición química de los productos laminados que suministra*

Para que dicha garantía del fabricante pueda establecerse, es necesario que exista una identificación inequívoca del producto. A este respecto, la Norma fija lo siguiente:

> *Todo perfil laminado llevará las siglas de la fábrica, marcadas a intervalos, en relieve producido por los rodillos de laminación*
>
> *Los demás productos redondos, cuadrados, rectangulares y chapas irán igualmente marcados con las siglas de fábrica, mediante procedimiento elegido por el fabricante*
>
> *El símbolo de la clase de acero irá marcado, además, en todo producto, pudiendo hacerse en el laminado o mediante troquel o pintura indeleble*

En consecuencia, el marcado de los productos siderúrgicos es, en realidad, un certificado de origen, por lo que a efectos de su control de calidad es suficiente, como criterio general, el examen de sus características aparentes

Los modernos procedimientos de fabricación de los productos siderúrgicos y la selección más rigurosa de las primeras materias utilizadas en los mismos, aseguran para éstos el mayor grado de fiabilidad de todos los materiales utilizados en el campo de la construcción.

1.3.1 Aceros

Los aceros de construcción están tipificados en la Norma UNE 36-080 «Aceros no aleados de uso general en construcción». Sus características mecánicas y composiciones químicas se recogen en [1.8], tomado de dicha Norma que coincide prácticamente con la Euronorma 25. Por tanto, los aceros nacionales son equivalentes a los tipificados y utilizados en los países de la Comunidad Económica Europea.

generalidades sobre la construcción metálica

Dentro de todos los aceros que figuran en la Norma 36-080, podemos diferenciar dos grupos: los de construcción metálica (A 37, A 42, A 44 y A 52) y los de construcción mecánica (A 33, A 50, A 60 y A 70)[1] Estos últimos no ofrecen garantías de soldabilidad tan seguras como los de construcción metálica, por no tener limitados los contenidos máximos de carbono.

Es claro que no es posible la existencia en el mercado de productos siderúrgicos en todos los tipos y grados de aceros que figuran en la Norma UNE 36-080 Basta recordar que exceden con mucho de 100 los diversos perfiles. estructurales y comerciales, utilizados en construcción y este número sería preciso multiplicarlo por los diferentes aceros, formatos y/o longitudes. con lo que alcanzaríamos una cifra económicamente inviable.

Estas razones económicas determinan el que en una mayoría de países sólo se disponga de un único acero como acero comercial, es decir, aquel que es utilizado para el consumo mayoritario En los diversos países europeos, este acero es el A 37b o A 42b. España está situada dentro del grupo de países cuya tradición es el acero A 42b, y esta situación es la que se recoge en la Norma MV-102, del antiguo Ministerio de la Vivienda. en donde se indica que:

> *El acero ordinario para perfiles y chapas es el de la clase A 42b*
>
> *Salvo el acero de clase A 42b los demás requieren condiciones especiales de pedido y aprovisionamiento*

La necesidad de una unificación a escala europea de estos dos tipos de acero, cuyos límites elásticos difieren tan solo en 2 kg/mm^2, ha dado lugar a que la Euronorma suprima el acero tipo A 42 creando el A 44 (AE 275) España ha seguido esta tendencia en la UNE 36080, pero mientras no se revise la NBE-102 (MV-102), norma de obligado cumplimiento, se mantendrá en el mercado el acero A 42.

Los avances técnicos producidos en la fabricación de los aceros y las garantías que éstos ofrecen hoy día, han dado lugar a que desde hace ya años la resistencia de cálculo se establece en función del límite elástico y no de su resistencia o tracción. Sin embargo, la tradición determina que la simbolización de los aceros se siga realizando en base a su resistencia mínima o tracción garantizada

La elección del tipo de acero (A 37, A 42, A 44 y A 52) se realiza en función de las circunstancias concurrentes en el proyecto, a fin de que la resistencia del acero sea la más adecuada en cada caso y teniendo presente siempre la posibilidad de suministro.

[1] Si bien en la actualidad los aceros se designan por su límite elástico mínimo en N/mm^2. anteponiendo las letras AE. se ha conservado la antigua denominación de la carga de rotura en kg/mm^2. anteponiendo la letra A. de acuerdo con las vigentes normas NBE (MV) de obligatoria observancia

La elección del grado del acero (a, b, c y d), una vez determinado el tipo del mismo, se realiza en función de criterios tales como la temperatura minima de servicio, tipo de solicitación, signo de los esfuerzos (tracción o compresión), espesores a soldar, deformación en frio del producto, responsabilidad del elemento en la construcción, etcétera

La Norma Básica MV-103 contiene en su Anejo I unas recomendaciones (no preceptivas) para la elección del grado del acero

Asimismo, en el apartado 7 231 se recoge una recomendación para la elección del grado del acero siguiendo los criterios de la Norma UNE 76-001 (dichos criterios son sensiblemente paralelos)

Es frecuente en determinadas construcciones metálicas (puentes y grandes estructuras) asociar diferentes tipos y grados de acero. En muchas ocasiones se disponen aceros con límites elásticos más elevados en las zonas de mayores esfuerzos y las exigencias para los elementos secundarios (arriostramientos, riostras, vigas de acompañamiento de vigas-carril, etc) son más moderadas

1 3 2 **Productos laminados**

Los productos laminados se clasifican en función de sus características de forma en:

Productos longitudinales
Productos planos

Los productos longitudinales son aquellos en los que una dimensión es determinante sobre las dos restantes Se subdividen a su vez en:

Perfiles estructurales. Son los perfiles I, H, L, T, Ø, con una altura o anchura igual o mayor a 80 mm. A veces se denominan también perfiles pesados

Perfiles comerciales. Incluyen los del grupo anterior con dimensión inferior a 80 mm e igualmente los redondos, cuadrados, hexagonales y pletinas También se denominan perfiles ligeros

Los productos planos son aquellos en los que dos de sus dimensiones predominan sobre la tercera. El producto plano utilizado normalmente es la chapa laminada en caliente, que puede ser obtenida por procedimientos discontinuos (tren dúo o cuarto) o bien por troceo de bobinas (Es fácil de determinar cuándo la chapa proviene de bobina por tener generalmente los bordes rebordeados) La chapa se clasifica según su espesor en:

Fina: inferior a 3 mm
Media: igual o superior a 3 mm hasta 4,75 mm
Gruesa: superior a 4,75 mm

La utilización de los aceros laminados en la construcción general está regulada por la Norma UNE 76-002 Los productos laminados utilizados en el ámbito de la edificación están recogidos en la Norma MV-102 del antiguo Ministerio de la Vivienda. Asimismo, se pueden encontrar tabulados los datos de sección y los valores estáticos de perfiles y chapas, simples o compuestos, en numerosos prontuarios y formularios nacionales y extranjeros [1].

Sin embargo. lo que no es fácil encontrar, en este tipo de publicaciones, son orientaciones que ayuden al proyectista en la elección del material Además, debe tenerse en cuenta que no todos los perfiles que figuran en las Normas y Prontuarios se encuentran de forma permanente en el mercado, por lo que el proyectista deberá evitar la utilización de todos aquellos productos sobre los que no tenga plena constancia sobre su facilidad en suministro Esta situación ha sido recogida en la Norma MV-102, donde se señala:

> *Productos de existencia permanente En las Tablas del Apéndice se destacan mediante la sigla P aquellos productos que en circunstancias normales se mantienen en existencia permanente en el mercado Los productos marcados con la sigla C no deben emplearse en los proyectos sin previa consulta de su posibilidad de suministro*

En el cuadro [1 9] se recoge la recomendación del Anexo de la Norma UNE 76-002 que básicamente coincide con la de la mencionada Norma MV-102 sobre la elección de los materiales Se ha dispuesto una columna libre a fin de que el proyectista anote en la misma las modificaciones futuras, dado que la situación está sometida a una continua evolución como consecuencia de las renovaciones y mejoras de la siderurgia, del lanzamiento de nuevos productos, así como de la incidencia de las diversas coyunturas de la oferta-demanda del acero

Sin embargo, se ha estimado interesante señalar cuáles pueden ser las innovaciones que se prevén a corto plazo

Ampliación de la gama de perfiles UPN.

La gama actual de ángulos que finaliza en 150 podría ampliarse hasta 200

Otra novedad previsible es la aparición de los ángulos de espesores reducidos en la gama 80-150.

[1] Ver Publicaciones ENSIDESA. Tomo 2

generalidades sobre la construcción metálica

Producto	Medidas en mm	Futuros productos recomendados
Perfil IPE Perfil IPN Perfil HEB Perfil UPN	160-500 180-600 100-450 180-400	
Perfil L	40 × 4 45 × 4 45 × 5 50 × 4 50 × 5 60 × 5 60 × 6 70 × 6 70 × 7 80 × 8 90 × 8 100 × 8 100 × 10 120 × 10 120 × 12 150 × 12 150 × 15	
Redondo:	6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 y 50	
Rectangular	30 × 4 30 × 5 30 × 6 40 × 4 40 × 5 40 × 6 40 × 8 50 × 4 50 × 5 50 × 6 50 × 8 50 × 10 60 × 5 60 × 6 60 × 8 60 × 10 60 × 12 60 × 15 60 × 20 60 × 25 70 × 5 70 × 6 70 × 8 70 × 10 70 × 12 70 × 15 70 × 20 70 × 25 80 × 6 80 × 8 80 × 10 80 × 12 80 × 15 80 × 20 80 × 25 100 × 8 100 × 10 100 × 12 100 × 15 100 × 20 100 × 25 120 × 10 120 × 12 120 × 15 120 × 20 120 × 25 140 × 12 140 × 15 140 × 20 140 × 25	
Chapa (*)	4, 5, 6, 8, 10, 12, 15, 18, 20, 25, 30, 35, 40, 45 y 50	

(*) Los formatos máximos de chapas figuran en los catálogos de las fábricas siderúrgicas.

[1.9]

1.3.3. Medios de unión.

Los roblones, hace ya años profusamente utilizados en la construcción metálica, han quedado desplazados hoy día por razones técnicas y, fundamentalmente, económicas. Su empleo ha sido sustituido en la fabricación en taller por la soldadura y en el montaje por la soldadura y los tornillos.

Es frecuente que se presenten algunas dificultades en el acopio de los tornillos, dado que su utilización no ha alcanzado, por el momento, el desarrollo previsible que debe tener en el montaje de las estructuras y, además, los diversos tipos de tornillos (T, TC y TR) y aceros dan lugar a una atomización del mercado que repercute desfavorablemente en su utilización. Ello aconseja el adoptar siempre criterios prácticos en su elección, por lo que se recomienda la utilización de:

(T) Tornillos ordinarios en acero 4.6.
(TR) Tornillos de alta resistencia (pretensados) en acero 10.9.

Además, el proyectista debe cuidar de que el número de diámetros diversos usados en una misma obra sea el mínimo posible (el suministro directo de fábrica supone cifras del orden de 1 500/2 500 tornillos de un mismo diámetro).

1.4. CRITERIOS PRACTICOS DEL PROYECTO

El Proyecto de una estructura metálica es sumamente simple en su fase de cálculo y dimensionado, dado que el acero, como material, sigue la ley de Hooke y, además, la labor del calculista se ve enormemente facilitada por la ayuda de prontuarios, manuales y tablas. En definitiva, las facetas que verdaderamente otorgan categoría al proyecto de una estructura metálica son la adecuada elección de los materiales, el estudio cuidadoso de su fabricación y montaje, la concepción de los detalles constructivos y de las uniones que constituyen punto capital en una estructura a la que por esencia se le puede titular de «prefabricada».

Por ello, y salvo que sean condicionantes otros criterios, tales como valores estéticos, etc., se puede establecer la siguiente ecuación:

$$\text{Proyecto} + \text{ejecución} + \text{montaje} = \text{Optimo económico}$$

Esta ecuación puede dejar en entredicho en bastantes ocasiones a los alardes que realizan los proyectistas al obtener unos pesos por m² sumamente favorables, pero que no suponen, en ocasiones, economías.

El proyectista de estructuras metálicas deberá conocer a fondo los procesos de fabrica-

ción y montaje de la estructura, conocimientos imprescindibles, si se pretende diseñar nudos y detalles constructivos, que posteriormente no ofrezcan dificultades en su ejecución.

Otro factor a tener en cuenta, a la hora de proyectar, es el de la tecnología de la empresa constructora que posteriormente ejecutará la obra. Así, el criterio del proyectista será evidentemente diferente cuando se presume que la obra va a ser realizada por una empresa con escaso bagaje tecnológico, que cuando la misma correrá a cargo de una empresa destacada por su experiencia y medios técnicos, en cuyo caso el proyectista podrá recurrir a soluciones constructivas más sofisticadas.

Otra incógnita de gran importancia a la hora de proyectar lo constituye el binomio «ejecución en taller-montaje en obra». A este respecto y como norma general es recomendable recargar la fabricación en taller en aras de un montaje más simple, en base a la incertidumbre que en todo momento presenta el montaje por las circunstancias atmosféricas.

El proyecto debe contemplar también aspectos que muy frecuentemente tocan problemas que, con carácter simplista, se achacan siempre al mantenimiento. Es el caso de la corrosión de las estructuras metálicas. El proyecto tiene que estar claramente enfocado a soslayar este inconveniente, en aquellos casos en que la obra vaya a estar sometida a adversas condiciones, y el proyectista puede perfectamente adoptar soluciones estructurales que aseguren un mantenimiento económico y eficaz. Se señala a este respecto la adopción de formas cerradas, la accesibilidad de mantenimiento a todos los rincones y, en general, el uso de formas que aseguren por un lado la perfecta evacuación de las aguas pluviales, así como el evitar las condensaciones sobre superficies que pueden ser origen de una corrosión local intensa.

Corresponde igualmente al proyectista la concepción y dimensionado de las uniones de la estructura. En este punto hay que tener presente los condicionamientos de los gálibos y longitudes máximas a transportar por nuestras carreteras y ferrocarriles y, asimismo, la posibilidad de transporte de piezas excepcionales, por su peso o dimensiones, mediante permisos especiales de circulación. En este aspecto, muchas veces la decisión final debe adoptarse después de haber estudiado el tema conjuntamente con la empresa constructora y a la vista de los medios de que disponga la misma.

Por último, datos estadísticos de otros países señalan el hecho de que un tercio de los accidentes ocurridos en estructuras metálicas acontecen durante la fase de montaje. Por tanto, es preciso estudiar con todo detalle las fases de ejecución de las estructuras y confiar su ejecución y montaje a empresas con experiencia y medios técnicos y humanos adecuados.

APENDICE

NORMAS UNE RELACIONADAS CON LOS MATERIALES Y EJECUCION DE LAS ESTRUCTURAS METALICAS:

Ensayos

UNE 7-014	Determinación cuantitativa del carbono en los aceros empleados en la construcción.
UNE 7-017	Determinación de la dureza en productos de acero por el método Brinell.
UNE 7-019	Determinación cuantitativa del azufre en los aceros empleados en la construcción.
UNE 7-027	Determinación cuantitativa del manganeso en los aceros empleados en la construcción.
UNE 7-028	Determinación gravimétrica del silicio en los aceros y fundiciones.
UNE 7-029	Determinación cuantitativa del fósforo en los aceros empleados en la construcción.
UNE 7-246	Determinación de la resistencia a cizalladura de roblones y tornillos de acero.
UNE 7-053	Ensayo de dureza en productos de acero por el método Rockwell.
UNE 7-054	Determinación de la dureza en productos de acero por el método Vickers.
UNE 7-194	Ensayo de tracción de alambres de acero.
UNE 7-195	Ensayo de doblado alternativo de alambres de acero.
UNE 7-262	Ensayo de tracción para productos de acero.
UNE 7-248	Determinación espectrofotocolorimétrica del fósforo en aceros y fundiciones.
UNE 7-264	Conversión de alargamientos de acero.
UNE 7-266	Ensayo de tracción de tubos de acero.
UNE 7-278	Inspección de chapas por ultrasonidos.
UNE 7-280	Determinación del tamaño de grano en aceros.
UNE 7-282	Toma y preparación de muestras y probetas de productos de acero laminado y forjado.
UNE 7-290	Ensayo de flexión por choque con probeta entallada de productos de acero.
UNE 7-292	Ensayo de doblado simple de productos de acero.
UNE 7-326	Determinación de la carga de rotura a tracción de cables y cordones de acero.
UNE 7-330	Ensayo de torsión simple de alambres de acero.
UNE 7-334	Determinación del nitrógeno en aceros y fundiciones.
UNE 7-349	Determinación de carbono en aceros y fundiciones. Método gaseométrico.
UNE 7-354	Determinación espectrofotocolorimétrica del contenido de manganeso en aceros y fundiciones.

Soldadura

UNE 14-001	Electrodos para soldadura y corte por arco. Definiciones.
UNE 14-002	Electrodos revestidos para soldadura manual por arco de acero para construcción. Medidas.
UNE 14-003	Simbolización para la identificación de electrodos para el soldeo por arco manual descubierto de aceros no aleados y débilmente aleados.
UNE 14-009	Signos convencionales en soldadura.
UNE 14-010	Examen y calificación de los operarios destinados a trabajos de soldeo eléctrico por arco, en las estructuras de acero.

generalidades sobre la construcción metálica

UNE 14-011	Calificación de las soldaduras por análisis radiográfico. Defectos de las uniones soldadas.
UNE 14-022	Ensayos de tracción y resiliencia para la identificación de electrodos para el soldeo manual.
UNE 14-035	Cálculo de cordones de soldadura solicitados por cargas estáticas.
UNE 14-038	Método de ensayo para la determinación del rendimiento y del coeficiente de depósito de electrodos revestidos.
UNE 14-041	Indicadores de calidad de imagen radiográfica (I. C. I.).
UNE 14-044	Instrucciones para la inspección de las construcciones de estructuras de acero.
UNE 14-050	Clasificación de defectos en las soldaduras por fusión de metales.
UNE 14-051	Definición de soldabilidad.
UNE 14-204	Simbolización para la identificación de alambres macizos para el soldeo al arco eléctrico, en atmósfera protectora, de aceros no aleados y débilmente aleados.
UNE 14-401	Valores límites de gargantas de soldaduras de ángulo en uniones de perfiles y chapas.
UNE 14-402	Cálculo de soldaduras de ángulo solicitadas por esfuerzos estáticos de manera que su sección transversal no esté sometida a tensión normal.
UNE 14-403	Cálculo y diseño de uniones soldadas a tope.
UNE 14-501	Calificación de soldadores para trabajos de soldadura de usos generales.
UNE 14-602	Recomendaciones para el uso de los indicadores de calidad de imagen radiográfica.
UNE 14-603	Principales términos radiográficos concernientes a la soldadura. Terminología.
UNE 14-604	Prácticas recomendadas para el examen radiográfico de las uniones soldadas a tope por fusión, en chapas de acero de espesor inferior a 50 mm.
UNE 14-605	Prácticas recomendadas para el examen radiográfico de las uniones soldadas a tope por fusión en chapas de acero de espesor entre 50 mm y 200 mm.
UNE 14-606	Ensayo de tracción transversal de las uniones soldadas a tope por fusión.
UNE 14-607	Ensayo de doblado transversal por el lado de la cara y por el lado de la raíz de las uniones soldadas a tope por fusión.
UNE 14-608	Ensayo de doblado transversal lateral en las uniones soldadas a tope por fusión.
UNE 14-609	Ensayo de tracción longitudinal sobre probetas cilíndricas tomadas del metal de aportación en las uniones soldadas a tope por fusión.
UNE 14-610	Examen de partículas magnéticas para uniones soldadas.
UNE 14-611	Bloque de calibrado para el examen ultrasónico de piezas de acero.
UNE 14-612	Práctica recomendada para el examen de las uniones soldadas mediante la utilización de líquidos penetrantes.
UNE 14-613	Examen por ultrasonido de uniones soldadas.

Materiales siderúrgicos.

UNE 36-004	Aceros. Definición y clasificación.
UNE 36-006	Tratamientos térmicos de los productos férreos. Terminología y definiciones.
UNE 36-007	Condiciones técnicas generales de suministro de productos siderúrgicos.
UNE 36-009	Designación convencional de aceros. Designación simbólica y designación numérica.
UNE 36-011	Aceros no aleados para temple y revenido.
UNE 36-075	Condiciones técnicas de suministro y recepción de perfiles huecos.
UNE 36-080	Aceros no aleados de uso general en construcción. Tipos y grados.
UNE 36-081	Aceros de construcción soldables de calidad especial. Tipos y grados.
UNE 36-082	Aceros de construcción de resistencia mejorada contra la corrosión atmosférica.

UNE 36-100	Clasificación de la chapa gruesa según el examen por ultrasonidos.
UNE 36-111	Fundición gris.
UNE 36-252	Acero moldeado aleado para usos generales. Tipos y grados.
UNE 36-255	Aceros moldeados de baja aleación para usos generales.
UNE 36-257	Aceros moldeados inoxidables.
UNE 36-501	Productos siderúrgicos. Definición y clasificación.
UNE 36-521	Productos de acero. Perfil I Normal (IPN). Medidas y tolerancias.
UNE 36-522	Productos de acero. Perfil U Normal (UPN). Medidas y tolerancias.
UNE 36-525	Productos de acero. Perfil U comercial. Medidas y tolerancias.
UNE 36-526	Productos de acero. Perfiles IPE.
UNE 36-527	Productos de acero. Perfil HEB.
UNE 36-528	Productos de acero. Perfil HEA.
UNE 36-529	Productos de acero. Perfil HEM.
UNE 36-531	Productos de acero. Angulares de lados iguales. Medidas y tolerancias.
UNE 36-532	Productos de acero. Angulares de lados desiguales. Medidas y tolerancias.
UNE 36-533	Productos de acero. Perfil T.
UNE 36-537	Productos de acero. Perfiles huecos. Medidas y tolerancias.
UNE 36-541	Productos de acero. Redondo para uso general.
UNE 36-542	Productos de acero. Cuadrado para uso general.
UNE 36-543	Productos de acero. Pletinas y barras rectangulares laminadas en caliente. Medidas y tolerancias.
UNE 36-553	Productos de acero. Fleje laminado en caliente y pletina cortada de fleje. Tolerancias dimensionales.
UNE 36-559	Productos de acero. Chapas laminadas en caliente por procesos discontinuos. Tolerancias dimensionales.
UNE 36-560	Bobinas de banda ancha, laminada en caliente, de acero al carbono y chapas cortadas de bobina. Tolerancias.
UNE 36-703	Designación de los cables de acero.
UNE 36-710	Cables de acero para usos generales.
UNE 36-543	Productos de acero. Barras rectangulares. Medidas y tolerancias.
UNE 36-547	Productos de acero. Hexagonal. Medidas y tolerancias.
UNE 36-711	Condiciones generales técnicas de suministro y recepción de cables de acero.
UNE 36-712	Alambres para cables en acero no aleado.
UNE 36-714	Cables de acero para teleféricos y funiculares.

Estructuras Metálicas

UNE 76-001	Elección del acero en estructuras metálicas soldadas.
UNE 76-002	Acero laminado para estructuras metálicas.
UNE 76-100	Tolerancias de estructuras metálicas de edificios de varias alturas.
UNE 76-101	Ejecución de estructuras metálicas.
UNE 76-201	Caminos de rodadura de puentes-grúa.

2. Bases de cálculo

2.1. Acciones y cargas

2.2. Valores característicos de las cargas

2.3. Métodos de cálculo

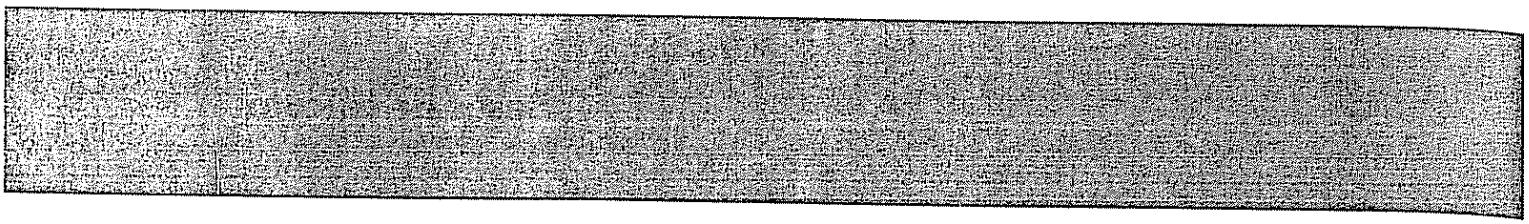
2.4. Comprobación de estados límites

2.5. El acero de construcción

Apéndice I. Norma MV 101-1962
Acciones en la edificación

Apéndice II. Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras

Apéndice III. Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril



2. BASES DE CALCULO

2.1. ACCIONES Y CARGAS

Durante la vida de una estructura, ésta puede estar sometida a diferentes acciones de las cuales las que interesan, desde el punto de vista que consideramos, solo son aquellas que pueden producir o alterar el estado tensional de sus elementos.

En este sentido puede definirse como carga, F, a cualquier acción o conjunto de acciones capaz de producir estados tensionales en una estructura.

Por su forma de actuación las acciones pueden clasificarse fundamentalmente en dos grupos:

a) Cargas directas:
   - — Peso propio.
   - — Cargas permanentes.
   - — Cargas originadas durante la construcción.
   - — Sobrecarga variable de explotación o uso.
   - — Cargas variables climáticas que comprende el viento y la nieve.
   - — Cargas dinámicas.
   - — Cargas excepcionales.

b) Cargas o acciones indirectas:
   - — Variación de temperatura.
   - — Pretensado.
   - — Acciones por asiento, producidas por descensos diferenciales de los apoyos de la estructura, como consecuencia de asientos del terreno u otras causas.
   - — Acciones sísmicas, producidas por las aceleraciones transmitidas a la estructura por movimientos sísmicos.

2.2. VALORES CARACTERISTICOS DE LAS CARGAS

Se define como valor característico, F_k, de una carga al que tiene una probabilidad determinada (que en casi todas las normas vigentes se fija en un 5 %) de ser sobre-

pasada durante la vida prevista de la estructura En el caso en que una reducción de la carga sea más peligrosa para la estabilidad de la estructura, deben considerarse los valores mínimos como más desfavorables.

Igualmente en el caso de acciones indirectas, los valores característicos para supuestas deformaciones, serán aquellos que tienen una determinada probabilidad de ser excedida (hacia valores más desfavorables) durante la vida prevista de la estructura.

Solo en casos muy particulares, podrá el proyectista verse obligado a fijar por sí mismo el valor de una acción. En estos casos deberá definir para la carga o acción la ley de distribución de frecuencias y por métodos estadísticos obtener el valor característico correspondiente a la probabilidad preestablecida (5 %).

Normalmente los valores característicos le vienen fijados al proyectista por las Normas, Instrucciones y Reglamentos oficiales, o en algunos casos por las prescripciones particulares de la obra, es decir, en general los valores característicos se escogen en función de la utilización de la estructura. En este caso estos valores se llaman valores nominales de las cargas o acciones.

2.2 1. Cargas y sobrecargas en la edificación.

La Norma MV-101-1962 «Acciones en la edificación», que incluimos, en el Apéndice I, fija los valores nominales o característicos que deben considerarse en el cálculo de edificios.

2.2 2. Cargas y sobrecargas en puentes de carretera.

Las acciones a considerar para el cálculo de puentes de carretera vienen recogidas en la Instrucción del Ministerio de Obras Públicas «Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera» 1972, que se reproduce en el Apéndice II de este capítulo.

2.2 3. Cargas y sobrecargas en puentes de ferrocarril.

Las acciones a considerar para el cálculo de puentes de ferrocarril vienen recogidas en la Instrucción del Ministerio de Obras Públicas «Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril» 1975, que se reproduce en el Apéndice III de este capítulo.

2.3. METODOS DE CALCULO

Las estructuras metálicas deben proyectarse de manera que puedan resistir los más desfavorables efectos de las cargas aplicadas durante su construcción y durante la vida de la misma, con un grado de seguridad prefijado.

Según las Recomendaciones de la C. E. C. M. [1], los métodos de cálculo de estructuras pueden clasificarse según dos criterios:

1. Según la forma en que se introducen los coeficientes relativos a la seguridad:
   - — Método de las tensiones admisibles en el cual las tensiones que se originan con las hipótesis más desfavorables de las cargas se comparan con valores disminuidos de la resistencia del material de que se trate.
   - — Método de los estados límites, en el cual los coeficientes de seguridad son entera o parcialmente aplicados a las cargas de manera de conseguir el mismo grado de seguridad para los problemas de segundo orden (se estudia el comportamiento de la estructura con su geometría real bajo carga) que para los problemas de primer orden (el comportamiento de la estructura se estudia con la geometría no deformada por la aplicación de las cargas).
2. Por el tipo de las condiciones de seguridad:
   - — Métodos de proyecto deterministas, en los que los parámetros básicos no se tratan como magnitudes aleatorias.
   - — Métodos de proyecto probabilísticos, en los cuales los parámetros básicos se consideran como magnitudes aleatorias.

Algunas recomendaciones y normas, sobre todo las redactadas más recientemente, adoptan métodos que pueden denominarse como semiprobabilísticos de estados límites, aunque se excluyen de ellos ciertos problemas, como la fatiga y resonancia que deben someterse a comprobaciones especiales.

Por el contrario, el método de tensiones admisibles, de gran tradición en España, es recogido por las normas y recomendaciones de otros países (Norma DIN, AISC...).

Es preciso no olvidar que la seguridad no es solo un problema de método de cálculo, depende también y esencialmente de la supervisión y la calidad del control, tanto de fabricación como de montaje, y de que las condiciones de uso de la estructura no difieran esencialmente de las previstas en el cálculo.

---

[1] Convención Europea de la Construcción Metálica.

2.3 1. Estados límites.

Se entiende como estado límite de una estructura, aquellos estados o situaciones de la misma, tales que si se rebasan queda la estructura fuera de servicio. Los estados límites pueden ser de dos categorías:

a) Estados límites últimos, que significan una puesta fuera de servicio de la estructura por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella y corresponden a la máxima capacidad soporte de cargas.

   Dentro de este grupo es necesario considerar:

   — Estado límite de equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad de una parte o del conjunto de la estructura considerada como un cuerpo rígido.

   — Estado límite de rotura definido por el agotamiento resistente a la deformación plástica excesiva de una o varias secciones del material de la estructura.

   — Estado límite de inestabilidad o pandeo de una parte o del conjunto de la estructura.

b) Estados límites de servicio, que corresponden a criterios que determinan el uso normal o la duración.

   Entre ellos es preciso considerar aquellos en que se alcanzan las deformaciones máximas admisibles por razón de la función que la estructura debe cumplir.

No obstante es posible considerar otros estados límites de una y otra categoría, según el tipo y función de las estructuras consideradas. Las Recomendaciones de la C. E. C. M. enumeran como ejemplos para una y otra clases, las que citamos a continuación:

De la primera:

— *Pérdida de equilibrio de parte o de la totalidad de la estructura considerada como sólido rígido.*

— *Rotura de secciones críticas de la estructura.*

— *Transformación de la estructura en un mecanismo.*

— *Inestabilidad por deformación.*

— *Deterioros consecuencia del efecto fatiga.*

— *Deformación plástica o por fluencia que conduce a un cambio inaceptable en la geometría de la estructura.*

— *El estado límite último puede también originarse por la sensibilidad de la estructura a los efectos de cargas repetidas, fuego, explosiones. Es necesario entonces considerar estos efectos dentro de un concepto estructural*

Y de la segunda:

— *Excesiva deformación o desplazamiento.*

— *Prematuro o excesivo agrietamiento.*

— *Corrosión excesiva.*

— *Excesiva amplitud de vibración.*

2.3.2. Método de los estados límites.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite, consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura o a parte de ella, y por otra la respuesta de tal estructura correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes, siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior al que ocasiona la situación límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores sea superior al previsto o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, se introduce el margen de seguridad correspondiente en los cálculos, mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican los valores característicos de las acciones, y otros coeficientes de minoración que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia, el proceso de cálculo preconizado en las Instrucciones españolas actuales y por tanto en este Prontuario consiste en:

1) Obtención de las solicitaciones de cálculo, S_d, relativas al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

2) Obtención de la respuesta última, R_u, de la estructura, relativa al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características de los materiales.

3) El criterio de aceptación consiste en la comprobación $R_u > S_d$.

Coeficientes de ponderación.

Caso de carga		Clase de acción	Coeficiente de ponderación si el efecto de la acción es:		
			Desfavorable		Favorable
CASO I Acciones constantes y combinación de dos acciones variables independientes.	Ia	Acciones constantes	1,33	1,33	1,00
		Sobrecarga	1,33	1,50	0
		Viento	1,50	1,33	0
	Ib	Acciones constantes	1,33		1,00
		Sobrecarga	1,50		0
		Nieve	1,50		0
	Ic	Acciones constantes	1,33		1,00
		Viento	1,50		0
		Nieve	1,50		0
CASO II Acciones constantes y combinación de tres acciones variables independientes.		Acciones constantes	1,33		1,00
		Sobrecarga	1,33		0
		Viento	1,33		0
		Nieve	1,33		0
CASO III Acciones constantes y combinación de cuatro acciones variables independientes, incluso las acciones sísmicas.		Acciones constantes	1,00		1,00
		Sobrecarga	r [1]		0
		Viento	0,25 [2]		0
		Nieve	0,50 [3]		0
		Acciones sísmicas	1,00		0

[1] r es el coeficiente reductor para las sobrecargas (Tabla VIII de la Norma Sismorresistente P. G. S-1, parte A), que indica:
Caso 1.° Azoteas, viviendas y hoteles (salvo locales de reunión): $r = 0,50$.
Caso 2.° Oficinas, comercios, calzadas y garajes: $r = 0,60$.
Caso 3.° Hospitales, cárceles, edificios docentes, iglesias, edificios de reunión y espectáculos y salas de reunión de hoteles: $r = 0,80$.

[2] Sólo se considerará en construcciones en situación topográfica expuesta o muy expuesta (Norma MV-101).

[3] En caso de lugares en los que la nieve permanece acumulada habitualmente más de treinta días, en el caso contrario el coeficiente será cero.

2.3.3. Acciones ponderadas.

La Norma Básica MV-103 define las acciones ponderadas que intervienen en el método de estados límites en su artículo 2.5.

> *Acción ponderada es el producto de una acción característica por el coeficiente de ponderación que le corresponda, en la combinación de acciones que se esté considerando.*
>
> *A efectos de aplicación de coeficientes de ponderación las cargas se clasifican en dos grupos: constantes y variables.*
>
> *Se considerarán como cargas o acciones constantes las que actúan o pueden actuar en todo momento o durante largo periodo de tiempo con valor fijo en posición y magnitud.*
>
> *Se incluyen en este tipo:*
>
> — *La concarga.*
>
> — *Las cargas permanentes.*
>
> — *El peso y empuje del terreno.*
>
> — *Las acciones térmicas por variación de temperatura.*
>
> — *Los asientos de las cimentaciones*
>
> *Como sobrecargas y acciones variables se consideran:*
>
> — *Las sobrecargas de uso o explotación variables*
>
> — *Las sobrecargas de ejecución que puedan presentarse durante el periodo de montaje y construcción.*
>
> — *Las acciones del viento*
>
> — *La sobrecarga producida por la nieve.*
>
> — *Las acciones sísmicas.*
>
> *Los coeficientes de ponderación según la hipótesis de carga, la clase de acción y el efecto favorable o desfavorable de la acción sobre la estabilidad o las tensiones, se dan en la tabla 2.1* [1]
>
> *Cuando se utilicen métodos anelásticos, se utilizarán los coeficientes de ponderación definidos en la tabla 2.1* [1] *multiplicados por el factor 1,12*

Para el cálculo de los puentes, el borrador de la Instrucción de Puentes de Acero fija las hipótesis y coeficientes de ponderación que se recogen en [2.2], a título orientativo, ya que podrán variar en su redacción definitiva.

---

[1] La tabla citada en la Norma se representa en [2.1].

Hipótesis de comprobación de acciones	Acciones	Coeficiente de ponderación si el efecto de la acción es:	
		Desfavorable	Favorable
I	Peso propio	1,50 [1]	0,9
	Cargas muertas y sobrecargas de uso fijas	1,50	0,9
	Nieve	1,50	0,9
	Acciones térmicas y asientos	1,50	0
	Sobrecargas de uso	1,50	0
II	Peso propio	1,33	0,9
	Cargas muertas y sobrecargas de uso fijas	1,33	0,9
	Nieve	1,33	0
	Acciones térmicas y asientos	1,33	0
	Sobrecargas de uso	1,33	0
	Viento	1,33	0
III	Peso propio	1,00	0,9
	Cargas muertas y sobrecargas de uso fijas	1,00	0,8
	Nieve	1,00	0
	Acciones térmicas y asientos	1,00	0
	Sobrecargas de uso	1,00	0
	Viento	0,25 [2]	0
	Acciones sísmicas	1,00	0

[1] En puentes de grandes luces, en los que a juicio del proyectista prevalezca el peso propio sobre la sobrecarga, el coeficiente 1,50 puede reducirse a 1,33.

[2] Cuando el puente no esté en una situación muy expuesta se tomará el valor 0.

[2.2]

2.3.4. Solicitaciones.

Los efectos originados por las acciones son los esfuerzos que actúan o pueden actuar en una sección de una pieza de la estructura: momento flector, esfuerzo normal, esfuerzo cortante, momento torsor. Al conjunto de tales esfuerzos se denomina solicitación.

2.4. COMPROBACION DE LOS ESTADOS LIMITES

De acuerdo con la clasificación establecida para los estados límites deben realizarse dos tipos de comprobaciones:

— Comprobación de los estados límites últimos.

— Comprobación de los estados límites de servicio.

2.4.1. Comprobación de los estados límites últimos.

Deberá comprobarse que las acciones exteriores producen efectos inferiores a los que ocasionan las posibles situaciones límites. El conjunto de situaciones límites a considerar depende del tipo de estructura y las posibles acciones a que esté sometida. Por ejemplo, la comprobación de fatiga será necesaria realizarla exclusivamente para estructuras sometidas a cargas repetidas, igualmente sucede para otras posibles acciones no generales.

Existen, sin embargo, comprobaciones que siempre deben realizarse para estructuras normales sometidas a cargas estáticas, como son, por ejemplo, las de edificación comprendidas en la Norma Básica MV-103. Estas son las ya señaladas anteriormente:

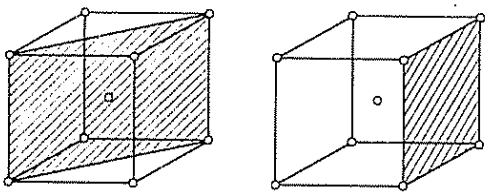
— Estado límite de equilibrio como cuerpo rígido (vuelco, deslizamiento, etc.).

— Estado límite de rotura.

— Estado límite de inestabilidad o pandeo.

El primero debe comprobarse de acuerdo con las ecuaciones que proporciona la estática; para la inestabilidad se tienen en cuenta las condiciones límites específicas que sobre pandeo, abollamiento, etc., fijan las diversas normas y entre ellas la Norma Básica MV-103.

En cuanto a la condición de rotura, es necesario hacer algunas consideraciones.



a b

[2.3]

2.4.2. Estado límite de rotura. Rotura frágil y rotura dúctil.

El fenómeno de rotura consiste en la separación o fragmentación de un sólido a consecuencia de un estado tensional, que se manifiesta con la iniciación de grietas o fisuras que se propagan hasta la separación del material.

En los materiales cristalinos y entre ellos los metales y concretamente el acero, se producen dos tipos de roturas o fracturas: la rotura frágil y la rotura dúctil.

La rotura frágil se produce por la aparición y propagación rápida de una fisura después de poca o ninguna deformación plástica. En materiales cristalinos la fisura se propaga a lo largo de ciertos planos cristalográficos característicos, llamados planos de despegue o de clivaje. La superficie de este tipo de fractura tiene una apariencia granular y brillante, debido a la reflexión de la luz sobre los planos de despegue. También puede propagarse siguiendo una trayectoria a lo largo del límite de los granos (fractura intergranular).

La rotura dúctil se produce después de una deformación plástica apreciable antes y durante la propagación de grietas. La superficie de este tipo de fractura tiene una apariencia característica opaca y fibrosa.

El fenómeno macroscópico es consecuencia del que se produce a la escala de sus monocristales componentes.

Los aceros de construcción están compuestos principalmente de ferrita (hierro α) cuya estructura cristalográfica es cúbica centrada (cc). En estos tipos de cristales se producen dos tipos de fracturas. El primero por cortadura y deslizamiento según un plano diagonal [2.3a]. El desplazamiento relativo de los dos semicristales anterior a su separación, puede ser relativamente grande. El segundo tipo de rotura es por despegue, cuando se alcanza una cierta tensión crítica normal a la cara de clivaje o despegue [2.3b].

Cuando sobre un cristal actúa un estado complejo de tensiones, se producirá una u otra de estas roturas, dependiendo principalmente de las dos circunstancias siguientes:

- Los valores de las tensiones cortantes y de tracción, en los posibles planos de rotura, por deslizamiento y despegue principalmente.
- Las resistencias respectivas al deslizamiento y al despegue.

Más adelante se analizan los factores que influyen en las circunstancias anteriores y que condicionan por tanto el tipo de rotura previsible.

La mayor parte de las estructuras, sobre todo las solicitadas estáticamente y realizadas con los aceros ordinarios de construcción, tienen un comportamiento dúctil frente

a las solicitaciones. Es decir, para estudiar el estado último habrá que considerar un criterio de agotamiento que contemple la rotura dúctil o la fluencia del acero.

La fractura frágil es un fenómeno indeseable que depende de muchos factores de distinta naturaleza (temperatura, composición química del acero, concentración de tensiones, etc.) y no es posible, por tanto, establecer un criterio de agotamiento tensional o fijar por este concepto un tope a las tensiones de proyecto.

Las Instrucciones y Normas se limitan a imponer condiciones y limitaciones para evitar la producción de este fenómeno. Análogas consideraciones pueden hacerse con el fenómeno de rotura por fatiga, aunque en este caso sí pueden establecerse unas tensiones máximas admisibles, para evitarlo.

De ambas trataremos en líneas generales más adelante.

En el caso general, por tanto, de comportamiento dúctil, el estado último corresponde al de iniciación de la fluencia. La predicción de las condiciones en las que comienza la deformación plástica, es un problema importante en el campo de la plasticidad. En un elemento solicitado con una carga uniaxial, la fluencia plástica comienza cuando se alcanza el límite elástico. En un estado complejo de tensiones, el problema es más complicado pero puede suponerse que la fluencia esté relacionada con cierta combinación de las tensiones principales. Se puede expresar un criterio de fluencia en la forma general $F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, K_1) = 0$ pero en la actualidad no existe ningún método teórico para calcular la relación de las componentes de las tensiones que correlacionan la fluencia en un estado de tensión en tres dimensiones y la fluencia en un ensayo de tracción uniaxial. Los criterios de fluencia son por consiguiente, relaciones esencialmente empíricas.

Actualmente existen dos teorías generalmente aceptadas para predecir el comienzo de la fluencia en los metales dúctiles:

— Teoría de la tensión cizallante máxima (criterio de tensión), llamado también de TRESCA, COULOMB o GUEST, y que establece que la fluencia aparece cuando la tensión máxima cizallante alcanza un valor crítico igual a la tensión cizallante de fluencia en un ensayo de tracción uniaxial.

— Teoría de VON MISES (criterio de energía) que dice que la fluencia tendrá lugar cuando la energía de distorsión por unidad de volumen rebase la energía de distorsión por unidad de volumen almacenada en una probeta deformada hasta el límite elástico en tracción o compresión uniaxial.

Este es el criterio que adoptan la mayor parte de las Normas y Reglamentos y entre ellos la Norma Básica MV-103. Su expresión se indica en el apartado siguiente:

2.4.3. Rotura dúctil. Condición de agotamiento según la MV-103.

La Norma Básica MV-103 establece en su artículo 2.6:

En un estado triple de tensión, definido por sus tensiones principales σ_I , σ_{II} , σ_{III} , *la condición de agotamiento es:*

$$\sqrt{\frac{1}{2}\left[(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{III} - \sigma_I)^2\right]} = \sigma_u$$

siendo σ_u *la resistencia de cálculo del acero, definido en el artículo 2.7.*

Si el estado de tensión está definido en ejes cualesquiera, la condición de agotamiento se convierte en:

$$\sqrt{\frac{1}{2}\left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6\,(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)\right]} = \sigma_u$$

Si el estado es de tracción triple ($\sigma_I \geqslant \sigma_{II} \geqslant \sigma_{III} > 0$), *existe una segunda condición de agotamiento, que es:*

$$\sigma_I = 2\,\sigma_u$$

En un estado plano de tensión, o sea, con una tensión principal nula, definido en su plano XOY, *la condición de agotamiento es:*

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\,\sigma_y + 3\,\tau^2_{xy}} = \sigma_u$$

Si el estado plano está definido por sus tensiones principales:

$$\sqrt{\sigma_I^2 + \sigma_{II}^2 - \sigma_I\,\sigma_{II}} = \sigma_u$$

En un estado simple, de tracción o compresión, la condición de agotamiento es:

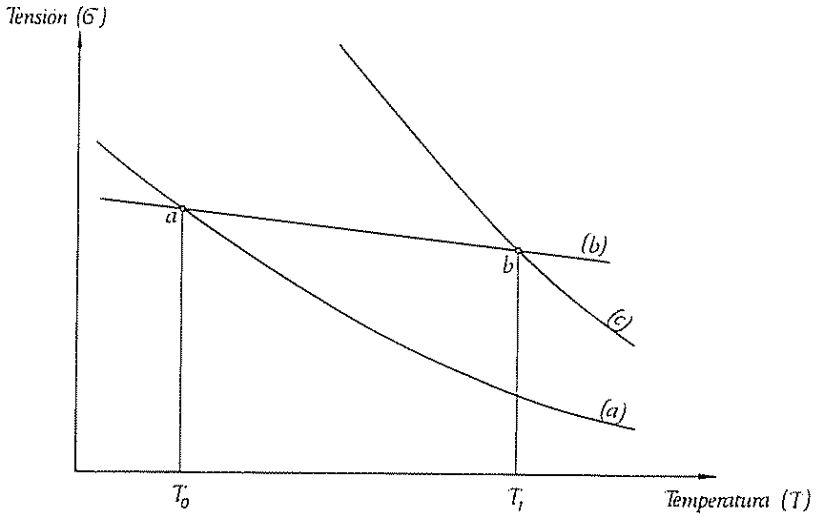
$$\sigma = \sigma_u$$

En un estado de cortadura simple ($\sigma_x = \sigma_y = 0$), *la condición de agotamiento es:*

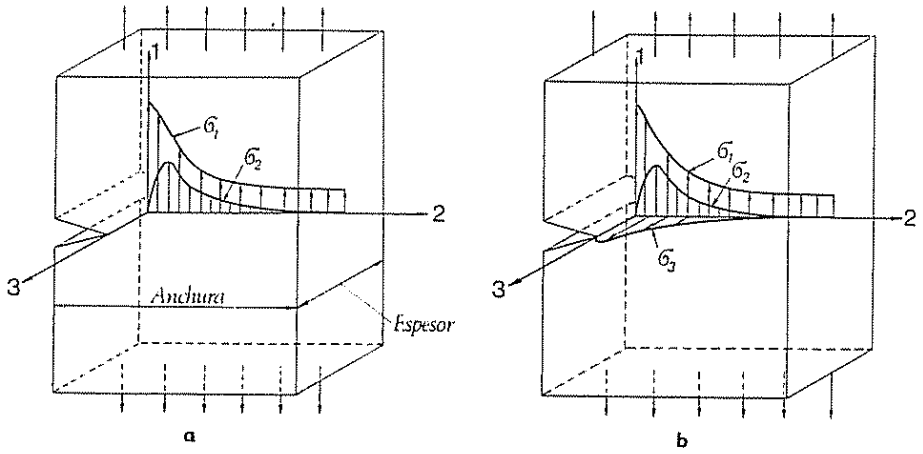
$$\tau_u = \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} = 0{,}576\,\sigma_u$$

2.4.4. Rotura frágil. Factores determinantes.

En el comportamiento dúctil o frágil del acero influye en primer lugar la calidad del mismo, entendiendo por calidad no solo su composición química, sino otras características dependientes del proceso de fabricación y, hasta en algunos, del tratamiento térmico.


Tensión (σ)
a
b
(b)
(c)
(a)
T_0
T_1
Temperatura (T)

[2.4]


1
σ_1
σ_2
2
3
Anchura
Espesor
a
1
σ_1
σ_2
2
σ_3
3
b

[2.5]

Dentro de un mismo acero, tres son los factores principales que estimulan la fractura frágil: un estado triaxial de tensiones, una temperatura baja y una velocidad de deformación elevada.

La presencia de una entalla es un factor muy importante a tener en cuenta, puesto que origina la primera de las condiciones anteriores y contribuye a la tercera.

2.4.4.1. *Influencia de la temperatura. Temperatura de transición.*

La temperatura tiene un efecto importante sobre las propiedades básicas de fluencia y fractura de los metales. El límite elástico o tensión de fluencia de todos los metales aumenta con el descenso de temperatura, y lo mismo sucede con la resistencia al cizallamiento y al despegue. En [2.4] se muestran las curvas típicas de variación de estas resistencias y se ve que la variación al deslizamiento es más acusada que la de resistencia al despegue. Ambas curvas se cortan en un punto que corresponde a un valor T_o de la temperatura, que se llama temperatura de transición, ya que determina la temperatura por encima de la cual se producen roturas dúctiles y por debajo de las cuales roturas frágiles.

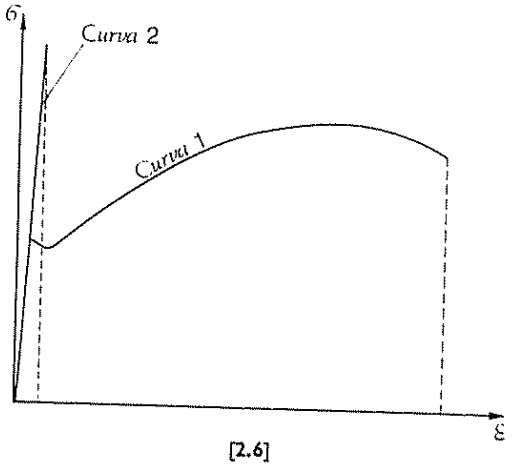
Si en lugar de una barra simple se trata de una barra con una entalla, la curva correspondiente a la rotura dúctil es la *c* de [2.4]. La temperatura de transición T_1 es más alta y existe posibilidad de rotura frágil a temperaturas en las que no se producen para la barra sin entalla (ver artículo 7.2.3.2).

2.4.4.2. *Concentración de tensiones y efecto entalla.*

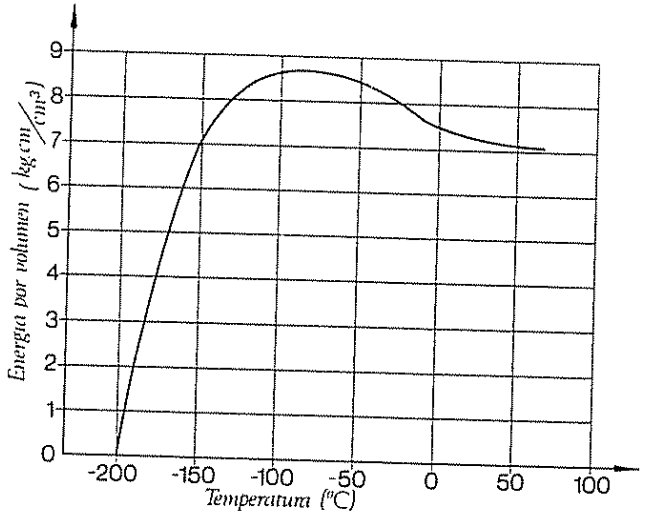
Los cambios producidos por la introducción de una entalla tienen importantes consecuencias para la fractura de los metales. De hecho, solo considerando el efecto de la entalla, pueden explicarse algunas roturas frágiles que se producen con temperaturas y tensiones moderadas en aceros suaves de construcción.

Consideremos una barra con entalla solicitada axilmente [2.5a]. A causa de la entalla las tensiones longitudinales σ_1 no son uniformes, su intensidad en el borde puede ser apreciablemente mayor que el correspondiente valor medio. Según la teoría de la elasticidad existen también tensiones en el plano que contiene el borde de la entalla, tensiones σ_2 de tracción dirigidas en dirección del ancho de la barra. A no ser que la barra sea muy gruesa no existirán tensiones apreciables en la dirección 3.

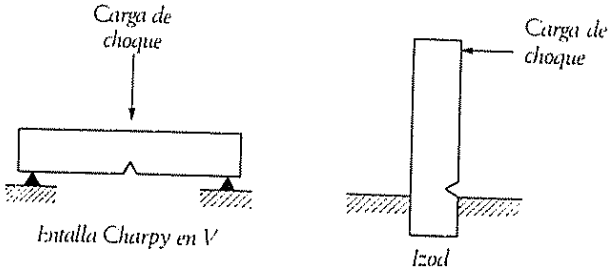
Supongamos que la fuerza axial aumenta hasta un punto en que exista una tendencia a iniciar la fluencia en sentido longitudinal. Es decir, existe una tendencia a la distribución plástica de tensiones σ_1 y a nivelar el pico de tensión. En la deformación plástica, el volumen permanece constante y por consiguiente debe existir una contracción en el sentido del espesor en el plano 2-3, que contiene la entalla. El material por


σ
Curva 2
Curva 1
ε

[2.6]


Energía por volumen (kg.cm/cm³)
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
-200
-150
-100
-50
0
50
100
Temperatura (°C)

[2.7]


Carga de choque
Entalla Charpy en V
Carga de choque
Izod

[2.8]

encima y debajo de la región localizado donde se produce la concentración de tensiones no tiene que contraerse, y de hecho se opone a la contracción originando unas tensiones σ_3 en el sentido del espesor, en [2.5b] se representa la intensidad de σ_3 en el plano 1-2, medio de la pieza. Su intensidad decrece hasta el valor cero en las caras de la pieza. La magnitud de σ_3 depende del espesor. Las placas pequeñas ofrecen poca resistencia a la contracción y σ_3 será pequeña. En piezas suficientemente gruesas su valor puede ser significante.

Consecuencia de todo ello es que un estado biaxial se ha convertido en un estado triaxial. En un estado triaxial aumenta la resistencia a la rotura dúctil. Esto se ve claramente si se considera la teoría de fluencia de TRESCA o de la máxima tensión cortante citada anteriormente.

En efecto, la máxima tensión cortante es la mitad de la diferencia entre la mayor y menor de las tensiones principales, o sea:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \leqslant \frac{1}{2}\sigma_e$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 \leqslant \sigma_e$$

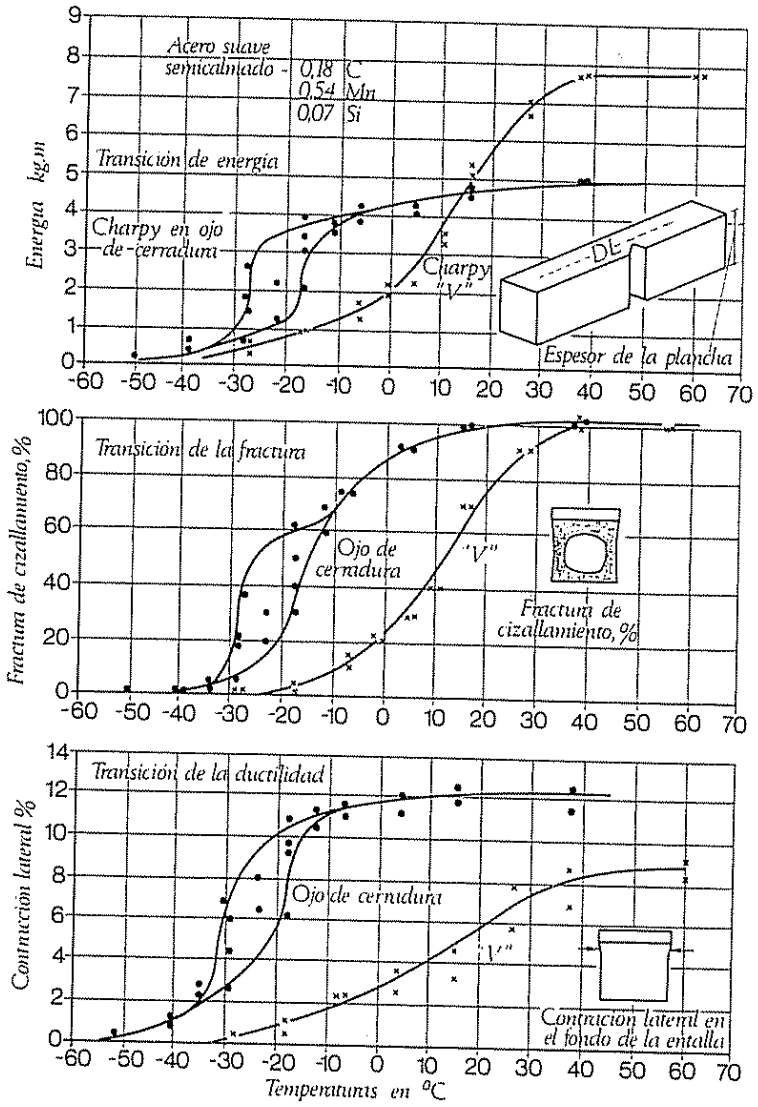
en un estado mono o biaxial σ_3 es cero y la tensión principal máxima es igual a σ_e. En un estado triaxial σ_3 no es cero y σ_1 puede ser considerablemente mayor que σ_e sin que se produzca fluencia. Existe por tanto un aumento de la resistencia a la rotura dúctil que puede venir representada por la curva c de [2.4], dando lugar a una temperatura de transición T_1 para la barra con entalla considerablemente mayor que T_0 y que puede que sea superior a la temperatura ambiental, justificando por tanto la producción de una fractura frágil.

Existen otras circunstancias que pueden producir, en determinados puntos de una pieza, la creación de estados tridimensionales de tensión, es decir, que pueden producir un efecto de entalla o entalladura, tales como las tensiones residuales de laminación o las tensiones creadas por cordones de soldadura. En la mayoría de los casos estas tensiones internas pueden eliminarse por recocido.

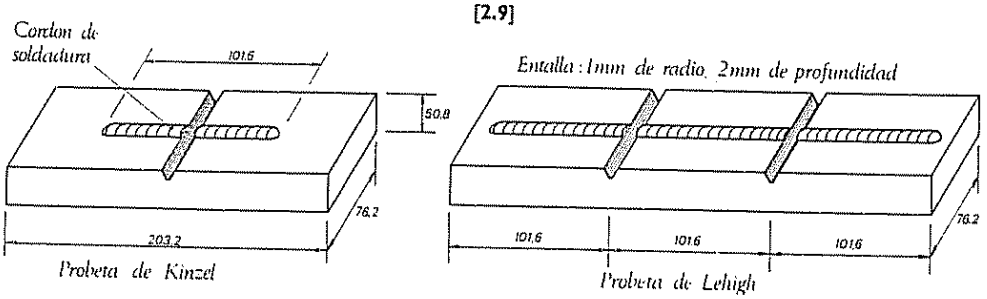
2.4.4.3. *Calidad del acero.*

El carbono y el manganeso son los elementos que más frecuentemente se usan para aumentar la resistencia del acero, con mucha más frecuencia el carbono por ser más económico. Una mayor proporción de carbono aumenta la resistencia del acero, pero aumenta la temperatura de transición, es decir, lo fragiliza. El manganeso, por el contrario, baja la temperatura de transición.

En este aspecto también es importante el estado del acero; los aceros pueden ser efervescentes, semicalmados y calmados. En un acero efervescente se ha producido una cantidad importante de monóxido de carbono gaseoso durante su enfriamiento y, por tanto, un acero de este tipo puede contener inclusiones gaseosas distribuidas en su estructura. El acero calmado, por el contrario, ha sido desoxidizado suficientemente, para evitar la producción de gas durante la solidificación. El acero semicalmado es


Acero suave semicalmado - 0,18 C 0,54 Mn 0,07 Si
Transición de energía
Energía kg.m
Charpy en ojo de cerradura
Charpy "V"
DL
Espesor de la plancha
Transición de la fractura
Fractura de cizallamiento, %
Ojo de cerradura
"V"
Fractura de cizallamiento, %
Transición de la ductilidad
Contracción lateral %
Ojo de cerradura
"V"
Contracción lateral en el fondo de la entalla
Temperaturas en °C

[2.9]


Cordon de soldadura
101.6
50.8
76.2
203.2
Probeta de Kinzel
Entalla: 1mm de radio, 2mm de profundidad
101.6
101.6
101.6
76.2
Probeta de Lehigh

[2.10]

una situación intermedia entre ambos. Los aceros efervescentes tienen una mayor susceptibilidad a la rotura frágil que los semicalmados y éstos más que los calmados.

En el capítulo 7, se trata con mayor extensión de la influencia de la calidad del acero en la susceptibilidad para la rotura frágil y en consecuencia del problema de la elección del acero para las estructuras soldadas.

2.4.4.4. *La energía de rotura. Resiliencia.*

El ensayo de tracción de una barra de acero a una temperatura ambiente normal, da como resultado una curva del tipo de la (1) en [2.6].

A una temperatura más baja el límite de fluencia y la resistencia de rotura aumenta al mismo tiempo que la ductilidad, o sea, el alargamiento plástico disminuye. Para una temperatura suficientemente baja obtendríamos en el ensayo de tracción una curva del tipo de la (2) de [2.6]. La energía necesaria para la rotura de la probeta es proporcional al área encerrada entre la curva tensión-deformación y el eje de abscisas, y ésta es notablemente menor para la curva (2) que para la (1). Es decir, un material dúctil absorbe una energía en la rotura considerablemente mayor que un material frágil. Dentro de un mismo material la energía de rotura varía con la temperatura como se indica en [2.7].

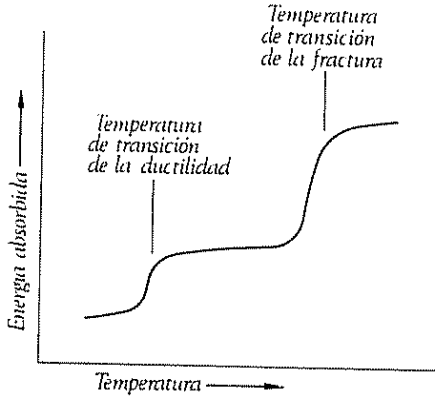
Puede, por tanto, medirse la mayor o menor ductilidad de un material por un ensayo de rotura al choque en el que se puede determinar la energía comunicada a la muestra para su rotura.

Se emplean diversos tipos de ensayos de choque sobre probeta entallada para determinar la tendencia del material al comportamiento frágil. Estos ensayos, que en España se conocen con el nombre de *ensayos de resiliencia*, ponen de manifiesto diferencias entre los materiales que no son observables en el ensayo de tracción.

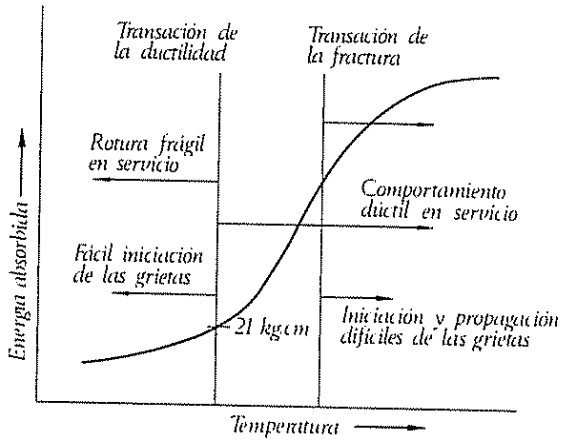
Los diversos investigadores de la fractura frágil de los metales han empleado una gran variedad de formas de probeta. Dos tipos de probetas, y de ensayos, son los que han alcanzado mayor generalidad y se aceptan en las especificaciones. Las *probetas Charpy*, y el correspondiente modo de ensayo, son las que han alcanzado mayor difusión en todos los países, aunque la *Izod* aún son muy empleadas en Gran Bretaña [2.8].

La Norma UNE 7-290-72 «Ensayos de flexión por choque con probeta entallada de productos de acero», establece las condiciones en que debe realizarse el ensayo.

La probeta normal es de 10 mm de lado y 55 mm de longitud y tiene en el centro una entalla. La forma de la entalla y su profundidad puede ser muy variada, aunque actualmente se generaliza el empleo de la forma en *V* que se prefiere a las formas en *U* y en ojo de cerradura. La *probeta Charpy* se apoya


Temperatura
de transición
de la fractura
Temperatura
de transición
de la ductilidad
Energía absorbida
Temperatura

[2.11]


Transación de
la ductilidad
Transación de
la fractura
Rotura frágil
en servicio
Comportamiento
dúctil en servicio
Fácil iniciación
de las grietas
21 kg·cm
Iniciación y propagación
difíciles de las grietas
Energía absorbida
Temperatura

[2.12]

horizontalmente por sus dos extremos, como una viga, y la carga se aplica por el choque de un péndulo pesado, cuyo impacto se produce, a una velocidad del orden de los 5 m/seg, sobre el punto medio de la viga y por el lado opuesto a la entalla

La respuesta de la probeta al ensayo de choque se mide usualmente por la energía absorbida en la rotura de la probeta. En los países anglosajones la energía absoluta se expresa en libras-pie, que puede leerse directamente en una esfera calibrada de la máquina de ensayo. En la Europa continental es más frecuente expresar la energía absorbida por unidad de área de la sección transversal de la probeta que queda entre el fondo de la entalla y la cara opuesta a esta última, expresada en kgm/cm². Es frecuente que se suplemente esta información con alguna medida de la ductilidad como, por ejemplo, el tanto por ciento de contracción de la entalla. Es muy importante examinar la superficie de fractura para determinar cuándo es fibrosa (fractura de cizallamiento) o granular (fractura de despegue) y hacer una estimación de la proporción entre áreas fibrosas y áreas granulares cuando se presentan fracturas de tipo mixto [2.9].

A veces se emplea un ensayo de flexión lenta, utilizando probetas en forma de viga de poco espesor, para determinar la temperatura de transición. Durante la flexión de una viga sin entalla y cuando el ancho es mucho mayor que el espesor, se produce un estado biaxial de tensiones. Cuando la relación entre ancho y espesor es aproximadamente la unidad, la tensión es fundamentalmente uniaxial, pero al aumentar el ancho la relación entre la tensión transversal y la longitudinal se aproxima al valor $\frac{1}{2}$, que es la condición para un estado de tensiones planas. El ensayo de flexión sin entalla representa una condición intermedia entre el ensayo de tracción y el de choque sobre probeta entallada. Usualmente, la entalla se emplea para introducir una tensión triaxial, con lo que aumenta la temperatura de transición.

Las *probetas de Kinzel y Lehigh* [2.10], se emplean frecuentemente para estudiar el efecto de la soldadura y de las variables metalúrgicas en la tenacidad a la entalla. Los dos tipos de probeta llevan un cordón de soldadura longitudinal y la entalla está hecha de tal forma que el metal aportado, la zona afectada por el calor y el material base inalterado, queden sometidos a las tensiones creadas en el fondo de la entalla.

De las curvas energía-temperatura de los ensayos se deduce que en realidad pueden establecerse dos temperaturas distintas de transición. En [2.11] se muestra la curva de energía absorbida, en función de la temperatura, para un material ideal. La *temperatura de transición de la ductilidad* está relacionada con la tendencia a la iniciación de la fractura. Por debajo de ella se producen fácilmente fracturas de despegue completamente frágiles. La *temperatura de transición en el aspecto de la fractura* se relaciona con las características del material en lo que respecta a la propagación de las grietas. Por encima de esta temperatura de transición no se propagan las grietas en forma catastrófica, sino que la fractura se produce por cizallamiento, con apreciable absorción de energía. En la región intermedia entre las dos temperaturas de transición las fracturas se inician difícilmente, pero una vez iniciadas se propagan rápidamente, con poca absorción de energía.

Los materiales reales no presentan dos temperaturas distintas de transición como en [2.11] Son mucho más típicas las curvas, como en [2.12], que se obtienen en el ensayo de probetas Charpy con entalla en V del acero suave.

No hay una correlación de tipo general entre los resultados de ninguno de los ensayos de fragilidad de fractura y el comportamiento en el servicio.

La experiencia con aceros suaves efervescentes y semicalmados indica que las planchas de hasta 25 mm de espesor que presenten una energía absorbida de 2,1 kgm, como valor mínimo del ensayo Charpy, con probeta de entalla en V, realizado a la temperatura más baja a que han de encontrarse en servicio, no sufrirán fractura frágil si la tensión nominal a que han de estar sometidos es, aproximadamente, la mitad del límite elástico.

2.4.4.5. *Elección del tipo de acero en función de su susceptibilidad a la rotura frágil.*

(Ver artículo 7.2.3.1).

2.4.5. **Rotura por fatiga.**

Puede definirse la fatiga con palabras de la ASTM [1] como «el proceso de un localizado, permanente y progresivo cambio estructural sufrido por un material sujeto a condiciones que le producen tensiones y deformaciones en uno o varios puntos y que puede conducir a la producción de grietas o a la rotura después de un número suficiente de fluctuaciones».

De hecho, se ha comprobado que materiales dúctiles sometidos a esfuerzos cíclicos mucho menores que el nivel de su resistencia estática pueden fallar por fatiga.

Se llamó fatiga a este tipo de rotura o agrietamiento porque generalmente se producía después de un período considerablemente largo de servicio del material.

La fractura de una pieza de acero por fatiga presenta un aspecto característico. Se distinguen en ella dos zonas diferenciadas: una de superficie mate y sedosa o aterciopelada, que constituye la fractura de fatiga propiamente dicha, y otra de aspecto granular o fibroso, que forma la fractura final instantánea.

El origen de rotura por fatiga es una fisura minúscula que va extendiéndose progresivamente hasta el instante en que no existe suficiente metal sano en la sección para soportar el esfuerzo aplicado; se produce entonces la rotura instantánea por deforma-

[1] American Society for Testing and Materials.

ción plástica o por fragilidad, de acuerdo con las propiedades del metal y su sensibilidad al efecto entalla una vez formada la fisura, dando origen a las dos zonas que pueden observarse en la superficie de rotura.

La periodicidad de los esfuerzos hace que la grieta propiamente de fatiga progrese intermitentemente, apreciándose, en correspondencia, en la superficie de fractura una serie de líneas paralelas o marcas anulares que parecen propagarse desde el punto de iniciación de la falla, con un aspecto característico semejante a las ondas concéntricas que se producen en la superficie de las aguas.

La mayor parte de los fallos de fatiga se han detectado en máquinas o estructuras como la de los aviones sometidas a vibraciones o a otro tipo de cargas repetidas con ciclos más o menos acusados de variación. No son, por tanto, de temer en la mayor parte de las estructuras de ingeniería civil, con excepción de las que pueden estar sometidas a cargas de esa naturaleza, como sucede, por ejemplo, en los caminos de rodadura de puentes grúa, los puentes de ferrocarril y desde luego las bancadas y estructuras que soportan maquinaria.

El concepto de cargas repetidas debe ser cuantificado y precisado, pues en realidad podría aplicarse a las sobrecargas que actúan no permanentemente sobre una estructura, en las que consiguientemente podrían considerarse ciclos de carga y descarga. Sin embargo, los períodos correspondientes son tan largos que se salen por completo de lo que se consideran cargas repetidas a efectos de fatiga. Precisando más, las Normas AISC fijan en 10 000 ciclos de fluctuación de tensiones el límite por debajo del cual no es preciso una comprobación especial a fatiga de las estructuras. Por esta razón no se consideran, en general, a efectos de fatiga, la acción del viento ni las acciones sísmicas.

2.4.5.1. *Ensayos de fatiga.*

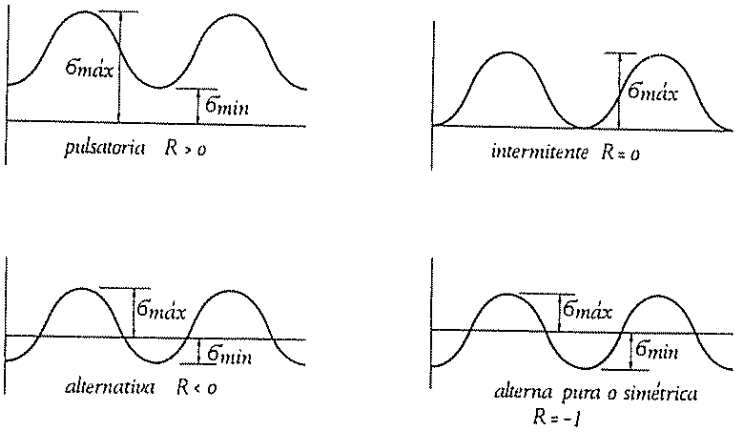
Aunque en el fenómeno de fatiga intervienen muchos factores, algunos de los cuales analizaremos más adelante, los parámetros principales que lo determinan son la variación de tensiones que provoca la repetición de las cargas, y el número de variaciones o ciclos necesarios para la rotura del material.

Cualquiera que sea la naturaleza (tracción, flexión o torsión) de los esfuerzos actuantes pueden producirse diferentes ciclos de variación de tensiones.

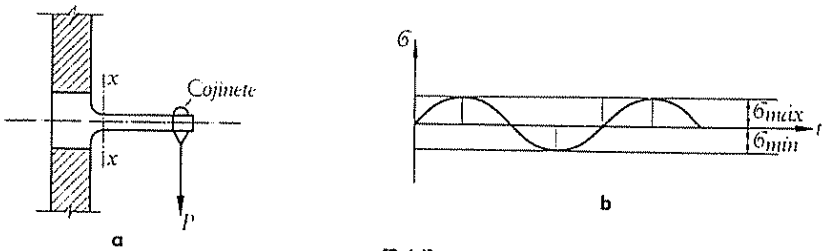
La amplitud de la variación se caracteriza por el parámetro de asimetría del ciclo, R, relación entre la tensión mínima σ_{min} y la tensión máxima $\sigma_{máx}$ que produce el esfuerzo en un ciclo de carga.

Cuando la tensión varía en un solo sentido ($R > 0$), la solicitación es pulsatoria, llamándose intermitente cuando $R = 0$.

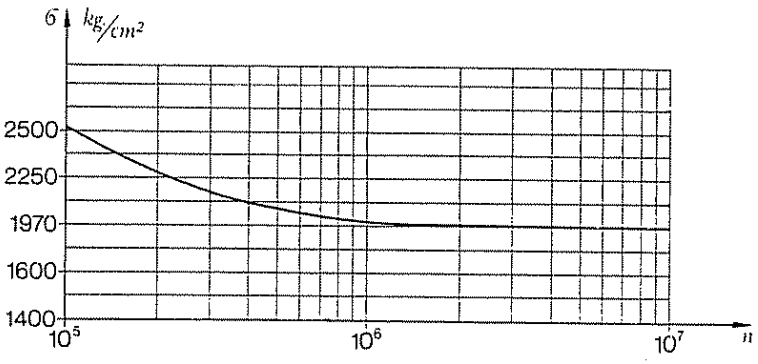
$$R = \frac{\sigma min}{\sigma máx}$$



[2.13]



[2.14]



[2.15]

Cuando la tensión varía entre dos valores de signo contrario ($R < 0$), la solicitación es alterna, llamándose alterna pura o simétrica cuando $R = -1$ [2.13].

El caso de $R = 1$ corresponde a la solicitación estática.

Curvas de Wöhler

Los primeros ensayos sobre fatiga los realizó entre 1852 y 1869. WÖHLER, ingeniero de los ferrocarriles alemanes, para investigar las causas de las roturas que tras largos períodos de servicios se producían en el material ferroviario.

Uno de los tipos de ensayo se representa esquemáticamente en [2.14] En él la probeta giraba a velocidad constante, y como la carga permanecía vertical en cualquier punto de su sección transversal x-x se producían tensiones que variaban sinusoidalmente con el tiempo En una fibra extrema, por ejemplo, las tensiones variaban entre una $\sigma_{máx}$ de tracción y una $\sigma_{mín} = -\sigma_{máx}$ de compresión.

WÖHLER descubrió que aun con probetas pulidas y sin defectos, se podían producir roturas de fatiga en la sección x-x de momento máximo siempre que la $\sigma_{máx}$ sea suficientemente grande (aunque menor de la tensión de rotura estática) y el número de ciclos suficientemente elevado. Haciendo ensayos con distintos valores de P y por tanto de la $\sigma_{máx}$ producida y contando el número de ciclos necesarios n para producir la rotura total, WÖHLER obtenía una curva característica para el material ensayado. En escala semilogarítmica los aceros suaves tienen curvas del tipo de la representada en [2.15] De ella se deduce que existe un valor de la tensión (o de fluctuación de la tensión) que puede repetirse indefinidamente sin que el material rompa por fatiga. Esta tensión se define como límite de fatiga del material (para este determinado tipo de solicitación). El número de ciclos para el cual la curva se hace horizontal depende del material ensayado. Para los aceros de construcción se admite que esto sucede para $n = 2 \times 10^6$ ciclos.

El límite de fatiga depende del valor de R de variación de las tensiones. Es preciso por tanto, cuando se habla de límite de fatiga, calificarlo con el tipo de variación a que se refiere Cuando no se menciona suele referirse al correspondiente a $R = -1$, que es su valor mínimo

Diagrama de Goodman

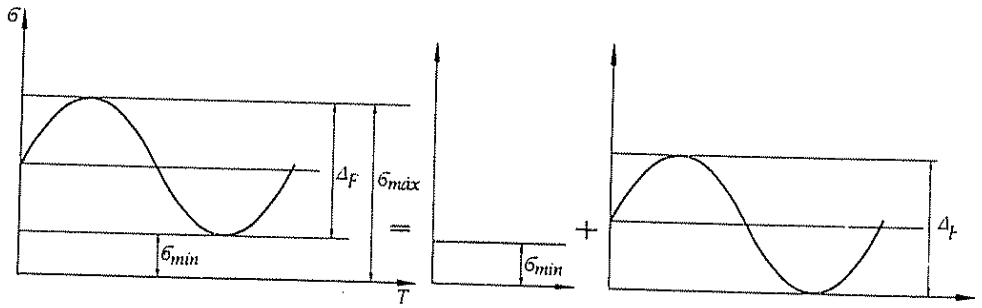
El diagrama original de GOODMAN es otra de las primeras contribuciones al estudio de la fatiga GOODMAN, consideró la ley de variación de tensiones como la suma de una tensión constante $\sigma_{mín}$ más una variación alternativa pura [2.16], que se superponía bruscamente a la tensión mínima. Teniendo en cuenta que la aplicación brusca de una carga produce un efecto doble que su aplicación gradual supuso que el efecto de la alternancia pura sobreimpuesta sería doble de su valor nominal Es decir, con un coeficiente de mayoración de 2 Entonces hizo la hipótesis que la rotura por fatiga se produciría cuando estas tensiones mayoradas alcanzasen la resistencia última del material

$$\sigma_{mín} + 2\,\Delta_F = \sigma_u$$

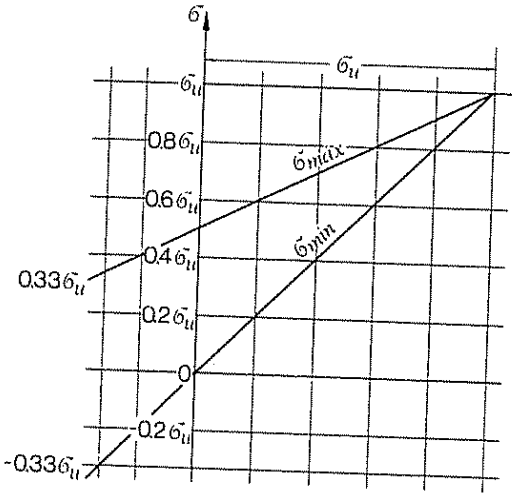
y como

$$\Delta_F = \sigma_{máx} - \sigma_{mín} \qquad \sigma_{máx} - \frac{1}{2}\,\sigma_{mín} = \frac{1}{2}\,\sigma_u$$

que puede representarse en la forma [2.17].


σ
Δf
σmáx
σmín
T
=
+
σmín
Δf

[2.16]


σ
σu
σu
0.8σu
σmáx
0.6σu
σmín
0.4σu
0.33σu
0.2σu
0
0.2σu
-0.33σu

[2.17]

La hipótesis simplificativa de GOODMAN no se ajusta a los resultados reales, por lo que su diagrama original no tiene en la actualidad más que un valor histórico. Sin embargo, se utiliza un tipo de representación semejante dando origen a los *diagramas modificados de Goodman*, en los que basados en resultados experimentales, proporcionan una visión completa del comportamiento a la fatiga de una barra, conexión o elemento estructural cualquiera. En este diagrama, las ordenadas son las tensiones máximas, las abcisas las tensiones mínimas (de tracción o compresión) y las rectas radiales indican el tipo de variación de tensión. Las curvas n_1 . n_2 corresponden a distintos valores del número de ciclos o vida calculada para la estructura [2.18].

2.4.5.2. *Factores que influyen en la resistencia a la fatiga.*

Además de las fluctuaciones de tensión y el número de ciclos de carga, verdaderos protagonistas del fenómeno de fatiga, existen otros factores que influyen en mayor o menor grado en la potenciación del mismo.

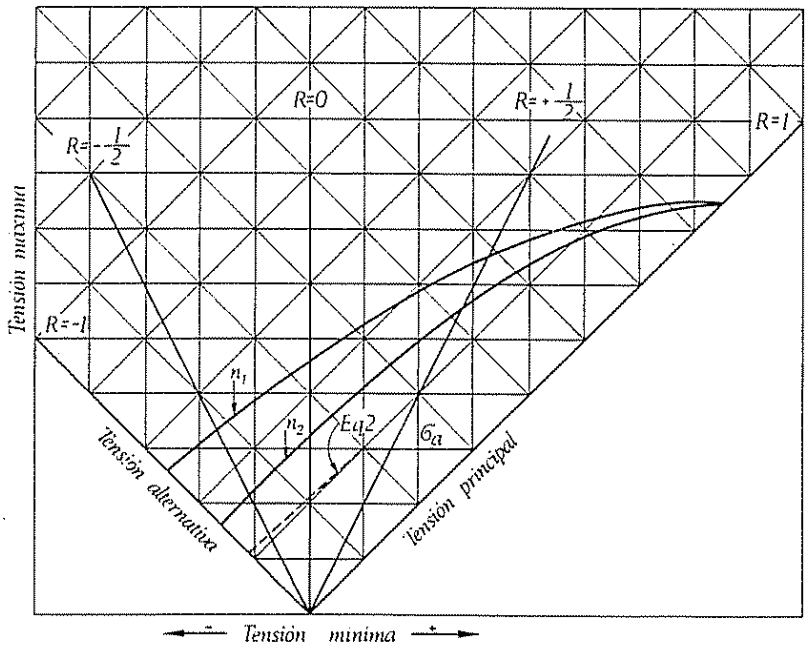
Efecto de entalladura.

La mayor parte de las numerosas teorías existentes para explicar el mecanismo de la fatiga, establecen como necesaria la existencia de un concentrador de tensiones (*stress raiser*), aun en el caso de las probetas pulidas y de aspecto homogéneo que se ensayan en el laboratorio, y que en este caso puede consistir en la no homogeneidad interior del material o defectos microscópicos superficiales. En las piezas reales de las máquinas existen invariablemente accidentes que concentran las tensiones tales como filetes, roscas y taladros y en ellos, como regla general, se inician las grietas de fatiga.

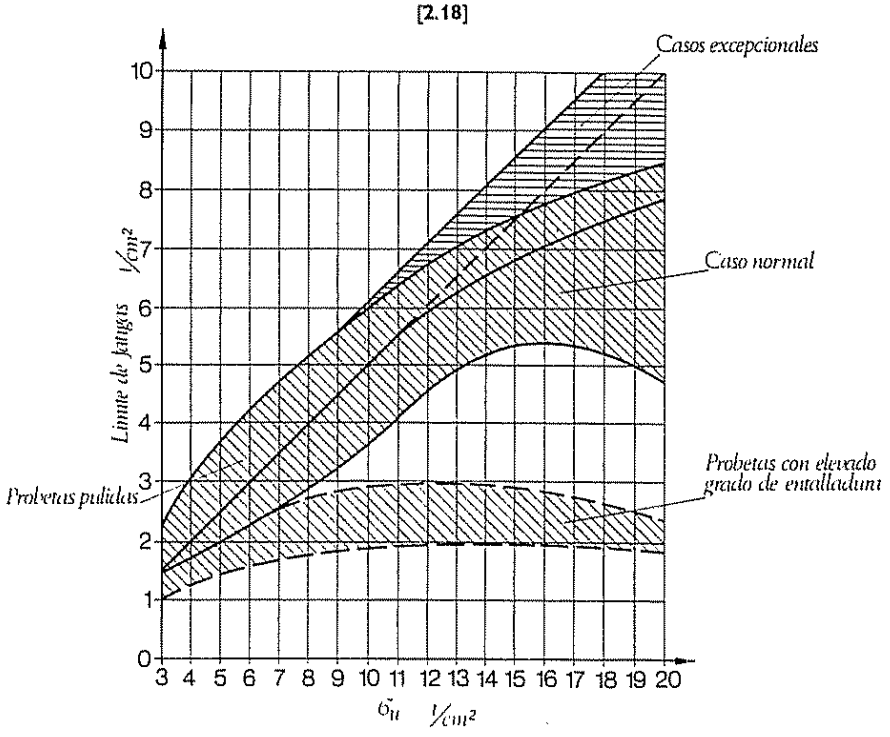
El efecto de las entallas en la resistencia a la fatiga se determina comparando las curvas de WÖHLER de probetas entalladas y sin entallar. Los datos para las probetas entalladas suelen representarse en términos de la tensión nominal obtenida a partir de la sección neta de la probeta. Los resultados de los ensayos demuestran que en general la resistencia a la fatiga de una probeta con una discontinuidad aparente u otra causa de concentración de tensiones, es más baja y en ocasiones mucho más baja que la de una probeta sin alteraciones.

La eficacia de las entallas en la disminución del límite de fatiga se expresa mediante el factor de resistencia a la fatiga o factor de fatiga con entalla K_f. Este factor es sencillamente la relación del límite de fatiga de las probetas sin entallas al mismo valor de las probetas con entalla.

En los casos en que el valor del coeficiente de concentración de tensiones, para solicitaciones estáticas K_t es conocido (calculado o medido), se comprueba que generalmente este es mayor que K_f, lo que se explica porque, aún en fatiga, existe cierta redistribución plástica de tensiones que alivia el efecto concentrador de tensiones.


R=0
R=+1/2
R=1
R=-1/2
R=-1
Tensión máxima
Tensión alternativa
Tensión principal
Tensión mínima
n1
n2
Eq2
σa

[2.18]


Casos excepcionales
Caso normal
Probetas con elevado grado de entalladuni
Probetas pulidas
Límite de fatiga kg/cm²
σu kg/cm²
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

[2.19]

La sensibilidad a la entalla en fatiga se expresa normalmente por el índice de sensibilidad a la entalla q:

$$q = \frac{K_f - 1}{K_t - 1}$$

En un material que no experimenta reducción de la resistencia a la fatiga por la presencia de la entalla es $q = 0$, mientras que en otro en que la entalla ejerce completamente su efecto teórico es $q = 1$

Sin embargo, q no es una verdadera constante del material porque varía con el tipo de entalla, el tamaño de la probeta y el tipo de carga.

Tipo de acero.

En general, puede decirse que la resistencia a la fatiga de un acero de construcción es proporcional a su resistencia última. Sin embargo, esta proporcionalidad puede variar considerablemente e incluso no existir dependiendo del efecto entalla y los ciclos de tensión a que esté sometido. En probetas no alteradas, la resistencia a la fatiga con variaciones alternativas de tensión ($R = -1$), su valor puede ser el 50 % de la resistencia última estática del material. Pero cuando el efecto entalla es importante, el tanto por ciento puede ser mucho más bajo. Esto puede apreciarse en [2.19].

Los aceros de alta resistencia suelen tener sensibilidades a la entalla mayores que los aceros más suaves y con menor resistencia estática, por lo que cuando la fatiga es determinante no suele ser interesante su utilización.

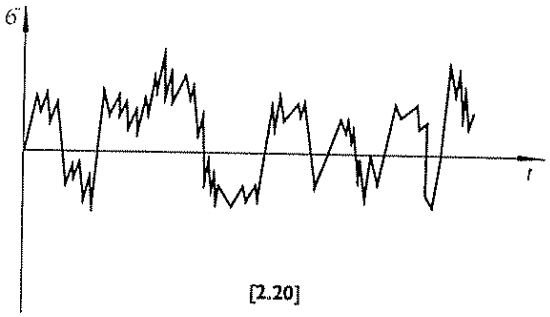
Tipo de solicitación.

La frecuencia de los ciclos de solicitación no tiene un efecto importante en la resistencia a la fatiga, con la excepción tal vez de las frecuencias muy altas. Por encima de los 10 000 ciclos por minuto la resistencia a la fatiga aumenta con la frecuencia. Tampoco es de tener en consideración la distribución de los ciclos de carga en el tiempo, aunque en general el efecto de prolongados períodos de reposo entre las aplicaciones de las cargas repetidas, suele ser beneficioso.

El comportamiento a la fatiga de piezas solicitadas axilmente es notoriamente diferente en caso de compresión y tracción. Solicitaciones repetidas exclusivamente de compresión no producen fatiga más que con un número de ciclos verdaderamente elevado, superior al correspondiente para solicitaciones de tracción.

2.4.5.3. *Proyecto y dimensionamiento a la fatiga.*

El proyecto de estructuras frente a los fenómenos de fatiga es fundamentalmente empírico, basado en datos de laboratorio, lo que presenta siempre la dificultad de corre-



[2.20]

lacionar las condiciones complejas reales (secuencia de las cargas, ciclos variables, historia del material) con las teóricas y relativamente simples de los ensayos de laboratorio.

Los ensayos de laboratorio se hacen con curvas de variación de tensiones que son perfectamente senoidales con amplitudes constantes. Esto que puede ser coincidente con la realidad en elementos de máquinas, no lo es para el cálculo de puentes de ferrocarril o caminos de rodadura de puentes grúa, en los que las cargas repetidas son en cierto modo variables, originando ciclos del tipo del esquematizado en [2.20].

En este caso es preciso:

— Calcular un ciclo de tensiones característico en el que la tensión máxima y mínima se calculen teniendo en cuenta los efectos dinámicos.

— Estimación del número de ciclos posible durante la vida de la estructura.

— Suposición de que la carga real es equivalente a una función periódica de la misma amplitud con el mismo número de ciclos

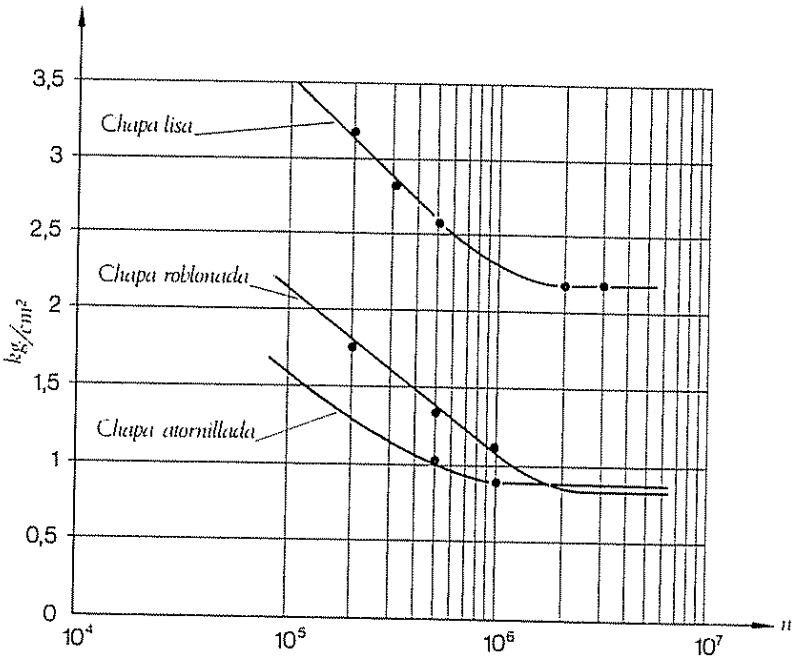
— Determinación de los posibles efectos de entalla derivados de la geometría y uniones de la pieza, que no puedan ser eliminados por un diseño adecuado.

— Utilización de los diagramas de GOODMAN o prescripciones reglamentarias para piezas con las mismas condiciones de carga, y de entalla.

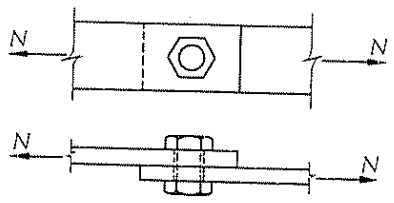
Todas las estructuras están sometidas a lo largo de su vida a la aplicación más o menos intermitente de las sobrecargas para que han sido diseñadas. A menos que este número de cargas y descargas sea suficientemente grande, no es preciso considerar la posible fatiga de la estructura, y su cálculo se rige por el criterio general de agotamiento de fluencia anteriormente expuesto. Precisando más, las Normas AISC, por ejemplo, no establecen como necesaria ninguna comprobación de fatiga para elementos sometidos a menos de 10 000 ciclos completos de carga en su vida prevista. Las exigencias por fatiga son poco severas para número de ciclos comprendidos entre 10^4 a 10^5 y más fuertes entre 10^5 y 2×10^6 ciclos.

Uniones roblonadas y atornilladas.

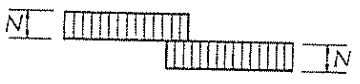
A causa de la concentración de tensiones en los bordes de los agujeros, las uniones roblonadas tienen resistencias a la fatiga relativamente bajas. El tipo de acero influye poco debido a esta razón. La compresión que ejercen los roblones sobre la chapa,


3,5
3
2,5
2
1,5
1
0,5
0
kg/cm²
Chapa lisa
Chapa roblonada
Chapa atornillada
10⁴
10⁵
10⁶
10⁷
n

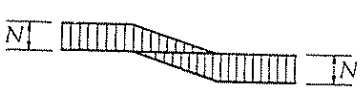
[2.21]


N
N
N
N

a


N
N

b


N
N

c

[2.22]

ejerce un efecto beneficioso que puede aumentar la resistencia a la fatiga en un 25 % o más de la correspondiente, sin considerar el apriete. No obstante, no suele considerarse este incremento en las normas y especificaciones [2.21].

Las uniones con tornillos ordinarios (no pretensados) tienen un comportamiento parecido a las uniones roblonadas, para número elevado de ciclos y notoriamente inferior conforme disminuye el número de ciclos [2.21].

Las uniones con tornillos de alta resistencia tienen mucho mejor comportamiento a la fatiga debido a ser más elevada la fuerza de compresión que el tornillo ejerce sobre la placa. La transmisión de los esfuerzos es menos brusca con tornillos de alta resistencia que con tornillos ordinarios o roblones [2.22], con lo que se disminuye la concentración de tensiones.

Uniones soldadas.

Las estructuras soldadas pueden tener una resistencia relativamente baja a la fatiga si no están adecuadamente proyectadas y fabricadas. Existe gran cantidad de ensayos y datos experimentales que permiten ponderar el efecto de entalla según el tipo y disposición de las soldaduras.

A efectos de fatiga una unión por soldadura es tanto mejor cuanto menor discontinuidad establece entre los elementos unidos.

Son, por tanto, especialmente recomendables las uniones a tope con preparación de bordes, en las que se haya repasado el refuerzo de la soldadura en dirección del esfuerzo de manera de no establecer ninguna discontinuidad.

Recomendaciones de proyecto.

Para mejorar la resistencia a la fatiga de las estructuras sometidas a ciclos de carga, es conveniente:

— Estudiar los detalles constructivos de manera de evitar concentración de tensiones o distribución irregular de las mismas.

— Evitar los cambios bruscos de sección, y de rigidez en las piezas o elementos estructurales.

— Cuidar la coincidencia de ejes en los nudos evitando las excentricidades o reduciéndolas al mínimo.

Condición de carga	Número de ciclos de carga	
	De	A
1	20 000 [1]	100 000 [2]
2	100 000	500 000 [3]
3	500 000	2 000 000 [4]
4	más de 2 000 000	

[1] Aproximadamente equivalente a 2 aplicaciones diarias durante 25 años.
[2] Aproximadamente equivalente a 10 aplicaciones diarias durante 25 años.
[3] Aproximadamente equivalente a 50 aplicaciones diarias durante 25 años.
[4] Aproximadamente equivalente a 200 aplicaciones diarias durante 25 años.

[2.23]

— Evitar la unión de elementos secundarios en piezas con solicitaciones de fatiga importantes.

— Emplear soldaduras a tope con preparación de bordes y alisado, con preferencia a los cordones de soldadura.

— Utilización preferente de tornillos de alta resistencia pretensados a los roblones o tornillos ordinarios.

— Emplear soldaduras continuas con preferencia a las discontinuas o intermitentes.

— Evitar detalles que produzcan tensiones localizadas importantes.

— Inspección adecuada para garantizar una correcta fabricación y montaje.

— En el caso de detectar grietas de fatiga, tomar las medidas necesarias para evitar su propagación.

Dimensionamiento y comprobación.

La Norma Básica MV-103, por referirse a estructuras solicitadas estáticamente, no incluye la comprobación a fatiga entre sus prescripciones. De entre las normas que tratan de este fenómeno, la AISC [1] lo hace de una forma simple y de fácil aplicación, que describimos a continuación:

Condiciones de carga y tipo y configuración del material

En el proyecto de piezas y uniones sometidas a tensiones variables debidas a las sobrecargas, debe tenerse en cuenta el número de ciclos de tensión. La variación de tensiones previstas y el tipo y configuración de la pieza o detalle.

Las condiciones de carga se clasificarán según se indica en [2.23].

El tipo y configuración del material (grado de entalladura) se determinará según [2.24] *y* [2.25].

Tensiones admisibles.

La máxima tensión no debe exceder de las máximas tensiones admisibles para solicitaciones estáticas [2] *y la máxima fluctuación de tensión* Δ_F *(cuyo valor es el doble de la amplitud de la onda de variación*

---

[1] *Specification for the design, fabrication and erection of structural steel for building*, Apéndice B. Febrero, 1969. Este mismo procedimiento comprobatorio está recogido en *Specifications for electric overhead traveling cranes* de Crane Manufacturers Association of America, Inc. 1975 y en *Specifications for the design and Construction of mill buildings* de Association of Iron and Steel Engineers. Enero, 1969.

[2] Para nuestros aceros puede tomarse los valores de [2.26]. Con un valor admisible de la cortadura simple de $\tau_{ad} = 0.576\,\sigma_{ad}$.

Elemento	Situación	Clase de tensión	Ejemplo ilustrativo según [2.25]	Categoría de entalladura
Material simple	Metal base laminado	T o Rev	1-2	A
Barras y vigas armadas	Metal base y metal de aportación de la soldadura en piezas sin uniones, construidas con chapas o perfiles unidos con soldaduras a tope con penetración total, paralelas a la dirección de los esfuerzos.	Rev Rev T o C	3 4 3-4	B* B B
	Metal base y metal de aportación de soldadura en piezas sin uniones formadas por chapas o perfiles unidos por cordones de soldadura paralelos a la dirección de los esfuerzos.	T, C o Rev	4-5-6	B
	Tensión de flexión σ en la zona de unión de ala y alma, adyacente a rigidizadores transversales soldados: Cuando la tensión cortante $\tau < \frac{1}{2}\,\tau_{adm}$ Cuando la tensión cortante $\tau > \frac{1}{2}\,\tau_{adm}$ siendo τ_{adm} la tensión admisible para solicitaciones estáticas	 T o Rev T o Rev	 7 7	 C D
	Metal base en el final de una platabanda con o sin soldadura frontal.	T, C o Rev	5	E
Uniones con elementos mecánicos de unión	Metal base en la sección neta de uniones con tornillos de alta resistencia sometidos a tensiones alternativas y uniones solicitadas axilmente que producen flexión fuera del plano del material unido.	T o Rev	8	A
	Metal base en la sección neta de elementos en otros tipos de uniones con elementos mecánicos de unión.	T o Rev	8-9	B
Soldadura a tope	Metal base y de soldadura en uniones con soldadura a tope de penetración completa repasadas en dirección de los esfuerzos y con inspección por Rayos X o ultrasonido.	T o Rev	10	A
	Metal base y de aportación con soldadura de penetración completa, repasadas en uniones de secciones de perfiles o vigas armadas de la misma sección.	T o Rev	10-11	B
	Metal base y de aportación en uniones a topes con penetración completa y casi completa con transición en ancho o espesor, con soldaduras repasadas en dirección al esfuerzo, con taludes no mayores de 1/2,5, soldadura sana con inspección radiográfica o por ultrasonido.	T o Rev	12-13	B
	Metal base y de aportación con soldaduras a tope de penetración completa o casi completa, con o sin transiciones de taludes no mayor a 1/2,5, repasadas en dirección del esfuerzo y cuya calidad no ha sido comprobada por radiografía o ultrasonido.	T Rev T o Rev	10 10 11-12-13	C C* C

[2.24]

(Continuación)

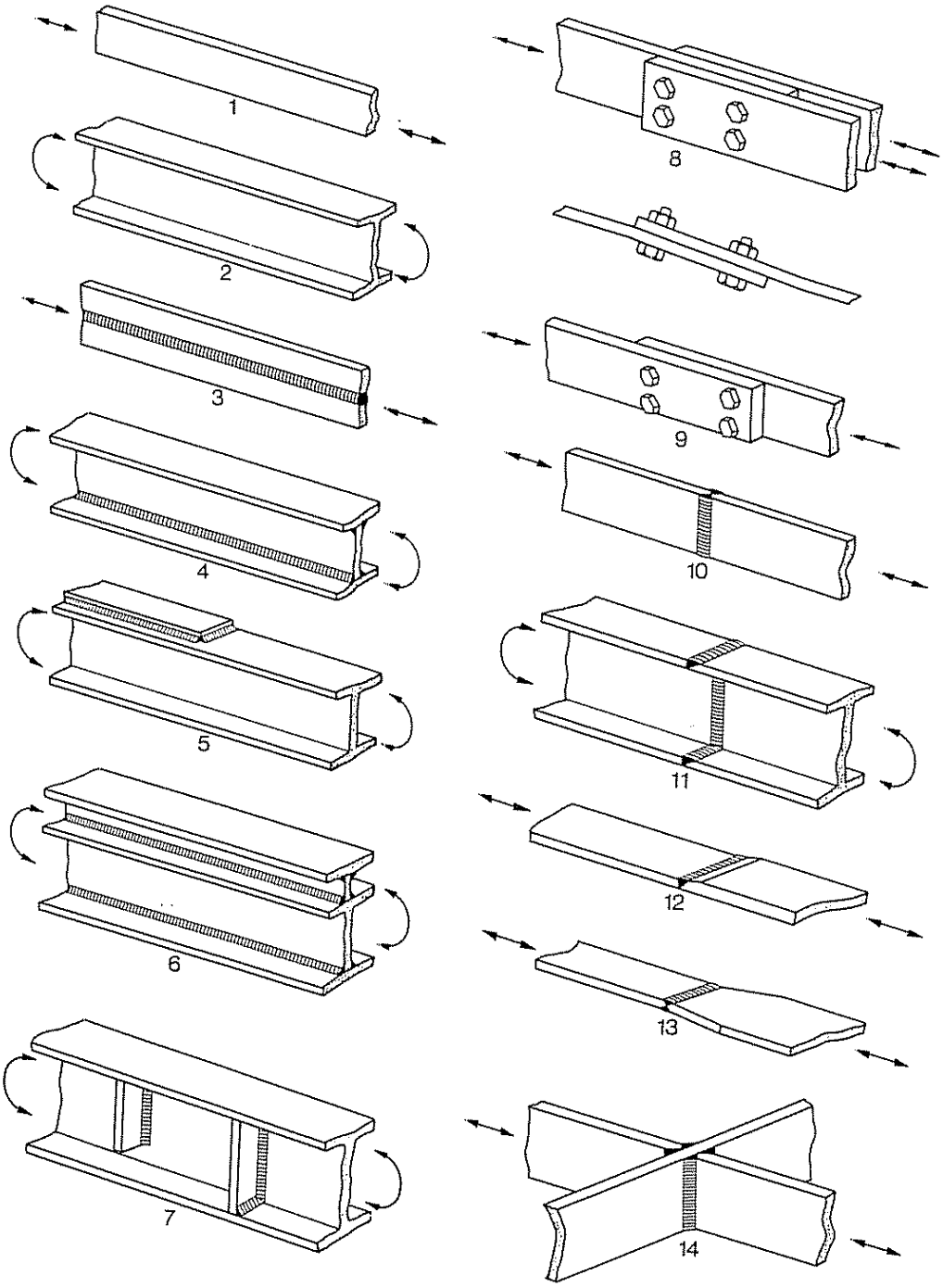
Elemento	Situación	Clase de tensión	Ejemplo ilustrativo según [2.25]	Categoría de entalladura
Soldadura a tope (cont.)	Metal base y de aportación con soldadura a tope de penetración completa o casi completa, en uniones en T o en cruz.	T Rev	14 14	D D*
	Metal base en nudos unidos con soldaduras a tope, solicitados transversal y/o longitudinalmente.	T, C o Rev	15	E
	Metal de aportación en soldadura a tope transversales con penetración parcial, referidas a la sección nominal de la soldadura.	T o Rev	16	G
Uniones con cordones de soldadura	Metal base en cordones discontinuos.	T, C o Rev		E
	Metal base en barras solicitadas axilmente y cordones de fijación en su extremidad.	T, C o Rev	17-18-19-20	E
	Cordones frontales o longitudinales, continuos o intermitentes, (excepto cordones frontales en uniones en T) y cordones continuos sometidos a esfuerzo cortante paralelos al eje del cordón, en combinación con el cortante debido a la flexión.	S	5-17-18-19-21	F
	Cordones frontales en uniones en T.	S	20	G
Otras disposiciones	Metal base en las inmediaciones (a una distancia máxima de 5 cm en dirección del esfuerzo) de soldaduras de pequeña longitud.	C T o Rev	22-23-24 22-23-24-25	C D
	Metal base en las inmediaciones de cordones largos.	T, C o Rev	26	E
	Metal base en las inmediaciones de ojal o ranura.	T, C o Rev	27	E
	Tensiones cortantes en conectores (área nominal).	S	22	G
	Tensiones cortantes en soldaduras de ojal o ranura.	S	27	G

T Tensiones solamente de tracción, pulsatoria o intermitente $K \geqslant 0$
C Tensiones solamente de compresión, pulsatoria o intermitente $K \geqslant 0$
Rev Tensiones alternativas $K < 0$
S Campo de variaciones de tensiones cortantes.
* En estos casos puede utilizarse como valor admisible de variación de tensión, en lugar de Δ_F, de **[2.27]**, el valor Δ'_F dado por la fórmula:

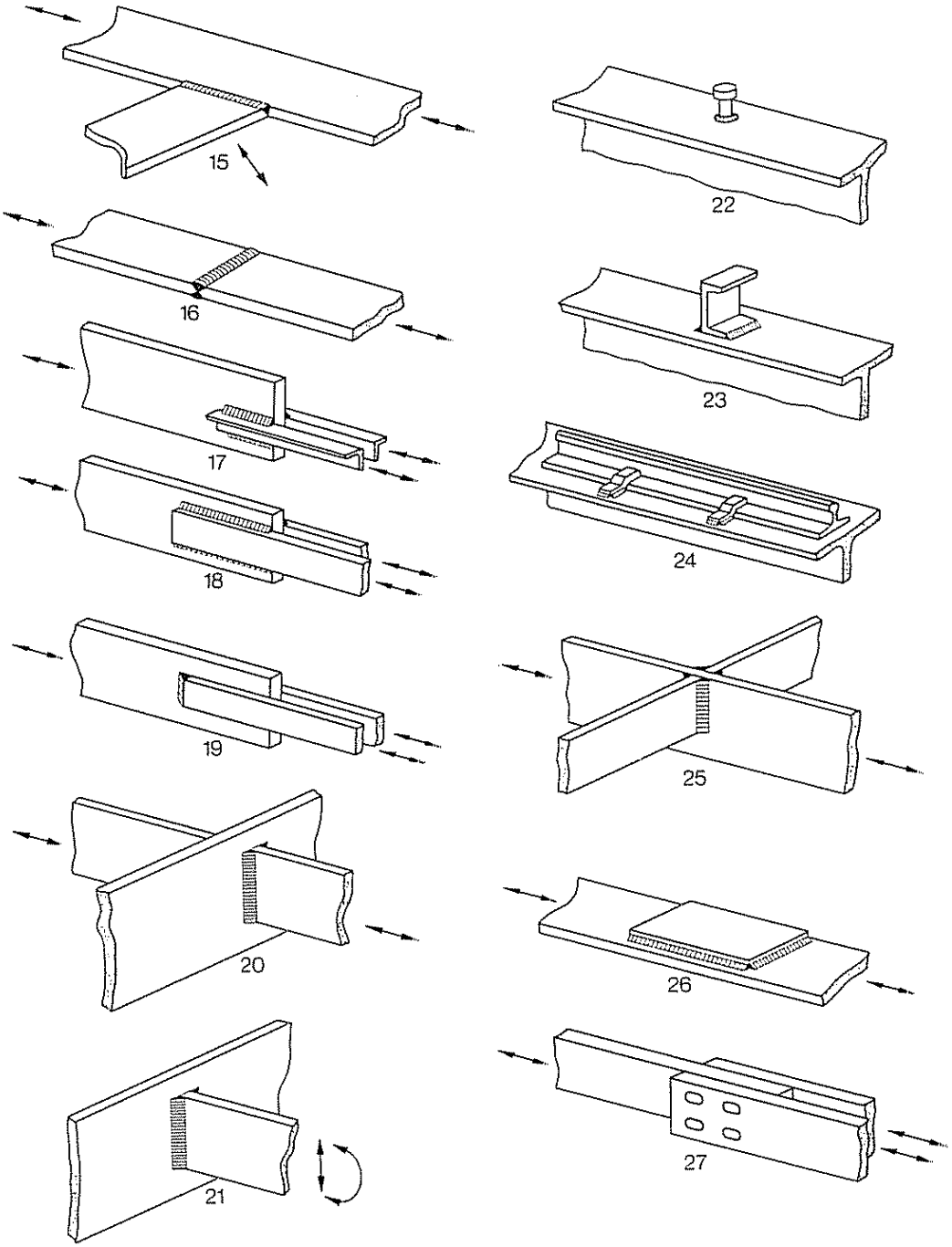
$$\Delta'_F = \frac{\sigma_T + \sigma_C}{\sigma_T + 0{,}6\,\sigma_C}\,\Delta_F$$

σ_C y σ_T Tensiones de compresión y tracción respectivamente consideradas con su valor absoluto.

[2.24]



[2.25]



[2.25]

Tensiones admisibles (kg/cm²)

Clase de acero	Espesor mm		
	⩽ 16	> 16 ⩽ 40 [1]	> 40 [1] ⩽ 63
A 37	1 600	1 533	1 466
A 42	1 733	1 666	1 600
A 52	2 400	2 333	2 266

[1] En los aceros de tipo A 52 el espesor límite de 40 mm se sustituye por 36 mm.

[2.26]

Valor admisible de la variación de tensión Δ_F (kg/cm²)

Categoría de la entalladura	Condiciones de carga			
	1	2	3	4
A	2 812	2 250	1 687	1 687
B	2 320	1 758	1 195	1 054
C	1 969	1 476	984	843
D	1 687	1 195	703	632
E	1 195	843	492	421
F	1 195	984	773	632
G	1 055	843	632	562

[2.27]

de tensiones, es decir, igual a $\sigma_{máx} - \sigma_{mín}$) no excederá del que se da en [2.27], excepto en el caso de tensiones alternativas, en que para los grados de entalla que se marcan con un asterisco en [2.24] en los que puede utilizarse la fórmula

$$\Delta'_F = \frac{\sigma_T + \sigma_c}{\sigma_T + 0{,}6\,\sigma_c}\,\Delta_F$$

en las que σ_T y σ_c son los valores absolutos de las tensiones de tracción y compresión y Δ_F la fluctuación de tensión dada por [2.27].

La comprobación se hace para tensiones admisibles [1], por lo que debe utilizarse con valores característicos de las cargas.

La Norma es válida y común para los aceros americanos A 36, A 529, A 440, por lo que es extrapolable a los aceros españoles de construcción, cuyos límites elásticos están muy próximos a los de ellos.

2.4.5.4. *Tensión admisible máxima de fatiga.*

Las barras, soldaduras y elementos de unión, sometidos a solicitaciones repetidas, deben calcularse de manera que la tensión máxima no sobrepase en ningún caso la tensión admisible para solicitaciones estáticas, según [2.26], ni que el margen de variación de tensiones (tensión máxima menos tensión mínima) sobrepase los valores que para dicha variación Δ_F se dan en [2.27].

La tensión mínima se considerará negativa en el cálculo de Δ_σ, si es de signo opuesto a la tensión máxima.

Estas dos condiciones equivalen a:

$$\sigma_{máx,F}\ (1 - R) \leqslant \Delta_F$$

$$\tau_{máx,F}\ (1 - R) \leqslant \Delta_F$$

debiendo cumplirse al mismo tiempo:

$$\sigma_{máx,F} \leqslant \sigma_{adm,est}$$

$$\tau_{máx,F} \leqslant \tau_{adm,est}$$

---

[1] Esto es regla general para las normas e instrucciones que tratan del tema. Incluso las normas soviéticas, que utilizan el cálculo en estados últimos desde hace más de veinticinco años, lo realizan, en el caso de fatiga, con tensiones admisibles.

Tensiones admisibles a la fatiga. R = 0

Condición de carga		1		2		3		4	
Entalla		σ_{adm}	τ_{adm}	σ_{adm}	τ_{adm}	σ_{adm}	τ_{adm}	σ_{adm}	τ_{adm}
Acero A 37	A	1 600	922	1 600	922	1 600	922	1 600	922
	B	1 600	922	1 600	922	1 195	688	1 054	607
	C	1 600	922	1 476	850	984	567	844	486
	D	1 600	922	1 195	688	703	405	632	364
	E	1 195	688	843	486	492	283	422	243
	F	1 195	688	984	567	773	445	632	364
	G	1 055	608	843	486	632	364	562	324
Acero A 42	A	1 733	998	1 733	998	1 688	972	1 688	972
	B	1 733	998	1 733	998	1 195	688	1 054	607
	C	1 733	998	1 476	850	984	567	844	486
	D	1 688	972	1 105	688	703	405	632	364
	E	1 195	688	843	486	492	283	422	243
	F	1 195	688	984	567	773	445	632	364
	G	1 055	608	843	486	632	364	562	324
Acero A 52	A	2 400	1 382	2 249	1 295	1 688	972	1 688	972
	B	2 320	1 336	1 757	1 012	1 195	688	1 054	607
	C	1 968	1 134	1 476	850	984	567	844	486
	D	1 688	972	1 195	688	703	405	632	364
	E	1 195	688	843	486	492	283	422	243
	F	1 195	688	984	567	773	445	632	364
	G	1 055	608	843	486	632	364	562	324

[2.28]

En [2.28] y [2.29], se resumen las tensiones admisibles a fatiga en función del número de ciclos y grado de entalla, para los aceros A 37, A 42 y A 52, en los casos de solicitaciones repetidas $R = 0$ y de solicitaciones alternativas simétricas $R = -1$

2.4.6. **Estados límites de servicio.**

Las estructuras y sus elementos no deben, cuando estén sometidos a cargas, sufrir deformaciones, desplazamientos o vibraciones que las hagan incompatibles con su adecuado uso.

Las condiciones que se exigen por este concepto, se fijan en reglamentos e instrucciones correspondientes o en el pliego de condiciones de cada proyecto.

El coeficiente de ponderación que se utiliza para los cálculos de comprobación de los estados límites de servicio o de deformación es $\gamma_s = 1$, lo que equivale a decir que se efectuarán con los valores característicos de las cargas.

2.5. EL ACERO DE CONSTRUCCION

Según la Norma UNE 36-004-89: *El acero es un producto férreo generalmente apto para la conformación en caliente. Con excepción de ciertos aceros de alto contenido en cromo, el contenido en carbono es igual o inferior al 2 %, límite que los separa de las fundiciones.* En esta misma Norma se establece la clasificación de los aceros atendiendo a dos conceptos:

— composición química

— criterios derivados de su utilización.

> *3.1 Clasificación según la composición química. Atendiendo a la composición química los aceros se dividen en dos grupos* [1]:
>
> *a) aceros no aleados,*
> *b) aceros aleados.*

[1] Cuando se trate de productos compuestos o recubiertos la composición química se refiere a la del metal base

Tensiones admisibles a la fatiga. R = — 1

Condición de carga		1		2		3		4	
Entalla		σ_{adm}	τ_{adm}	σ_{adm}	τ_{adm}	σ_{adm}	τ_{adm}	σ_{adm}	τ_{adm}
Acero A 37	A	1 406	810	1 125	648	844	486	844	486
	B	1 160	668	879	506	597	344	527	304
	C	984	567	738	425	492	283	422	243
	D	844	486	597	344	352	203	316	182
	E	597	344	422	243	246	142	211	122
	F	597	344	492	283	387	223	316	182
	G	527	304	422	243	316	182	261	162
Acero A 42	A	1 406	810	1 125	648	844	486	844	486
	B	1 160	668	879	506	597	344	527	304
	C	984	567	738	425	492	283	422	243
	D	844	486	597	344	352	203	316	182
	E	597	344	422	243	246	142	211	122
	F	597	344	492	283	387	223	316	182
	G	527	304	422	243	316	182	281	162
Acero A 52	A	1 406	810	1 125	648	844	486	844	486
	B	1 160	668	879	506	597	344	527	304
	C	984	567	738	425	492	283	422	243
	D	844	486	597	344	352	203	316	182
	E	597	344	422	243	246	142	211	122
	F	597	344	492	283	387	223	316	182
	G	527	304	422	243	316	182	281	162

[2.29]

3.2. Subdivisión según los criterios de utilización.

Los aceros, tanto no aleados como los aleados, se subdividen atendiendo a su utilización en los grupos siguientes:

a) aceros de base,
b) aceros de calidad,
c) aceros especiales.

4. Clasificación de los aceros según la composición química

4.1. Aceros no aleados.

Se consideran como aceros no aleados aquellos en que ninguno de sus elementos se encuentra en porcentajes iguales o superiores a los indicados en la Tabla 1[1].

4.2. Aceros aleados.

Se consideran como aceros aleados aquellos que contienen uno o varios elementos en porcentajes iguales o superiores a los valores indicados en la Tabla 1[1].

5 Subdivisión atendiendo a criterios de utilización.

5 1. Definiciones.

Los aceros de base son aquellos para los cuales no se exige ninguna prescripción particular en cuanto a su utilización.

Los aceros de calidad son aquellos que, en general, no presentan regularidad de respuesta a los tratamientos térmicos pero cuyas condiciones de utilización requieren cuidados especiales en particular desde el punto de vista del estado superficial, de la estructura o de la sensibilidad a la rotura frágil.

Los aceros especiales son los que, en general, se destinan a tratamientos térmicos por sus condiciones de regularidad de respuesta a estos tratamientos. Además, por sus condiciones particulares de elaboración, estos aceros presentan una limpieza superior a los aceros de calidad, en especial desde el punto de vista de inclusiones

Observación: A efectos de esta Norma, los recocidos de eliminación de tensiones y de ablandamiento y el normalizado no se consideran como tratamientos térmicos

Los aceros que se emplean en la construcción metálica son aceros no aleados según la clasificación anterior Las características y condiciones de suministro y recepción de los productos laminados en caliente con estos aceros, vienen recogidas en la Norma MV-102-75 y en la UNE 36-080-85 Aunque existe una correlación fundamental entre ambas normas, difieren esencialmente en el número de aceros considerado,

[1] La tabla citada en la Norma se representa en [2.30].

Contenidos límite para la clasificación de los aceros.

Elementos	Contenido %	Elementos	Contenido %
Aluminio	0,10	Níquel [1]	0,30
Bismuto	0,10	Plomo	0,40
Boro	0,0008	Selenio	0,10
Circonio [2]	0,10	Silicio	0,50
Cobalto	0,10	Telurio	0,10
Cobre [1]	0,40	Titanio [2]	0,05
Cromo [1]	0,30	Vanadio [2]	0,10
Manganeso	1,60	Volframio	0,10
Molibdeno [1]	0,08	Lantanidos	0,05
Niobio [2]	0,05	Otros (excepto C, P, S, N, y O)	0,05

[1] Cuando dos, tres o los cuatro de estos elementos se encuentran en combinación en un acero deben considerarse simultáneamente:
a) los porcentajes límites individuales de cada uno de ellos,
b) un contenido límite conjunto que será el 70 % de la suma de los valores límites individuales de cada uno de los elementos considerados.

[2] Cuando dos o tres de estos elementos se encuentran en combinación se aplica la misma regla para que los elementos marcados con [1].

[2.30]

más reducido en la MV-102 [7.16], por tratarse solamente de los productos que se emplean en la construcción metálica para edificación, que en la Norma UNE contempla la construcción metálica en general [1.8].

La versión de 1975 de la MV-102 difiere de la anterior de 1964, en los tipos de acero considerados. En ella se suprimen los aceros A 34, que actualmente no se fabrican y los del tipo A 37, porque los productos laminados largos actualmente se fabrican en España con acero A 42

La Norma UNE ha introducido además el acero A 44 siguiendo la tendencia europea a considerar como tipos fundamentales los aceros A 37, A 44 y A 52, puesto que establecen un escalonamiento más racional entre los límites de fluencia respectivos [2.31]

En las tablas y ábacos de este Tomo se ha dado importancia preferente al acero A 42, que es el único que se ha considerado, cuando el paso de uno a otro acero no consiste más que en una proporcionalidad. Sin embargo, en los casos en que, como el pandeo, se utilizan coeficientes distintos según el tipo de acero, se han considerado los tres aceros A 37, A 42 y A 52. El acero A 37, es el acero común empleado en Europa y por ello, no obstante su supresión en la MV-102, parece útil su inclusión en el Prontuario

2.5.1. Características mecánicas y químicas.

La Norma UNE 36-080-85, dice a este respecto:

> *8 Características*
>
> *8.1 Composición química*
>
> *8.1.1 Análisis de colada. La composición química, referida al análisis de colada, se indica en la tabla 2* [1]
>
> *8.1.2 Análisis sobre producto. Las desviaciones máximas admisibles para los análisis sobre producto, aplicables al valor máximo sobre colada especificado en la tabla 2, se indican en la tabla 3* [2]
>
> *8.2 Características mecánicas*
>
> *8.2.1 Los valores de las características determinadas en el ensayo de tracción que han de satisfacer los distintos tipos y grados en el estado de suministro (véase 7.3), se indican en la tabla 4* [3], *para productos planos de espesor hasta 150 mm y para los productos largos de espesor (o dimensión de referencia) hasta 100 mm. Para dimensiones superiores a estos valores, las características se establecerán por acuerdo*

[1] Se reproduce en [1.8b]
[2] Se reproduce en [1.8c]
[3] Se reproduce en [1.8a]

Correspondencia entre las designaciones de los aceros de distintas versiones de la norma UNE 36080

UNE 36080-64	UNE 36080-73	UNE 36080-85
A 33-0	A 33-0	A 310-0
A 34-b	—	—
A 34-c	—	—
A 37-a	A 37-a	—
A 37-b	A 37-b	AE 235-B
A 37-c	A 37-c	AE 235-C
A 37-d	A 37-d	AE 235-D
A 42-a	A 42-a	—
A 42-b	A 42-b	—
A 42-c	A 42-c	—
A 42-d	A 42-d	—
—	A 44-a	—
—	A 44-b	AE 275-B
—	A 44-c	AE 275-C
—	A 44-d	AE 275-D
—	A 52-b	AE 355-B
—	A 52-c	AE 355-C
A 52-d	A 52-d	AE 355-D
—	—	AE 355-DD
A 50-1	—	—
A 50-2	A 50-2	A 490-2
A 60-1	—	—
A 60-2	A 60-2	A 590-2
A 70-2	A 70-2	A 690-2

[2.31]

8 2 2 El espesor que se indica en las tablas 2 y 4 es la dimensión nominal de referencia para barras y rollos y el espesor nominal para productos planos. En el caso de perfiles, se considerará el espesor de la zona de donde se toma la muestra para la preparación de la probeta. Para productos de espesor irregular, se tomará el espesor de la zona plana de mayor extensión

8 2 3 El límite elástico R_e, especificado en las tablas, se refiere bien al límite elástico superior R_{eH}, bien al límite elástico convencional bajo carga $R_t0.5$. En los casos en que no se presente el fenómeno de cedencia, se determinará el límite elástico convencional $R_s0.2$. En cualquier caso, se considerará que se cumple la especificación si el valor obtenido no es inferior al valor indicado en la tabla 4

8 2 4 En la tabla 5 1 se indica el valor especificado de resiliencia, así como las temperaturas a que debe realizarse el ensayo. Son aplicables a productos de espesor igual o inferior a 100 mm. Para productos de espesores superiores deberán fijarse por acuerdo los valores medios admisibles. Los valores V_e, indicados en dichas tablas, se refieren al valor mínimo admisible para la media aritmética de tres o seis determinaciones (véase 10 2 2 3), obtenidas sobre probetas definidas en 10 2 2 1. Los valores V_{e-} se refieren al valor mínimo admisible para una probeta individual de la serie ($V_{mn} = 0.7 \times V_e$)

8 3 Propiedades tecnológicas

8 3 1 Soldabilidad

8 3 1 1 No puede establecerse una aptitud general de los aceros a los distintos procesos de soldeo, ya que el comportamiento del acero, durante y después de esta operación, no depende sólo del material sino también de las condiciones en que se realiza el soldeo y de las condiciones de proyecto y de trabajo de las uniones soldadas. No se recomienda el soldeo de los aceros A 490-2, A 590-2 y A 690-2

8 3 1 2 Deberán tenerse en cuenta las reglas y prescripciones de los organismos de inspección y de las normas y recomendaciones, aplicables en cada caso, para establecer las condiciones de soldeo, necesidad de precalentamiento y espesores límite utilizables de cada grado

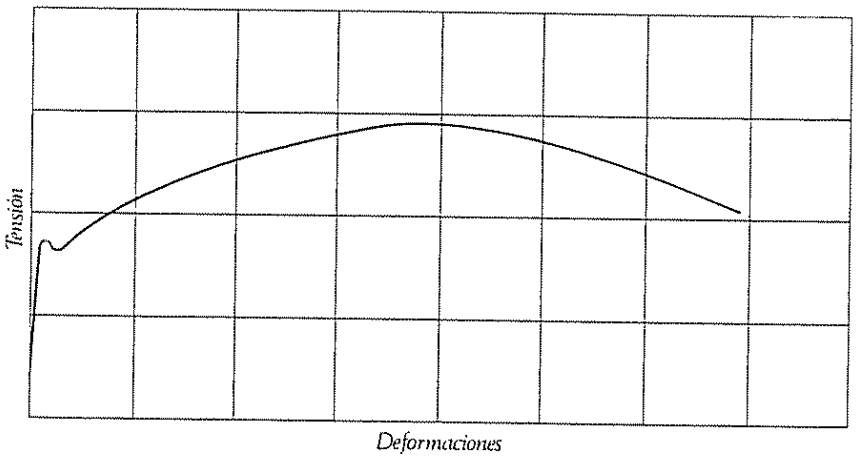
8 3 1 3 Como regla general, no es usual la utilización de aceros efervescentes para soldeo por fusión, en especial si se realiza en zonas de segregación

Las propiedades mecánicas de un acero dependen principalmente de su composición química, del proceso de laminado, y del tratamiento térmico que haya experimentado.

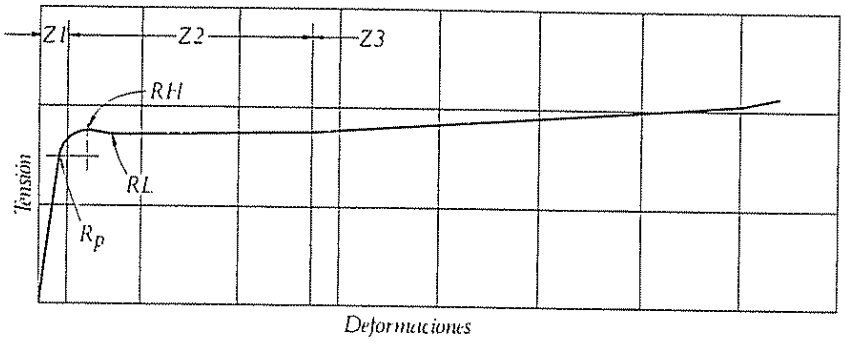
Las propiedades mecánicas del acero son similares en compresión que en tracción. El ensayo de tracción es el que normalmente se usa para determinar las propiedades mecánicas del acero.

---

[1] Se reproduce en [1.8a].


Tensión
Deformaciones

[2.32]


Z1
Z2
Z3
RH
RL
R_p
Tensión
Deformaciones

[2.33]

Un diagrama típico tensiones-deformaciones de un acero no aleado de construcción es de la forma de [2.32]. Inicialmente existe una relación lineal entre tensiones y deformaciones, seguido por una zona plástica de gran deformación, sin aumento apreciable de tensión [2.33], y termina en una región de endurecido por deformación en que el aumento de la deformación va acompañado por cierto incremento de la tensión.

Las características mecánicas principales que se deducen del ensayo de tracción y de su diagrama correspondiente son, de acuerdo con la UNE 7-262-73 (Ensayo de tracción para productos de acero):

1 Objeto

La presente Norma tiene por objeto establecer las condiciones en que debe realizarse el ensayo de tracción a la temperatura ambiente, en productos de acero de espesor igual o superior a 3 mm o de diámetro igual o superior a 4 mm, para determinar una o varias de las características siguientes:

a) Límite elástico (convencional, aparente, superior o inferior).
b) Resistencia a la tracción.
c) Alargamiento de rotura.
d) Estricción.

Para el ensayo de tracción de chapas de espesor inferior a 3 mm, se aplicará la Norma UNE 7-277. Para alambres, la UNE 7-194 y para tubos la UNE 7-266. Para la determinación del límite elástico en caliente, se aplicará la Norma UNE 7-223.

2. Fundamento del método.

El ensayo consiste en someter una probeta a un esfuerzo axial de tracción creciente, generalmente hasta la rotura.

3. Definiciones.

3.1 Distancia entre puntos (L).

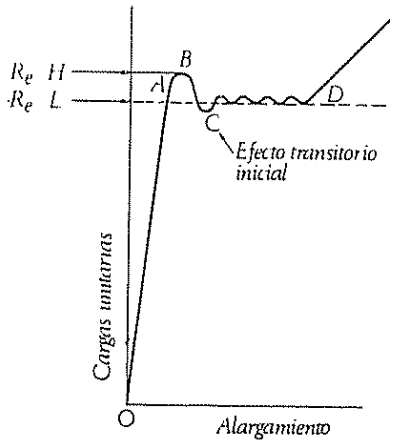
Es la longitud medida en cualquier momento entre las referencias marcadas en la parte cilíndrica o prismática de la probeta, antes de comenzar el ensayo. En particular se denominan como se indica a continuación:

3.1.1. Distancia inicial entre puntos (L_o). Es la longitud medida entre los puntos de referencia citados, antes de la aplicación de la carga.

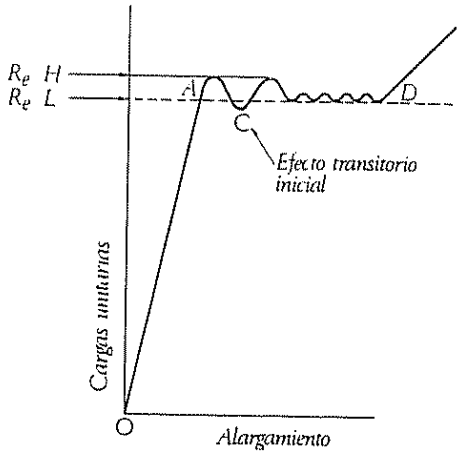
3.1.2 Distancia final entre puntos (L_u). Es la longitud medida después de la rotura de la probeta y de la reconstrucción de ésta, mediante la aproximación cuidadosa de las partes obtenidas, a fin de que encajen lo más perfectamente posible, estando sus ejes en prolongación.

3.2. Parte calibrada (L_c).

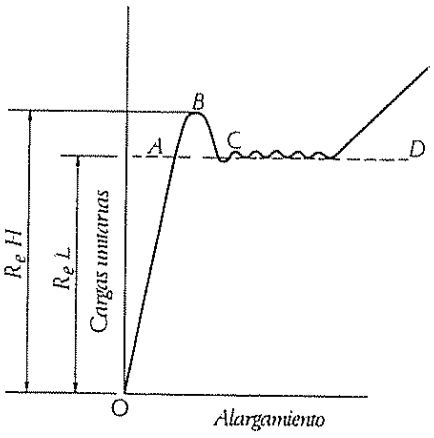
Es la parte mecanizada de la probeta en aquellas que han sido sometidas a proceso de mecanizado. Puede ser cilíndrica o prismática de anchura constante; en éste último caso, es frecuente denominarla longitud paralela.



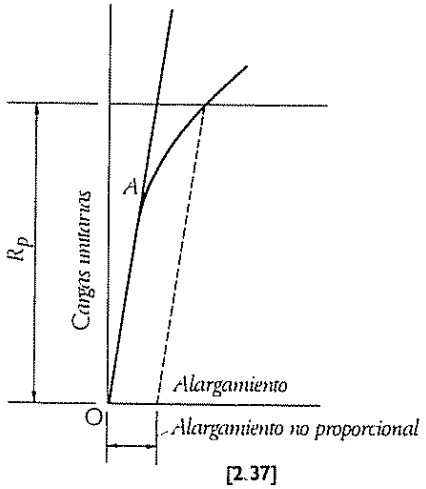
[2.34]



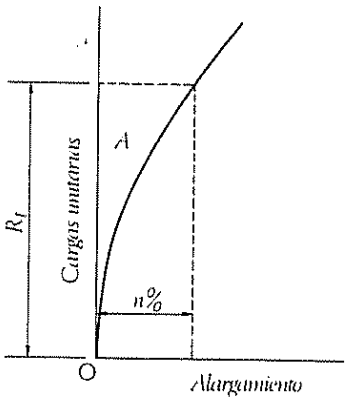
[2.35]



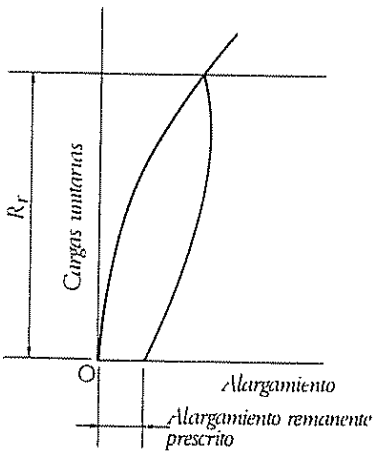
[2.36]



[2.37]



[2.38]



[2.39]