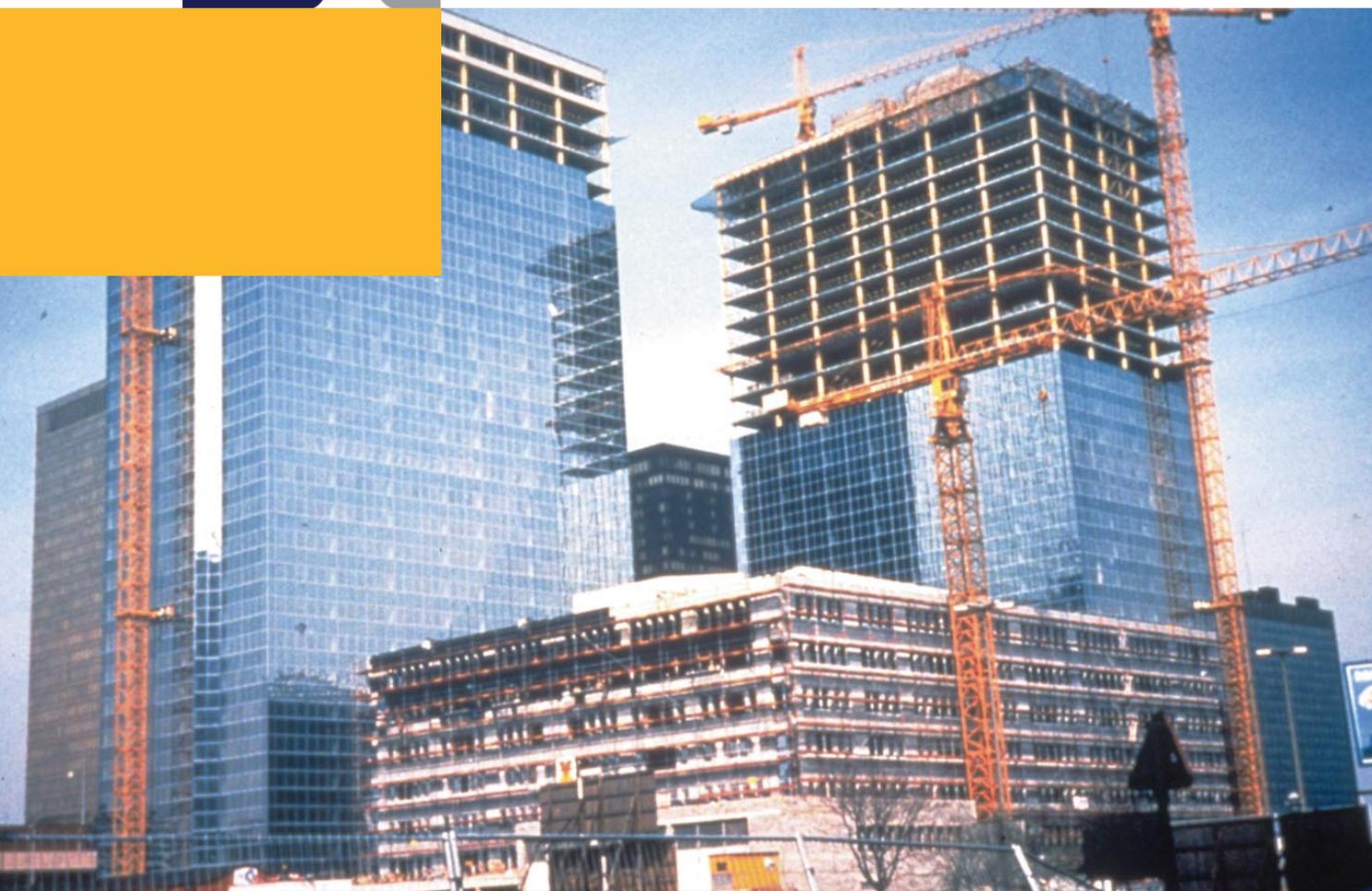


16

Sistemas estructurales: Edificios



Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 16

**SISTEMAS ESTRUCTURALES:
EDIFICIOS**

Lección 16.1.1: Edificios de una sola planta: Introducción y estructura primaria	1
1 INTRODUCCIÓN	4
2 ANATOMÍA Y PROYECTO DE LA ESTRUCTURA	5
2.1 Cerramiento	5
2.2 Elementos secundarios	6
2.3 La estructura	6
2.3.1 Estructuras sencillas	9
2.3.2 Estructuras de pórticos	10
2.3.3 Cerchas de celosía	10
3 CARGA	14
3.1 Cargas gravitatorias externas	14
3.2 Cargas de viento	14
3.3 Cargas gravitatorias internas	14
3.4 Grúas	14
3.5 Otras acciones	15
4 FABRICACIÓN	17
5 TRANSPORTE	18
6 MONTAJE	19
7 RESUMEN FINAL	20
8 BIBLIOGRAFÍA	20
9 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL	20

Lección 16.1.2: Edificios de una sola planta: Cerramientos y estructura secundaria	21
1 INTRODUCCIÓN	24
2 SISTEMAS DE CERRAMIENTO	25
2.1 Revestimiento de la cubierta	27
2.2 Cerramiento de paredes	28
3 RESISTENCIA A LA CARGA DE LOS CERRAMIENTOS	29
4 FORMAS DE LAS CORREAS Y LOS CARRILES	33
4.1 Perfiles laminados en frío	33
4.2 Perfiles laminados en caliente	34
5 RESISTENCIA A LAS CARGAS DE LAS CORREAS Y LOS CARRILES	35
6 ARRIOSTRAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL	40
7 RESUMEN FINAL	42
8 BIBLIOGRAFÍA	42

Problema Resuelto 16.1: Diseño de un edificios industrial simple 43

1 EL PROBLEMA	46
2 TIPOS DE BARRAS	48
2.1 Cerramiento	48
2.1.1 Cobertura	48
2.1.2 Chapado de las paredes	48
3 CÁLCULO PRELIMINAR DE ESTRUCTURAS METÁLICAS	49
3.1 Cargas	49
3.2 Evaluación de la carga sobre la cubierta	49
3.3 Evaluación de la carga de viento sobre la estructura	50
3.4 Cálculo de las correas	52
3.4.1 Correa en Z laminada en frío	52
3.4.2 Cálculo de los carriles laterales	53
3.4.2.1 Carril en Z laminado en frío	53
3.5 Diseño preliminar del pórtico principal de la cubierta	53
3.5.1 Trayectorias de carga	54
3.5.2 Proyecto preliminar - nudos de la cercha articulados	55

3.6	Cálculos preliminares	56
3.6.1	Cargas (excluido el viento) - basadas en una anchura total del chapado de 30,6 m	56
3.6.2	Tamaño inicial de las barras	56
3.7	Casos de carga (cargas características)	58
3.8	Análisis	59
4	PROYECTO FINAL	64
4.1	Cordón superior	64
4.2	Cordón inferior	66
4.3	Barras internas	67
4.4	Comparación de los tamaños de las barras	68
4.5	Cálculo de apoyos	69
4.6	Estructura metálica de las crujías terminales	77
4.6.1	Cabios de la crujía terminal	78
4.6.2	Apoyos de la pared del testero	81
4.7	Arriostramiento	82
4.7.1	Arriostramiento de la cubierta (en ambos extremos del edificio) - figuras 9 y 10	82
4.7.2	Arriostramiento de las paredes del testero (en ambos extremos del edificio) (figura 12)	84
4.7.3	Arriostramiento longitudinal de la pared lateral (en ambos extremos del edificio) (figura 13)	84
4.8	Base del apoyo	85
4.8.1	Pernos de sujeción (cuatro)	86
4.8.2	Soldaduras	87
5	CIMIENTOS	88
6	PLAN DE CONJUNTO FINAL DEL PÓRTICO	89

Lección 16.2: Análisis de pórticos: Introducción y análisis elástico	91
1 INTRODUCCIÓN	94
2 ANÁLISIS ELÁSTICO DE PÓRTICOS	97
2.1 Estados límite de servicio	98
2.2 Imperfecciones	98

2.3	Análisis global de segundo orden	99
2.4	Análisis global de primer orden	100
3	CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DEL COMPORTAMIENTO DE LOS PÓRTICOS CON PERFILES DE SECCIÓN VARIABLE Y REGLAS DE PROYECTO ASOCIADAS	101
4	DISEÑO PRÁCTICO Y FABRICACIÓN DE PÓRTICOS CON PERFILES DE SECCIÓN VARIABLE	105
5	RESUMEN FINAL	108
6	BIBLIOGRAFÍA	108
	Lección 16.3: Análisis de pórticos: análisis plástico	109
1	EL PÓRTICO DE ACERO ACTUAL	112
2	REQUISITOS DEL ANÁLISIS PLÁSTICO	114
3	APLICACIÓN DEL ANÁLISIS PLÁSTICO A UNA VIGA	117
4	APLICACIÓN DEL ANÁLISIS PLÁSTICO A UN PÓRTICO SIMPLE	121
5	PRINCIPIO DE LOS TRABAJOS VIRTUALES	123
6	MÉTODO DE ANÁLISIS PLÁSTICO	124
7	APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS RÍGIDO-PLÁSTICO SIMPLE AL DISEÑO DE UN PÓRTICO INCLINADO	126
8	RESUMEN FINAL	128
9	BIBLIOGRAFÍA	128
10	BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL	128
	ANEXO A: ALGUNAS REGLAS DE CÁLCULO PARA PÓRTICOS SIMPLES	129
	Problema Resuelto 16.3: Cálculo de un pórtico mediante el análisis rígido-plástico	135
1	DIMENSIONES DEL PÓRTICO	138
2	ACCIONES	139
3	COMBINACIONES DE CARGA DE CÁLCULO	140
4	COMBINACIONES DE CARGA PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO	141
5	IMPERFECCIONES	142
6	CARGAS DE CÁLCULO PARA EL ELU: COMBINACIÓN PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS PERFILES DE ACERO	144

7	DIMENSIONAMIENTO INICIAL DEL PERFIL: CABIO, APOYO Y NUDO DE LOS ALEROS	145
8	ESTABILIDAD DEL PÓRTICO Y COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN	147
9	COMPROBACIÓN DETALLADA DEL PROYECTO	152
	APÉNDICE 1: CÁLCULO DE LA RELACIÓN CRÍTICA DE CARGA, V_{Sd}/V_{cr} ...	164
	BIBLIOGRAFÍA	166
	Lección 16.4: Vigas carril de puentes grúa	167
1	INTRODUCCIÓN	170
1.1	La viga-carril de puente-grúa y la estructura	170
2	TIPOS DE GRÚA	174
2.1	Clasificación de las grúas	174
3	CARRILES DE RODADURA	176
3.1	Juntas de los carriles	177
3.2	Fijaciones de los carriles	177
4	CARGAS SOBRE LA VIGA-CARRIL DEL PUENTE-GRÚA	179
4.1	Transmisión de cargas al ala superior	180
5	SELECCIÓN DE LA VIGA-CARRIL DEL PUENTE-GRÚA	181
5.1	Proporciones óptimas de las vigas	182
6	PROYECTO DE LA VIGA-CARRIL DEL PUENTE-GRÚA	183
6.1	Detalles de la unión entre la viga-carril y el soporte	184
6.2	Comdiciones de rigidez	185
6.3	Rigidizadores del alma	185
6.4	Esfuerzos transversales y pandeo por torsión lateral	186
6.5	Criterios de fatiga	187
7	RESUMEN FINAL	188
8	BIBLIOGRAFÍA	188
	Lección 16.5: Celosías espaciales	189
1	INTRODUCCIÓN	192
1.1	Definiciones	192
1.2	Precedentes históricos	192

1.3	Tipos de sistemas	194
1.3.1	Introducción	194
1.3.2	Entramados bidimensionales	195
1.3.2.1	Entramados de una sola capa	195
1.3.2.2	Entramados de doble capa	195
1.3.3	Bóvedas cilíndricas	197
1.3.4	Cúpulas	199
2	DISEÑO DE SISTEMAS DE CELOSÍAS ESPACIALES	201
2.1	Diseño conceptual	201
2.2	Método de proyecto	201
2.3	Dimensionamiento inicial	203
2.4	Elección del sistema estructural	205
2.5	Procedimiento de cualificación	207
3	ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS DE CELOSÍAS ESPACIALES	210
3.1	Métodos de análisis	211
3.2	Hipótesis de cálculo	211
3.3	Límite de validez de los métodos descritos	212
3.4	Método de desplazamiento	213
4	FABRICACIÓN DE CELOSÍAS ESPACIALES	214
4.1	Introducción	214
4.2	El sistema estructural	214
4.3	Métodos de fabricación y montaje	216
5	RESUMEN FINAL	218
6	BIBLIOGRAFÍA	218
7	BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL	218
	Lección 16.6: Estructuras especiales de una sola planta	219
1	INTRODUCCIÓN	222
1.1	Generalidades	222
1.2	Seguridad	222
2	ALGUNOS TIPOS ANTIGUOS DE ESTRUCTURAS ESPECIALES DE UNA SOLA PLANTA	225
2.1	La cubierta en diente de sierra	226

2.2	Techos de "paraguas" y de "mariposa"	226
2.3	Cubiertas arqueadas	226
2.4	Estructuras pretensadas	226
2.5	Cúpulas	227
3	ESTRUCTURAS ATIRANTADAS Y PESADAS	230
3.1	Generalidades	230
3.2	Rigidez bajo carga transversal	232
3.3	Anclaje	236
4	TIPOS ADICIONALES DE ESTRUCTURAS ESPECIALES	238
4.1	Hangares	238
5	RESUMEN FINAL	239
6	BIBLIOGRAFÍA	239
	Lección 16.7: Anatomía de edificios de varias plantas	241
1	INTRODUCCIÓN	244
2	ESTRUCTURA PRIMARIA	245
2.1	Elementos bajo carga vertical	245
2.1.1	Suelos	245
2.1.2	Estructura	247
2.2	Arriostramiento a carga horizontal	253
2.2.1	Sistemas arriostrados	253
2.2.2	Sistemas rígidos	255
2.2.3	Edificios altos	256
3	ELEMENTOS SECUNDARIOS Y ACABADOS	258
4	REQUISITOS DE SERVICIO	260
5	RESUMEN FINAL	261
6	BIBLIOGRAFÍA	261
7	BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL	261
	Lección 16.8: Clasificación de pórticos de varias plantas	263
1	INTRODUCCIÓN	266
2	SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO	267

2.1	Introducción	267
2.2	Definición teórica	268
2.3	Definición del Eurocódigo	268
3	PÓRTICOS RÍGIDOS	269
3.1	Introducción	269
3.2	Definición teórica	269
3.3	Definición del Eurocódigo	271
4	PÓRTICOS ARRIOSTRADOS Y SIN ARRIOSTRAR	273
4.1	Introducción	273
4.2	Definición teórica	273
4.3	Definición del Eurocódigo	274
5	PÓRTICOS TRASLACIONALES/INTRASLACIONALES	275
5.1	Introducción	275
5.2	Definición teórica	275
5.3	Definición del Eurocódigo	276
6	RESUMEN FINAL	278
7	BIBLIOGRAFÍA	278
8	BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL	278
	Lección 16.9: Métodos de análisis para pórticos de varias plantas ..	279
1	INTRODUCCIÓN	282
2	OBJETIVOS Y CONSIDERACIONES PRELIMINARES	283
3	ACCIONES	285
3.1	Acciones permanentes	285
3.2	Acciones variables - carga impuesta	285
3.3	Acciones variables - cargas del viento	285
3.4	Fenómenos sísmicos	287
3.5	Temperatura	288
4	ESTADOS LÍMITE	289
4.1	Estado límite último	289
4.2	Estado límite de servicio	289
5	CLASIFICACIÓN DE PÓRTICOS	293

5.1	Clasificación como arriostrado/sin arriostrar	293
5.2	Clasificación como traslacional o intraslacional	293
6	CONSIDERACIÓN DE LAS IMPERFECCIONES	294
7	MODELO Y MÉTODO DE ANÁLISIS	295
7.1	Pórticos simples	295
7.2	Pórticos continuos	296
7.2.1	Análisis elástico de primer orden	296
7.2.2	Análisis plástico global	297
8	RESUMEN FINAL	300
9	BIBLIOGRAFÍA	300

Lección 16.10: Edificios de varias plantas arriostrados e intraslacionales 301

1	INTRODUCCIÓN	304
2	ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA	306
2.1	Sistemas de arriostramiento	306
2.2	Pórticos simples	310
2.3	Forjados	313
3	PROYECTO DE LA ESTRUCTURA	315
3.1	Cargas y sus combinaciones	315
3.2	Cálculo de las vigas	315
3.3	Cálculo de los pilares	317
3.4	Sistema de arriostramiento	318
3.5	Uniones	320
4	MONTAJE	321
5	RESUMEN FINAL	322
6	BIBLIOGRAFÍA	322
7	BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL	322

Lección 16.11: Influencia de las uniones en el comportamiento de los pórticos 323

1	INTRODUCCIÓN	326
2	CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES	328

2.1	Influencia de la flexibilidad de las uniones en la estabilidad elástica de los pórticos	328
2.2	Influencia de la flexibilidad de la unión en la resistencia del pórtico	331
2.3	Influencia de la resistencia de la unión en el comportamiento del pórtico	333
3	MODELIZACIÓN DE LA UNIÓN	334
4	RESUMEN FINAL	337
5	BIBLIOGRAFÍA	337

Lección 16.12: Método simplificado de cálculo para pórticos de poca altura

339

1	INTRODUCCIÓN	342
2	EL MÉTODO	343
3	ÁMBITO	346
4	ANÁLISIS GLOBAL PARA ESTADOS ÚLTIMOS EXTREMOS	350
5	CÁLCULO DE VIGAS PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	353
6	CÁLCULO DE PILARES EN ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	354
7	CÁLCULO PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	355
8	RESUMEN FINAL	357
9	BIBLIOGRAFÍA	357

Problema Resuelto 16.2: Diseño según el momento del viento de edificios de varias plantas

359

1.	PÓRTICOS Y CARGAS	362
2.	IMPERFECCIONES DEL PÓRTICO	365
3.	FUERZAS HORIZONTALES EQUIVALENTES	366
4.	COMBINACIONES DE ACCIONES DEL ELU	367
4.1	Cargas Muertas e Impuestas	367
4.2	Cargas Muertas y de Viento	367
4.3	Cargas Muertas, Impuestas y de Viento	368
5.	ANÁLISIS DEL PÓRTICO SOMETIDO A FUERZAS HORIZONTALES	370
5.1	Cargas Muertas e Impuestas	371

5.2	Cargas Muertas y de Viento	372
5.3	Cargas Muertas, Impuestos y de Viento	373
6	VIGA DE FORJADO	374
6.1	Cargas Muertas e Impuestos	374
6.2	Cargas Muertas y de Viento	376
6.3	Carga Muerta, Impuesta y de Viento	376
7	CÁLCULO DE APOYOS	377
7.1	Cargas Muertas e Impuestos	377
7.2	Cargas Muertas y de Viento	377
7.3	Cargas Muertas, Impuestos y de Viento	378
8	APOYO INTERNO	378
8.1	Cargas Muertas e Impuestos	378
8.2	Cargas Muertas, Impuestos y de Viento	379
9	APOYO INTERNO: TERCERA PLANTA	379
9.1	Cargas Muertas e Impuestos	380
9.2	Cargas Muertas, Impuestos y de Viento	382
9.3	Patrón de Carga Impuesta	382
10	APOYO EXTERNO	384
10.1	Cargas Muertas e Impuestos	384
10.2	Cargas Muertas, Impuestos y de Viento	385
11	APOYO EXTERNO: TERCERA PLANTA	386
11.1	Cargas Muertas e Impuestos	386
11.2	Cargas Muertas, Impuestos y de Viento	387
12	RESUMEN DEL CÁLCULO DE ELEMENTOS EN ELU	389
13	MOMENTOS Y ESFUERZOS INTERNOS EN LAS CONEXIONES	390
13.1	Cargas Muertas e Impuestos	390
13.2	Cargas Muertas y de Viento	390
13.3	Cargas Muertas, Impuestos y de Viento	391

Lección 16.13: Proyecto de pórticos de varias plantas con resistencia plástica parcial y uniones semirrígidas	393
--	------------

1	INTRODUCCIÓN	396
2	CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES	398

3	RELACIÓN ENTRE EL COMPORTAMIENTO DEL PÓRTICO Y DE LAS UNIONES	405
4	UNIONES CALCULADAS PLÁSTICAMENTE EN PÓRTICOS CALCULADOS ELÁSTICAMENTE	407
5	UNIONES CALCULADAS ELÁSTICAMENTE EN PÓRTICOS CALCULADOS PLÁSTICAMENTE	408
6	RESUMEN FINAL	409
7	BIBLIOGRAFÍA	409

Lección 16.14: Métodos de análisis de pórticos de nudos rígidos 411

1	INTRODUCCIÓN	414
2	ENFOQUE DEL EUROCÓDIGO 3 DEL ANÁLISIS Y CÁLCULO	415
2.1	Enfoque general	415
2.2	Efectos de segundo orden	415
2.3	Imperfecciones	417
2.3.1	Práctica habitual	417
2.3.2	Definiciones y requisitos del Eurocódigo 3	417
3	MÉTODOS DE ANÁLISIS ELÁSTICO GLOBAL	419
3.1	Premisa	419
3.2	Análisis elástico global de primer orden	419
3.3	Análisis elástico global de segundo orden	420
3.3.1	Efectos locales de segundo orden (P-delta)	421
3.3.2	Efectos de segundo orden globales (P-Delta)	422
3.3.3	Evaluación aproximada de los efectos de segundo orden	422
3.4	Cálculo de fuerzas y momentos externos	422
3.4.1	Efectos de las deformaciones	422
3.4.2	Pórticos arriostrados	423
3.4.3	Pórticos intraslacionales	423
3.4.4	Métodos de cálculo para el análisis elástico de pórticos traslacionales (métodos directos e indirectos)	424
3.5	Requisitos de las secciones transversales	425
4	MÉTODOS DE ANÁLISIS PLÁSTICO GLOBAL	426
4.1	Análisis rígido-plástico	426

4.1.1	Hipótesis, limitaciones y requisitos de las secciones transversales	426
4.1.2	Cálculo del multiplicador de clapso de las cargas	427
4.2	Análisis elástico-perfectamente plástico	427
4.2.1	Requisitos de las secciones transversales	428
4.3	Análisis elastoplástico	428
4.3.1	Requisitos de las secciones transversales	429
4.4	Cálculo de esfuerzos y momentos	430
4.4.1	Análisis plástico de pórticos traslacionales	430
5	RESUMEN FINAL	431
6	BIBLIOGRAFÍA	431
7	BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL	431
	Lección 16.15: Proyecto de edificios altos	433
1	INTRODUCCIÓN	436
2	EVOLUCIÓN DE LOS SISTEMAS	438
2.1	Sistemas de pórticos a cortante	438
2.2	Sistema de triangulación y pórtico a cortante	439
2.3	Pórticos, celosías verticales, perimetrales y de conexión	440
2.4	El tubo porticado	441
2.5	El tubo triangulado	445
2.6	Sistema de tubos agrupados o tubo modular	446
2.7	Sistemas mixtos de acero y hormigón	448
2.7.1	Sistemas de tubos compuestos	449
2.7.2	Sistemas arriostrados en el núcleo	449
3	ESTRUCTURAS ALTAS	451
3.1	Superestructura o megaestructura	451
3.2	Supertubos triangulados	456
4	SISTEMAS DE ACERO VISTO	457
5	RESUMEN FINAL	459
6	BIBLIOGRAFÍA	459
	DIPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS	461

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

**Lección 16.1.1: Edificios de Una Sola Planta:
Introducción y Estructura Primaria**

OBJETIVOS/CONTENIDO

- Describir la anatomía de los edificios de una sola planta, revestimiento, elementos secundarios y estructuras porticadas principales.
- Clarificar cómo se apoyan las cargas.
- Presentar los principios básicos del diseño y el análisis de un edificio de una sola planta.
- Ofrecer un ejemplo de diseño.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

- Lección 2.1: Proceso de Diseño
- Lección 2.3: Bases para la Determinación de Cargas
- Lección 2.5.1: Introducción al Diseño de Edificios Industriales
- Lección 11.1: Elementos de Pequeño Espesor

LECCIONES AFINES

- Lección 16.1.2: Edificios de Una Sola Planta: Cerramientos y Estructura Secundaria

- Lección 16.2: Análisis de Pórticos: Introducción y Análisis Elástico
- Lección 16.3: Análisis de Pórticos: Análisis Plástico
- Lección 16.4: Vigas Carril de Puentes Grúa
- Lección 16.5: Celosías Espaciales
- Lección 16.6: Estructuras Especiales de Una Sola Planta

RESUMEN

Los edificios de acero de una sola planta se utilizan para acoger distintas funciones, como fábricas, instalaciones de ocio y supermercados. La estructura está formada por distintos elementos. La lección examina la función de cada uno y ofrece indicaciones generales sobre su coste en relación al coste total del edificio.

La lección también proporciona información sobre cargas, sobre los distintos factores que influyen en el concepto de estructura principal y sobre consideraciones relacionadas con el proceso de construcción de la estructura.

1. INTRODUCCIÓN

La construcción metálica se utiliza en la mayoría de edificios de una sola planta no residenciales, en los que representa el 90% en el RU y el 70% en Francia. Esta gran proporción es debida a la posibilidad de diseñar estructuras de acero relativamente ligeras, con grandes luces y duraderas que son fáciles de erigir con seguridad y rapidez. Los desarrollos de cerramientos de acero y sistemas de correas ligeras y carriles que se han llevado a cabo en los últimos años han permitido a los arquitectos e ingenieros crear proyectos económicos y atractivos para una amplia gama de aplicaciones y destinos.

A medida que se desarrolla la tecnología, la velocidad de cambio es muy rápida en cualquier actividad. Los clientes, por tanto, esperan que la vida de sus edificios supere con creces a la prevista por su plan de conjunto. Un requisito primordial es, en consecuencia, la flexibilidad de programación resultante de la demanda del menor número posible de pilares. La posibilidad de proporcionar luces de hasta 60 m, aunque las habituales estén sobre los 30 m, por medio de acero ha obtenido gran aceptación para edificios comerciales y de ocio. La ligereza y flexibilidad de este tipo de estructuras metálicas reduce el tamaño y el coste de los cimientos y las hace

menos sensibles a las características geotécnicas del suelo.

La base de proyecto de la mayoría de edificios industriales de una sola planta estriba esencialmente en proporcionar una estructura carente de pilares internos o con un número limitado de ellos. En principio, se realiza una construcción de cuatro paredes y una cubierta para una estructura de una o varias naves. Las paredes pueden estar formadas por crujías de acero con revestimiento, que puede ser de chapa plana o perfilada, hormigón pretensado o mampostería. El proyectista tiene en consideración un sistema de vigas o marcos (reticulares o tradicionales) de acero de construcción para soportar el revestimiento del techo. Se utilizan secciones huecas (circulares o rectangulares) y tradicionales (perfiles en I, ángulos, etc.), así como perfiles conformados en frío.

Los marcos reticulados ligeros del techo de un edificio industrial proporcionan una estructura resistente y eficaz de diseño sencillo, ejecución económica y que con frecuencia satisface los requisitos arquitectónicos. Mientras que la envoltura estructural y el proyecto son “básicamente” simples, es vital comprobar correctamente las cargas aplicadas a la estructura y predecir los tramos de carga de las planchas sobre las correas y los carriles laterales, la viga de la cubierta y, finalmente, sobre los cimientos y el suelo.

2. ANATOMÍA Y PROYECTO DE LA ESTRUCTURA

El diagrama de la figura 1 muestra la estructura de un edificio normal de una sola planta. Está formada por tres elementos principales: cerramientos laterales y de cubierta, periferia de soporte de cerramientos y estructura, incluidos todos los arriostramientos necesarios. Además, el edificio necesita cimientos que se han de diseñar y realizar previendo la transmisión de todas las cargas al suelo.

2.1 Cerramiento

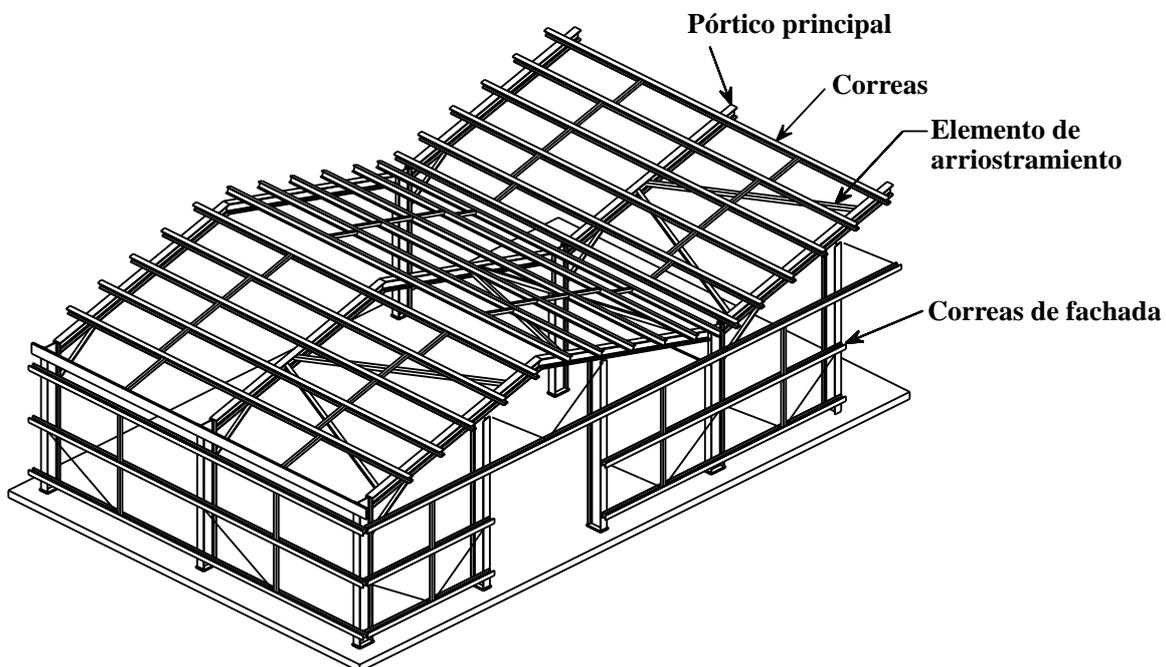
Las funciones principales del cerramiento son proporcionar recubrimiento, protección y un aspecto atractivo. En consecuencia, el revestimiento es el elemento más importante del edificio. Puede representar alrededor del 50% del coste total incluso si se aplican elementos rela-

tivamente sencillos. La estructura tiene la única misión de soportar el cerramiento y los servicios.

Los requisitos de paredes y cubierta son algo distintos, aunque ambos deben ser resistentes a la intemperie, duraderos y aislantes.

La resistencia de la cubierta a la intemperie es claramente esencial, en particular cuando está poco inclinada.

En el caso de las paredes, el aspecto será la prioridad principal al hacer la selección. Los cerramientos formados con chapas metálicas se han situado como la opción más popular desde su aparición en la década de 1970. El substrato más habitual es el acero, con el aluminio como segunda, y más cara, elección. El mayor coeficiente de expansión del aluminio puede provocar dificultades en algunas circunstancias.



**Nota: No aparecen representados ni los cerramientos ni los cimientos
Para mayor claridad se han omitido algunos arriostramientos de las cerchas**

Figura 1 Componentes de una estructura de pórticos

2.2 Elementos Secundarios

En los edificios normales de una sola planta, el cerramiento se apoya en las barras secundarias, que transmiten las cargas a la estructura del edificio.

Una solución económica la proporcionan los perfiles ligeros conformados en frío [1]. Estos perfiles tienen una forma patentada y se fabrican bajo pedido en máquinas de laminación “controladas por ordenador”. Estos procesos son muy eficaces dado que los componentes se entregan a pie de obra realizados exactamente según las necesidades. Como resultado, los tiempos de fabricación y montaje se reducen al mínimo y se eliminan los desechos de materiales. Con los laminados de gran volumen, el contenido de material de las correas y raíles supone una parte importante del coste y los fabricantes han desarrollado perfiles extremadamente eficaces respecto al aprovechamiento del material. Los más habituales son los perfiles en Z, Z modificadas y sigmas, tal como se muestra en la figura 2. Las luces suelen ser de 5 a 8 m, aunque pueden conseguirse de hasta 12 m.

También es habitual la utilización de perfiles laminados en caliente como vigas en C o en I, menos sensibles al efecto de inestabilidades puntuales. La distancia entre ejes de los pórticos se reduce en tal caso a 5 o 6 m.

En general, el desglose de costes de los distintos elementos nos daría 50% para el cerra-

miento, 10% para correas y carriles, 30% para la estructura principal y 10% para los cimientos. Estas cifras son indicativas, ya que existe una gran variación según la calidad y el coste del cerramiento, que es el mayor elemento individual. El cerramiento puede variar de 10 ecu/m² a más de 150 ecu/m².

El resto de esta lección está dedicado a la estructura. El cerramiento y los elementos secundarios se tratan en la lección 16.1.2.

2.3 La Estructura

Las cargas se transmiten de la chapa a las correas y perfiles que, a su vez, están soportados por una estructura primaria (o principal). Estas cargas pueden obtenerse en los reglamentos correspondientes. Incluyen:

- el peso propio del cerramiento, de los elementos secundarios (correas y perfiles) y de la propia estructura,
- las cargas aplicadas de los servicios, etc.
- las cargas verticales y horizontales de las grúas,
- las cargas de nieve,
- las cargas de viento,
- los efectos de los terremotos (en algunas zonas).

Cuando la longitud de la estructura no es muy grande, digamos de 50 a 100 m, y en función del campo de temperaturas, es una práctica habitual no tener en consideración los efectos de los cambios de temperatura. Otra práctica habitual es no considerar el asentamiento diferencial de los cimientos cuando está por debajo de 2 cm.

El viento, por supuesto, provoca cargas de presión, aspiración y

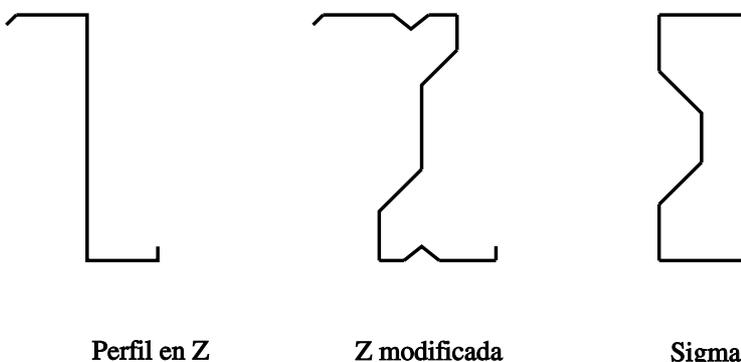


Figura 2 Correas conformadas en frío

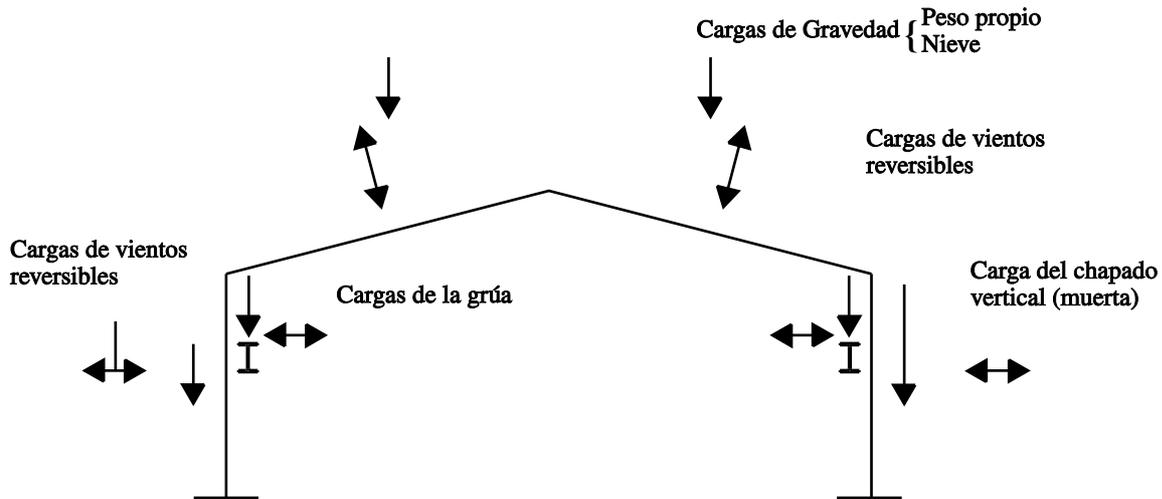


Figura 3 Cargas que actúan dentro del plano del pórtico

tangenciales sobre el cerramiento. La figura 3 muestra los distintos componentes de la carga que se deben considerar al realizar el proyecto.

La distancia entre ejes de los pórticos estructurales principales será normalmente de 5 a 8 m. Aunque son cada vez más populares las distancias mayores, un análisis de las ventas de un fabricante de correas muestra que la distancia más habitual son los 6 m. La forma estructural más elemental de una sola planta está formada por un par de pilares verticales con una viga apoyada sobre ellos. Para ser prácticos, es necesaria una cierta inclinación de la cubierta para disponer de un drenaje adecuado. En luces

pequeñas, para las que es adecuada esta disposición, la inclinación puede conseguirse en los acabados o por medio de una pendiente nominal de la viga. Esta forma de construcción se muestra en la figura 4. La estabilidad frente a la carga de viento puede proporcionarla el cerramiento, fijado entre pórtico y pórtico. Esta estructura simple se utiliza en construcciones de pequeño tamaño. Sólo es adecuada luces de hasta unos 12 m.

Para luces mayores, esta solución sencilla es, en general, antieconómica. En tal caso, los pórticos a dos pendientes y las cerchas de celosía son soluciones más competitivas.

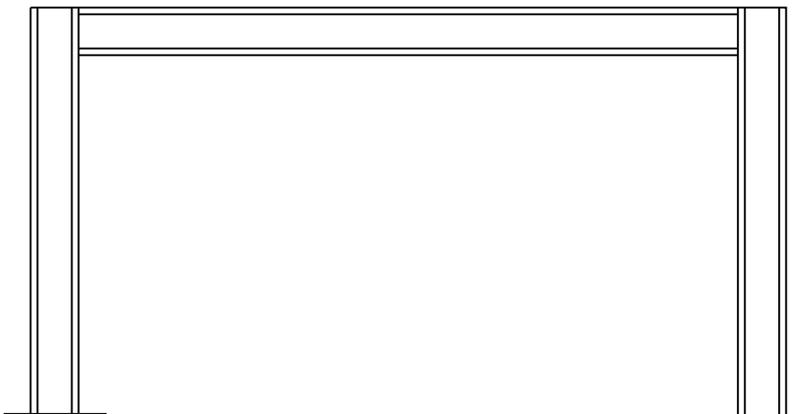


Figura 4 Forma básica de estructura de una sola planta

La figura 5 muestra algunas opciones utilizadas con frecuencia para los pórticos. Las soluciones más habituales son las bases articuladas, cuando no se debe soportar ninguna grúa, y la versión totalmente rígida si es necesario soportar las cargas de una grúa o conseguir desplazamientos horizontales menores. En cualquier caso, con pórticos de base fija se obtiene menor peso de acero, aunque el coste adicional de los cimientos de los apoyos puede superar el ahorro de acero.

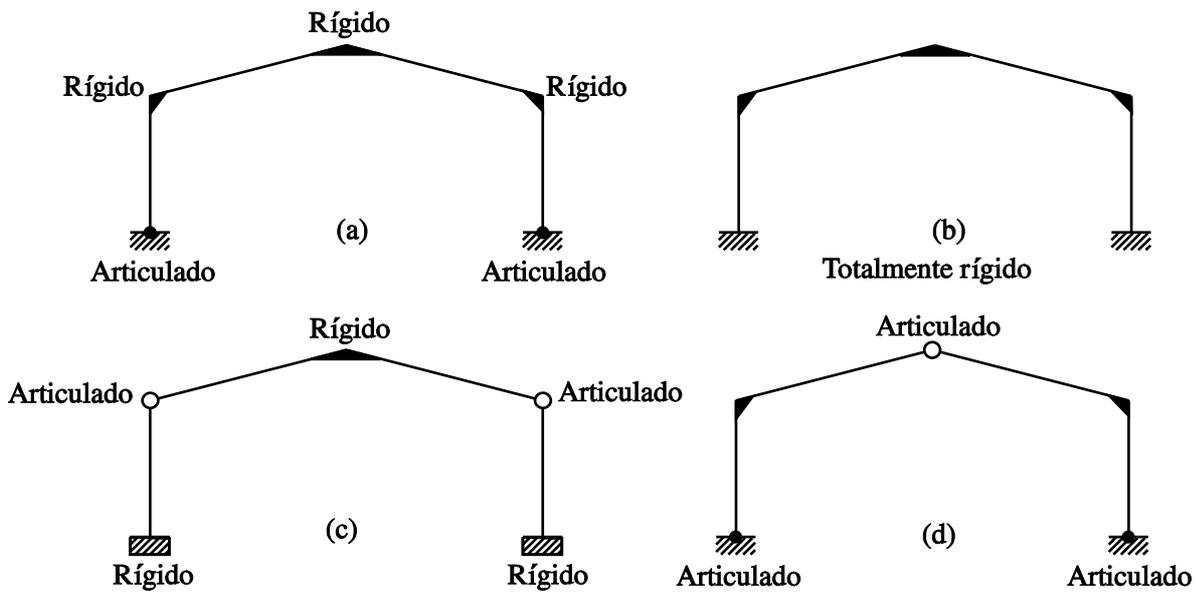
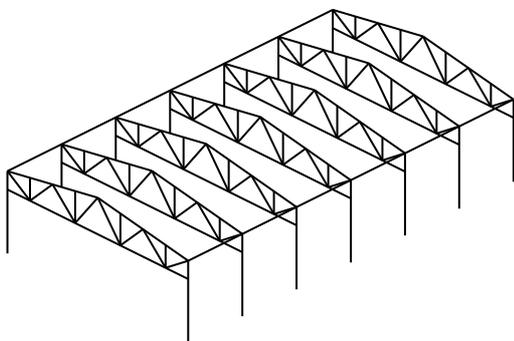


Figura 5 Distribución básica para pórticos

La figura 6 muestra un ejemplo de pilar macizo con una viga de celosía normal.

Sea cual sea la solución elegida, todas las cargas deben transferirse al suelo de forma homogénea, incluso en el más sencillo de los edificios. La adición de un arriostramiento se trata en la lección 16.1.2.

Las correas conectadas al ala superior del cabio y los perfiles conectados al ala del pilar exterior pueden restringir el pandeo de la estructura principal. La figura 7 muestra tres formas



Nota: Los elementos de arriostramiento se han admitido

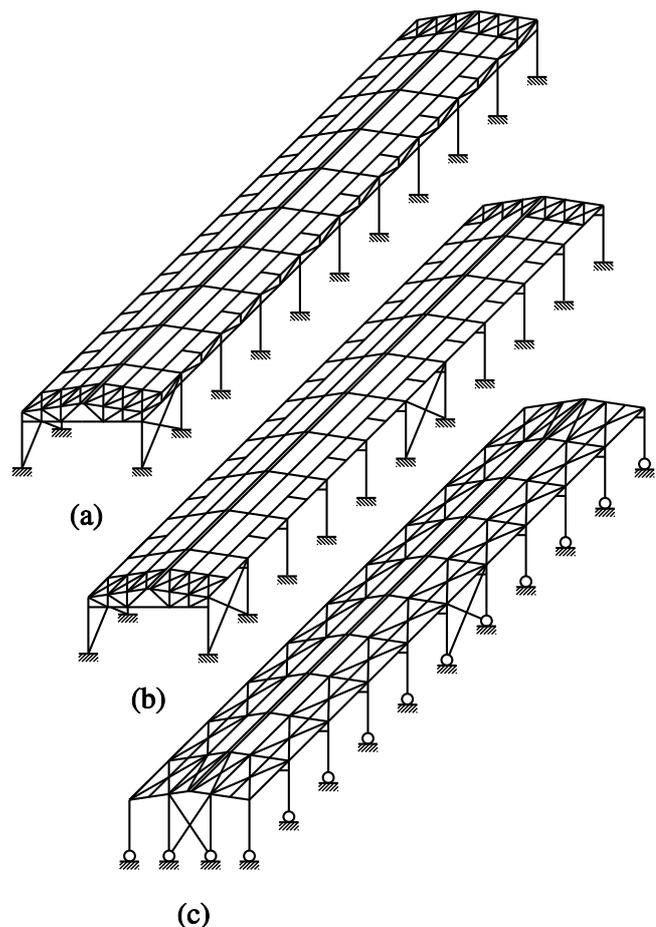


Figura 6 Solución tipo con vigas de celosía

Figura 7 Formas habituales de arriostramiento

habituales de conseguir una restricción adecuada.

El cálculo plástico de los pórticos limita de 1,8 a 2 m la separación entre restricciones. En las zonas con rótulas plásticas es necesario incluir arriostramientos entre el perfil y el ala interior para evitar el pandeo lateral del ala comprimida. Las luces de cerramiento entre las correas y los perfiles comerciales son económicos en esta gama de distancias para satisfacer las necesidades de resistencia y drenaje.

Si se utilizan estructuras de celosía, se evita la flexión secundaria del cordón superior si las correas se apoyan en los puntos nodales. A menudo resultan económicas y adecuadas las separaciones alrededor de 1,8 m.

También es posible utilizar el revestimiento como una capa tensada que transmita las fuerzas horizontales generadas por el viento sobre la cubierta y también la tendencia del pórtico al pandeo fuera del plano.

2.3.1 Estructuras sencillas

La sección transversal mostrada en la figura 4 es, sin lugar a duda, la solución más simple que puede usarse para dotar de integridad estructural a edificios de una sola planta. Utilizada preferentemente en luces de hasta 10 m, en los que es aceptable una estructura de cubierta plana, el pórtico está formado por perfiles normalizados laminados en caliente con uniones simples o resistentes a la torsión.

Las cubiertas planas son claramente difíciles de impermeabilizar, dado que las flechas de las vigas transversales horizontales favorecen el estancamiento del agua de lluvia, que tiende a penetrar en los solapes de los perfiles de revestimiento tradicionales y, también, en cualquier punto débil del recubrimiento externo. Para contrarrestarlo, o bien se arquea la viga transversal para proporcionar a la cubierta la caída necesaria o bien se inclina el propio revestimiento un

ángulo determinado para facilitar el drenaje del techo.

Dada la necesidad de controlar las flechas excesivas, los perfiles tienden a ser más pesados de lo requerido a efectos de resistencia, en especial si la viga transversal está diseñada como libremente apoyada. En su forma más simple, la viga transversal está diseñada para apoyarse entre pilares. Por lo que respecta a las cargas gravitatorias, los pilares están en compresión directa, dejando aparte un ligero momento de flexión en su parte superior debido a la excentricidad del apoyo de las vigas. La viga transversal trabaja a flexión debido a las cargas gravitatorias aplicadas, mientras que el ala de compresión queda restringida bien por correas, que soportan la chapa del techo, bien por una mampara de techo a medida que puede tenderse entre los pórticos principales y que debe afianzarse adecuadamente.

La resistencia a las cargas laterales se consigue utilizando una vigueta longitudinal, normalmente situada dentro del centro de la viga transversal, que transmite la carga de la parte superior de los pilares a los arriostramientos del plano vertical y, a través de ellos, a los cimientos. En general el arriostramiento está diseñado como una estructura articulada, en línea con las uniones sencillas utilizadas en el bastidor principal.

Los edificios que utilizan la construcción de viga y pilar tienen a menudo recubrimientos de mampostería en el plano vertical. La mampostería debe diseñarse cuidadosamente para proporcionar el arriostramiento transversal vertical, actuando de manera similar a los muros a cortante (rigidización) de un edificio de varias plantas.

También puede conseguirse resistencia a la carga lateral utilizando uniones rígidas en la unión soporte/viga o diseñando los pilares como elementos en voladizo.

Las uniones rígidas y las uniones pilares/cimiento rígidas también reducen la flecha de la viga y necesitan menos cantidad de acero de construcción en la estructura.

2.3.2 Estructuras de pórticos

Tal como ya se ha explicado, las dos disposiciones más habituales son los pórticos con bases articuladas, si no se debe soportar una grúa, y los pórticos rígidos, utilizados a menudo si hay una grúa. Estas formas son a la vez funcionales y económicas. La estabilidad en el plano deriva de la incorporación de uniones resistentes a flexión en la parte superior y en las conexiones entre viga y soporte en el primer caso, y también en la base en el segundo caso [2].

La pendiente de la cubierta necesaria la proporciona el revestimiento soportado por correas que, a su vez, son soportadas por las barras de la estructura principal. Las exigencias arquitectónicas llevan a la utilización de las menores inclinaciones compatibles con la impermeabilización. La inclinación más habitual está alrededor de 6%, pero se han llegado a utilizar inclinaciones tan reducidas como 1%.

Los pórticos se construyen con pares y pilares en I con acartelamientos en las uniones de los hombros, tal como se muestra en la figura 1. La longitud del refuerzo es aproximadamente el 10% de la luz y puede realizarse con chapa soldada o, más habitualmente, cortando un perfil laminado. La altura en el encuentro con la cara del pilar suele ser ligeramente mayor que con el

perfil del par. El diseño de estas estructuras se trata en las lecciones 16.2 y 16.3. Los pórticos también pueden construirse con perfiles ahuecados en lugar de rectos. Los pórticos de este tipo son habituales en Estados Unidos y cada vez más frecuentes en Europa. Los perfiles se fabrican a partir de chapa, en máquinas de soldadura automáticas. La posibilidad de modificar el espesor de alma, las dimensiones del ala y el centro del perfil tiene como resultado una gran eficacia de los materiales. Para maximizar el ahorro se utilizan perfiles muy delgados de canto grande. En la lección 16.3 se explican métodos de diseño adecuados. Además de la economía de materiales, presentan los beneficios de las menores flechas resultantes de la gran rigidez en el plano de las secciones profundas.

Los pórticos son particularmente económicos en luces de hasta 40 m y, si la programación interna lo permite, son efectivas las configuraciones multinave con luces de 20 a 30 m. Se han utilizado en estructuras con luces de hasta 75 m.

2.3.3 Cerchas de celosía

La figura 8 muestra una estructura normal construida con cerchas de celosía. Las cerchas de celosía son más ligeras que los pórticos equivalentes para luces superiores a 25 m, aunque la

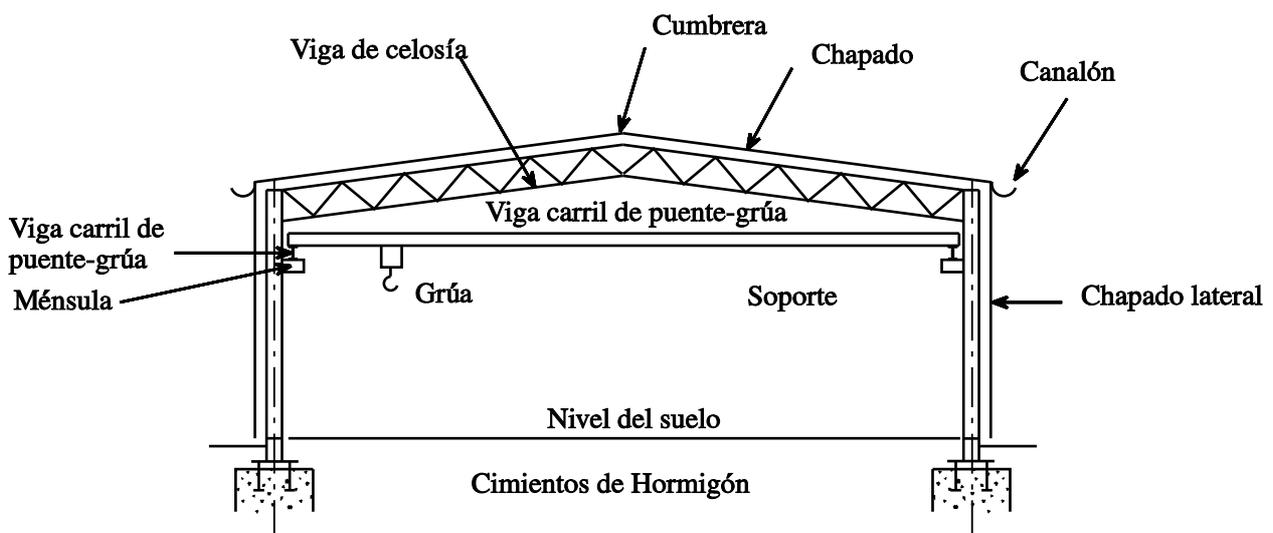


Figura 8 Estructura de una sola nave y una planta con cubierta a 2 aguas

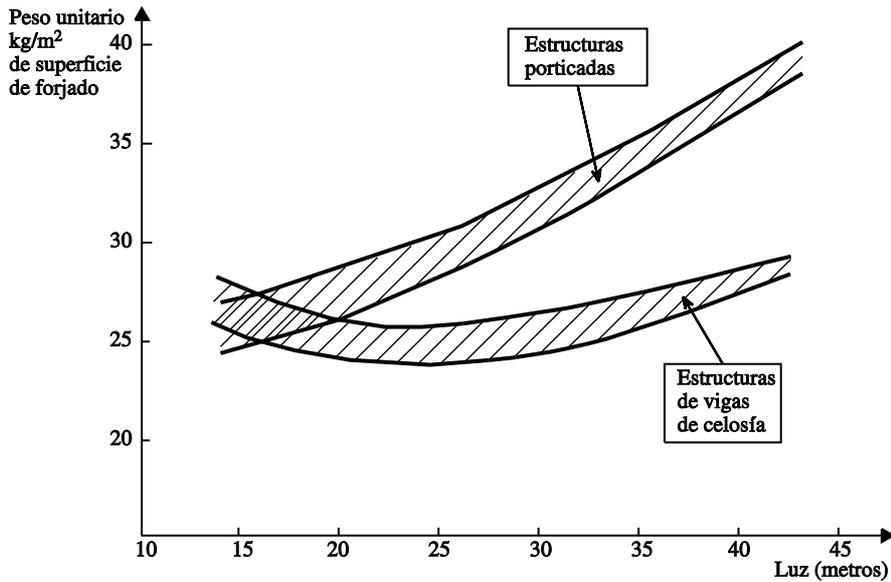


Figura 9 Comparación entre el peso de una estructura porticada y el de estructuras de celosía

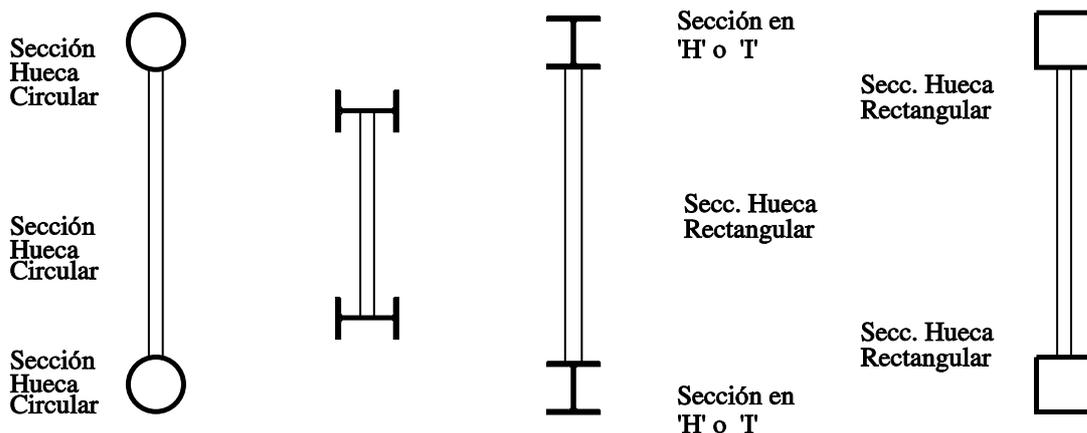
Dado que las vigas de celosía tienen un momento de inercia y un módulo de sección mucho mayores a los correspondientes a un perfil en I de peso similar, tienen mayor rigidez y resistencia a la carga. Estas mejores propiedades vienen acompañadas, no obstante, por unos costes de fabricación y montaje superiores, debido al esfuerzo necesario para las uniones. De esta forma se han realizado luces de hasta 80 m.

Al decidir el tamaño de los distintos elementos de la viga de celosía, el ingeniero debe tener en cuenta que es probable que haya tensiones

mano de obra adicional aumenta los costes de fabricación [3]. La figura 9 ofrece una orientación sobre los pesos de material relativos. No es posible hacer una afirmación definitiva, pero en base a los requisitos estructurales los sistemas de cerchas suelen ser eficientes en relación a los costes para luces de más de 50 m.

inversas provocadas por el viento.

Las estructuras se colocan habitualmente con una distancia entre ejes de 6 a 8 m. Estas separaciones ofrecen en general soluciones económicas para la disposición de las correas conformadas en frío y los perfiles laterales.



Precisan que el fabricante disponga del equipo necesario

Figura 10 Varios diseños de vigas de celosía

En general, la decisión sobre los tipos de barras que se van a utilizar para la celosía se toma en una fase temprana del proceso de proyecto conceptual. Hay varias alternativas:

- a. Secciones huecas, circulares o rectangulares.
- b. Perfiles tradicionales: angulares, secciones en T, en U o en I.
- c. Combinación de (a) y (b).

La viga de celosía seleccionada debe reflejar no sólo el objetivo del diseño de conseguir la estructura más ligera sino también los requisitos de fabricación y montaje.

En la figura 10 se muestran ejemplos de la forma compuesta en los que los cordones son perfiles en I y las barras de alma son perfiles huecos rectangulares. Los perfiles en I permiten la fácil conexión de los servicios a la viga de celosía y a los pilares. El arriostramiento del plano de la cubierta puede conseguirse utilizando barras simples en el plano y uniones simples o bien aprovechando la rigidez relativa de un perfil en I o en H.

Las ventajas específicas de las secciones huecas (y los tubos) en comparación con las secciones tradicionales (perfiles en I, en U o angulares) son la elevada relación de resistencia respecto al peso, la máxima eficiencia respecto a la tracción, eficacia a compresión, buenas propiedades a torsión, aspecto y mantenimiento. Al considerar la utilización de secciones huecas circulares o secciones huecas rectangulares, el proyectista debe recordar que no todos los fabricantes están plenamente equipados para fabricar secciones huecas circulares (los costes de unión se reducen considerablemente si se eligen cordones de secciones huecas rectangulares junto con barras de alma de secciones huecas circulares o secciones huecas rectangulares). Las principales desventajas de las secciones huecas circulares y secciones huecas rectangulares son el mayor coste de las uniones en algunos nodos y las dificultades relativas de realizar uniones in situ para los servicios (eléctricos,

etc.). Además, respecto a los perfiles tradicionales, los costes básicos en relación al tonelaje son superiores (aunque se fabriquen estructuras de menor peso).

Las pendientes relativas de las barras internas deben tenerse en cuenta en relación con el proceso de especificación y construcción. Si son paralelas entre ellas, el ángulo de corte en cada extremo es idéntico para todas las barras.

La decisión final sobre los tipos de barras a utilizar puede estar influida por la estética y no por el coste.

Los primeros edificios industriales se construían con disposiciones de cercha en dien-

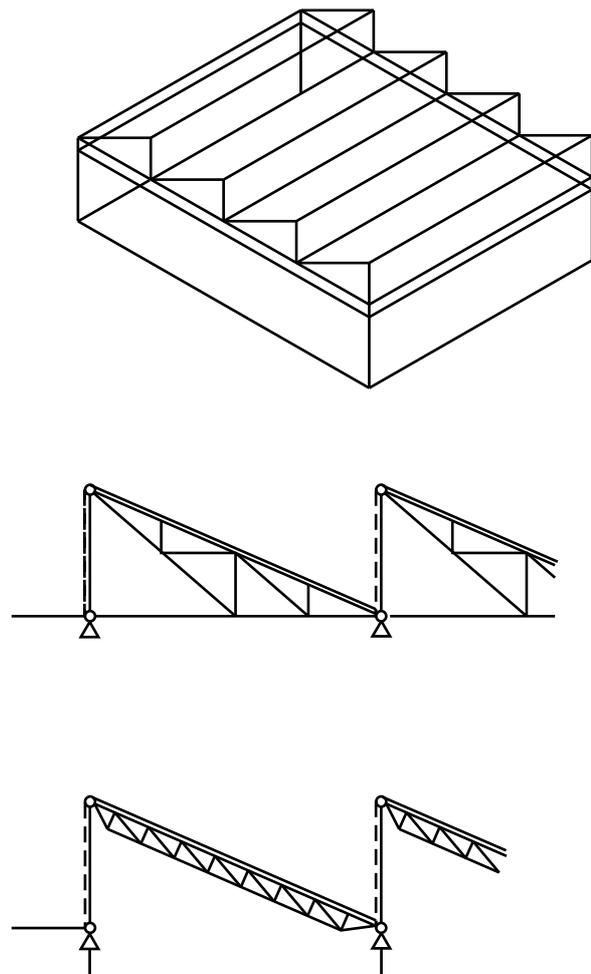


Figura 11 Cubiertas en diente de sierra con cerchas

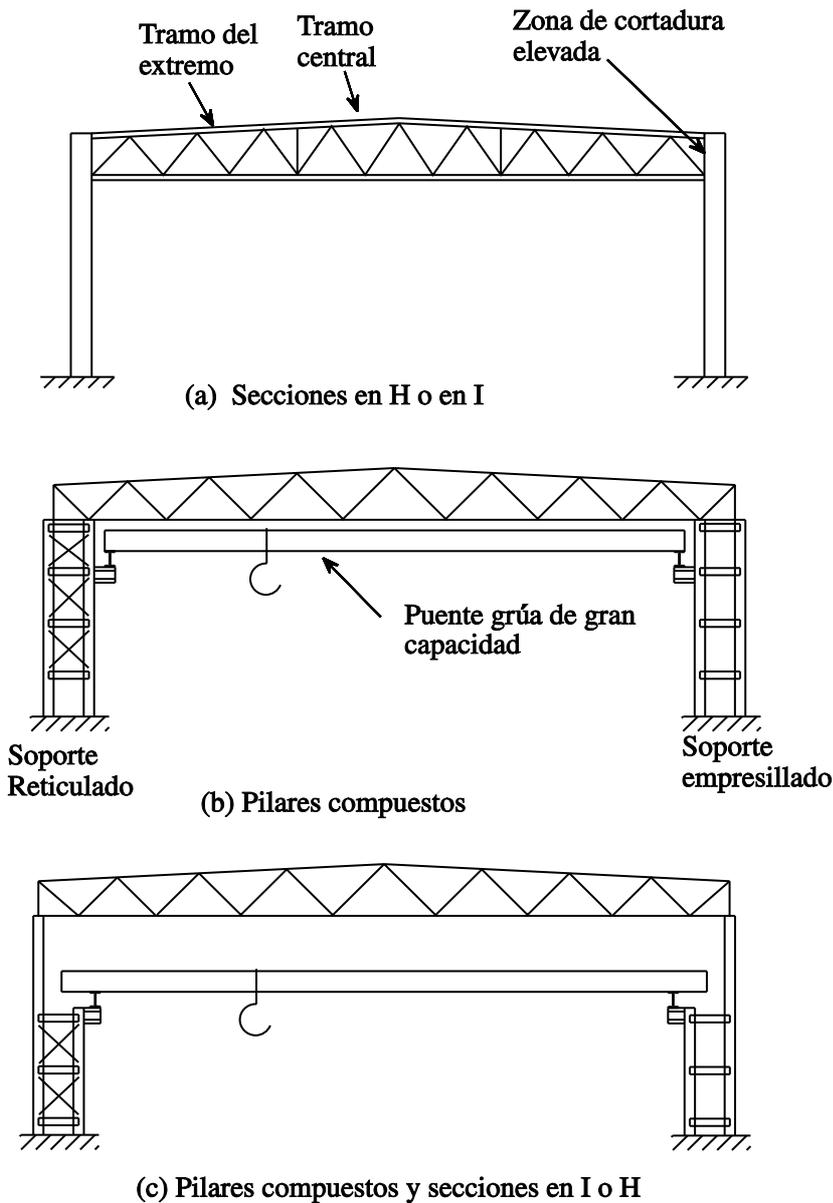


Figura 12 Varias formas de pilares

te de sierra, como las mostradas en la figura 11. Los elementos verticales (o casi verticales) estaban acristalados y orientados al norte para permitir la máxima entrada de luz solar con la mínima irradiación directa. En la actualidad ha disminuido la necesidad de iluminación natural gracias a los sistemas modernos de iluminación y aunque es habitual que el 10% del área del techo ayude a la iluminación por medio de paneles transparentes, muchos edificios aprovechan las ventajas de las condiciones más fiables y controlables de la ausencia total de iluminación natural.

En general, los pilares de la estructura son perfiles en I o U (figura 12a). Los más recientes tienen una mayor rigidez transversal que los antiguos y son los preferidos en casos con flexión desviada. Cuando el edificio incluye un puente-grúa de gran capacidad, puede utilizarse un soporte empresillado o de sección compuesta (figura 12b). En algunos casos, los soportes compuestos se prolongan con perfiles en I por encima del nivel de la estructura de soporte de la grúa, para reducir los costes (figura 12c).

3. CARGA

3.1 Cargas Gravitatorias Externas

La carga gravitatoria dominante la provoca la nieve. En general se aplica una carga básica uniforme, pero en el caso de la cubiertas inclinadas con varios tramos y parapetos debe tenerse en cuenta la acción de la nieve que se desplaza y acumula. La carga básica es variable de acuerdo con la posición. Actualmente la información sobre proyecto la proporcionan los códigos de carga nacionales y será incluida en el Eurocódigo 1, actualmente en preparación. El dimensionamiento de la estructura principal de los pórticos debe realizarse aplicando el caso de la carga uniforme, aunque deben aplicarse las cargas variables provocadas por el desplazamiento al revestimiento y a las correas. Los efectos del desplazamiento se representan por medio de cargas triangulares para las que se dispone de fórmulas para los distintos efectos en limahoyas, parapetos, paneles verticales, etc. Los primeros ensayos llevados a cabo en el Reino Unido establecieron que en el cálculo de las correas pueden aplicarse cargas equivalentes repartidas uniformemente. En las zonas con una elevada carga local, debe tenerse en cuenta si se reduce la distancia entre correas o se aumenta su tamaño. Cuando sea posible es preferible la reducción de la separación, ya que evita los riesgos e inconvenientes relacionados con la identificación y fabricación de correas de distinto espesor para un mismo trabajo.

En el caso de los pórticos, la resistencia de la estructura se determinará en general para el caso de la carga de nieve, aunque la altura de los aleros sea grande en relación con la luz.

3.2 Cargas de Viento

Las cargas de viento son importantes cuando se utilizan cerramientos, correas y carriles ligeros. El cerramiento y sus uniones están dimensionados para el coeficiente de presión local, por ejemplo tal como se indica en BS 6399: Parte 3 y otros reglamentos nacionales. Las correas y estructuras principales se calculan uti-

lizando los factores estadísticos adecuados, pero sin coeficientes locales adicionales.

Debe tenerse el cuidado de incluir el efecto total de ambos coeficientes de presión, interna y externa.

3.3 Cargas Gravitatorias Internas

A las cargas de los servicios de iluminación, etc. se les supone globalmente una aportación de $0,6 \text{ kN/m}^2$. Dado que las necesidades de servicios han aumentado, es necesario considerar cuidadosamente la previsión que se realiza.

La mayoría de fabricantes de correas pueden proporcionar horquillas para colgar cargas puntuales limitadas que ofrecen una flexibilidad de distribución. Si se precisan servicios y aspersores, es normal calcular las correas para una carga de servicios global de $0,1 - 0,2 \text{ kN/m}^2$, con una reducción del valor para las estructuras principales para tener en cuenta la probable distribución. Los elementos particulares de la instalación deben tratarse individualmente. El ingeniero proyectista debe evaluar de forma realista las necesidades porque los elementos son sensibles, aunque las cargas puedan parecer pequeñas, representan un considerable porcentaje del total y afectan proporcionalmente a la economía del proyecto.

3.4 Grúas

Si además de las cargas gravitatorias hay cargas móviles como grúas o transportadores (figura 13), en el proyecto deben tenerse en cuenta los efectos de la aceleración y la deceleración. En general, se aplica un enfoque cuasi estático en el que las cargas móviles se aumentan y se tratan como cargas estáticas. Los factores de aumento a utilizar dependen de cada instalación y de su capacidad de aceleración y frenado. Cuando se vayan a utilizar varias grúas o éstas sean pesadas o de alta velocidad, debe consultarse a sus fabricantes.

Para tener en cuenta los efectos dinámicos de las grúas, se aumentan las cargas verti-

cales y fuerzas horizontales máximas según coeficientes concretos que pueden encontrarse en la normativa nacional.

El movimiento repetido de una grúa facilita las condiciones de fatiga. Los efectos de la fatiga quedan restringidos a las zonas de soporte, la propia viga de la grúa, la consola de apoyo y la unión a los pilares principales. No es habitual diseñar toda la estructura para la fatiga, dado que los niveles de tensión debidos al desplazamiento de las grúas son relativamente bajos.

3.5 Otras Acciones

En algunas áreas deben tenerse en cuenta los efectos de los terremotos. En los países afectados, hay mapas que indican el nivel sísmi-

co de cada zona y normas para evaluar el comportamiento estructural. El Eurocódigo 8 [5] trata con detalle este problema.

En la práctica habitual no es necesario tener en cuenta un asiento diferencial de menos de 2,5 cm. Si el asiento diferencial supera los 2,5 cm, deben estudiarse sus efectos tanto desde el punto de vista estructural como del funcional. En las estructuras menos dúctiles, como las construidas con perfiles no correspondientes a las Clases 1 o 2, siempre es importante evaluar la sensibilidad de la estructura en relación con el posible asiento diferencial.

Otra práctica general es no tener en cuenta los efectos de la temperatura si la dimensión máxima del edificio es menor de 40 o 50 m o si se han utilizado juntas de expansión que sepa-

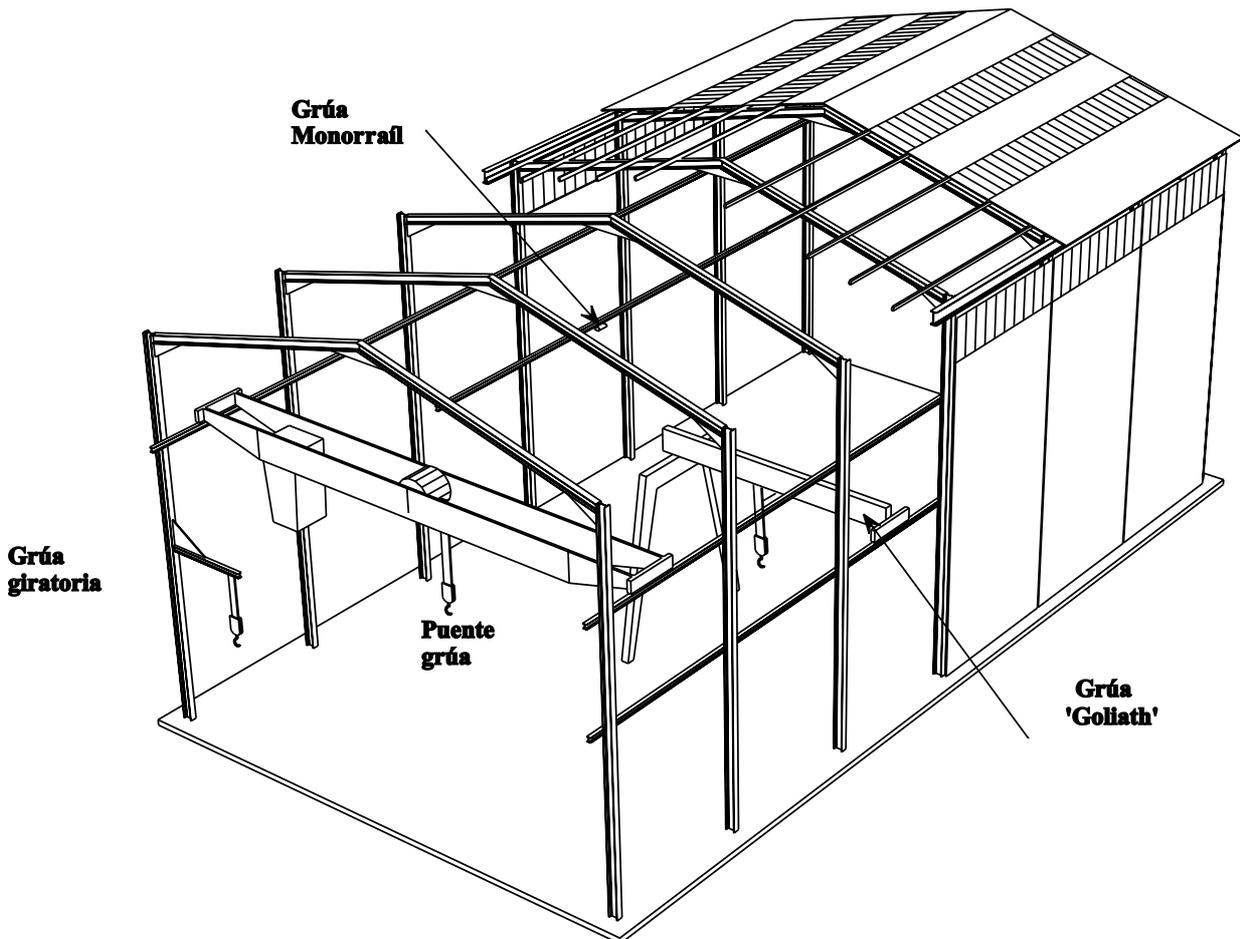


Figura 13 Ejemplos de grúas en naves de estructura porticada

ran la estructura en zonas que no exceden dicha longitud. De todos modos, es importante evaluar los efectos de las variaciones de temperatura. También es necesario asegurar que las caracte-

rísticas de la estructura acabada, tanto los sistemas de sujeción como las juntas de los cerramientos, son compatibles con las inevitables deformaciones debidas a los cambios climáticos.

4. FABRICACIÓN

Entre los factores importantes que deben considerarse en las fases conceptual y de especificación, se encuentran los relativos a las instalaciones y espacio de los talleres y al transporte entre el taller y la obra. Aunque para reducir el número de uniones en la obra puedan ser deseables grandes vigas o grandes secciones, la utilización de grandes vigas reduce a menudo el número de fabricantes que pueden licitar a un proyecto dado.

Las longitudes de las barras disponibles en los detallistas o directamente de fábrica pueden variar. Cuando se consideren deseables las grandes longitudes, es necesario comprobar su disponibilidad. Los perfiles normalizados pueden obtenerse en un plazo razonable mientras que si se precisan perfiles no normalizados son probables los retrasos y los costes adicionales. La utilización de perfiles ligeramente más pesados y la estandarización de su tamaño puede llevar a una estructura final más barata. Si se utilizan grandes cerchas prefabricadas puede ser necesario dotarlas de puntos de elevación (ojos) colocados de forma que se reduzcan al mínimo las tensiones provocadas durante la elevación. Todas las piezas pintadas en el taller deben manejarse con cuidado para no dañar el recubrimiento.

Las celosías están hechas con barras largas y delgadas y por tanto pueden verse sometidas a importantes distorsiones al soldarlas si no se toman precauciones durante el proceso de fabricación.

Es crucial que el proyectista tenga en cuenta que:

- i. los grandes pedidos con pequeñas variaciones de tamaños son más baratas que los pedidos pequeños con muchos tamaños distintos.
- ii. el número de piezas a manejar debe llevarse al mínimo.
- iii. deben tenerse en cuenta las distorsiones y tolerancias de soldadura.
- iv. la fabricación automática es en general más barata.
- v. un diseño cuidadoso puede minimizar los costes de transporte.
- vi. para reducir costes las especificaciones deben ser realistas.
- vii. es esencial un buen control de calidad.

5. TRANSPORTE

En todos los países hay longitudes y anchos concretos que pueden transportarse sin ningún problema, p. ej. anchos hasta unos 3 m y longitudes hasta 15 m. Para dimensiones superiores se necesita una notificación a las autoridades o un permiso especial.

Debe tenerse en cuenta que las distintas autoridades establecen períodos distintos durante los cuales se pueden trasladar cargas especiales a través de sus distritos. Si los “tiempos” entre zonas colindantes están mal sincronizados y las retenciones del tráfico normal provocan problemas al movimiento de cargas especiales, puede que éstas se retrasen hasta 24 horas. Si debido a estos retrasos forzosos se quedan sin trabajar una o más grúas o el personal de montaje asignado, los costes adicionales pueden ser importantes. Algunas ciudades establecen restricciones a la longitud de los materiales que se pueden transportar por carretera.

Las vigas pueden fabricarse y enviarse tumbadas y planas. La altura total permitida a

la carga depende de la carretera por la que se circula y de la altura libre de cualquier puente por debajo del que se deba pasar. El transporte por ferrocarril puede admitir piezas largas, pero la anchura y la altura están más restringidas.

Para limitar la longitud de las unidades transportadas, las cerchas pueden dividirse en piezas soldadas (dos, tres o más piezas) que pueden ser luego atornilladas en la obra. Luego puede elevarse todo el conjunto a su posición.

En caso de envíos por barco, deben establecerse las mismas dimensiones que para el transporte en carretera. Debe tenerse en cuenta, no obstante, que los costes de flete se basan a menudo en el volumen más que en el peso. A menudo hay importantes restricciones a la longitud de una pieza que deba ser transportada por barco. El responsable del barco puede rehusar el transporte de manufacturados de acero como carga de puente. Puede resultar más económico enviar el acero por piezas para su posterior montaje en la obra.

6. MONTAJE

Al considerar el montaje de una estructura, el proyectista busca un proceso económico pero seguro. El coste de montaje puede ser una parte importante del coste del contrato de suministro metálico. A menudo resulta útil para el proyectista con poca o nula experiencia en el montaje metálico comentar las posibles soluciones con un contratista. Este último conoce cómo edificar y evitar la posibilidad de un colapso, y también cómo satisfacer al asegurador. El montaje metálico es potencialmente peligroso y es necesario un buen control para garantizar la seguridad de los montadores.

Las cerchas pueden montarse cómodamente en el suelo y elevarse hasta su posición. No obstante, dado que se utilizarán grúas, no puede ignorarse el efecto de las cargas dinámicas de elevación ni de la alternancia de tensio-

nes. Todas las estructuras metálicas pueden precisar arriostramientos provisionales, que pueden formar parte del sistema permanente. Los sistemas provisionales deben ser diseñados concienzudamente. El proceso se resume con los aspectos siguientes:

- a. El montaje de una estructura metálica es una operación que requiere una programación meticulosa desde su concepción hasta su finalización.
- b. La operación implica varias disciplinas y exige la cooperación y la comunicación entre todos los implicados.
- c. Se trata de una operación dependiente de las capacidades personales de todos los implicados para garantizar que el contrato se finaliza sin accidentes, a tiempo y dentro del presupuesto.

7. RESUMEN FINAL

- Al nivel más básico, las estructuras de una sola planta deben proporcionar cobertura y protección a la actividad prevista en el edificio.
- El acero proporciona un medio de obtener edificios económicos con grandes espacios sin pilares. Se comentan los sistemas estructurales.
- El sistema estructural se reviste para resistir los elementos. El cerramiento está soportado por perfiles en frío que, a su vez, se apoyan en la estructura principal.
- La gama de luces va de 6 a 10 m. Para cubrir esta gama, se dispone de sistemas estructurales que van de simples vigas y soportes a pórticos y cerchas trianguladas.
- La estabilidad lateral de las estructuras puede conseguirse tanto con sistemas de arriostramiento como por uniones resistentes al momento.
- Las proporciones de costes para un edificio simple son, aproximadamente: 50% revestimiento, 10% raíles, 30% estructura principal y 10% cimientos.

8. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Davis, J. M. and Raven, G. K., 'Design of Cold Formed Steel Purlins', IABSE Thin Walled Metal Structures in Buildings Colloquium, Stockholm 1986.
- [2] Dowling, P. J. et al, 'A Development in the Automated Design and Fabrication of Portal Framed Industrial Buildings', Institution of Structural Engineers, London, October 1982.
- [3] Horridge, J. F. and Morris, L. J., 'Comparative Costs of Single Storey Steel-Framed Structures', Institution of Structural Engineers, London, July 1986.

9. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

- [1] Ballio, G. y Mazzolani, F. M., 'Theory and Design of Steel Structures', Chapman and Hall, 1983.
- [2] Eurocode 3: "Design of Steel Structures": ENV 1993-1-1: Part 1, General rules and rules for buildings, CEN 1992.
- [3] Dowling, P. J., Knowles, P. R., y Owen, S. G. W., "Structural Steel Design", Butterworths, 1988.
- [4] Steel Designers' Manual, quinta edición. The Steel Construction Institute, 1992.
- [5] Eurocode 8: "Structures in Seismic Regions - Design", CEN (en preparación).

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

**Lección 16.1.2: Edificios de una sola planta:
Cerramientos y Estructura Secundaria**

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir con más detalle las funciones y características del revestimiento y los elementos de la estructura secundaria en edificios de una sola planta y ofrecer orientaciones sobre diseños de correas y vientos.

- Lección 16.2: Análisis de Pórticos: Introducción y Análisis Elástico
- Lección 16.3: Análisis de Pórticos: Análisis Plástico
- Lección 16.4: Vigas Carril de Puentes Grúa

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

- Lección 2.5.1: Introducción al Diseño de Edificios Industriales Simples
- Lecciones 11: Construcción con Chapa de Pequeño Espesor
-

RESUMEN

Se describen las funciones y características de los elementos de la cobertura y la estructura secundaria de edificios de una sola planta. Se presenta la deducción de la resistencia a las cargas del cerramiento por medio de las tablas de los fabricantes y se esboza el diseño de correas utilizando información de los fabricantes.

Finalmente, se comentan los requisitos de arriostramiento de la estructura principal.

1. INTRODUCCIÓN

La lección 16.1.1 proporcionó una visión rápida de las funciones de los distintos elementos de los edificios de una sola planta. Los métodos de proyecto de estructuras de las distintas configuraciones se presentan en otras lecciones y también se describen en los libros de texto convencionales. Por contra, el desarro-

llo del diseño y la selección de sistemas de recubrimiento, correas y carriles disponibles comercialmente no suele tratarse en ningún sitio.

La lección revisa los sistemas disponibles y los criterios de selección. Finaliza con una descripción de los sistemas de arriostamiento utilizados en edificios de una sola planta.

2. SISTEMAS DE CERRAMIENTO

Las chapas de cerramiento de acero se realizan a partir de un sustrato con capas de galvanizado, imprimación y recubrimiento de color, tal como se muestra en la figura 1. El recubrimiento de la cara expuesta a los elementos es normalmente de cloruro de polivinilo (PVC), fluoruro de polivinilo (PVF²) o, cuando el precio representa una restricción, los menos duraderos recubrimientos acrílicos. Puede esperarse que el PVC y el PVF² no precisen un primer mantenimiento hasta que hayan pasado de 10 a 25 años, según las condiciones del entorno. En las cubiertas deben utilizarse colores claros para minimizar la absorción de calor y los desplazamientos térmicos. No debe utilizarse PVC en latitudes inferiores a 49° [1].

Hay cuatro clases principales de sistemas de cerramiento:

- trapezoidal de una capa (figura 2a)
- trapezoidal de dos capas (figura 3)
- junta resistente/fijación oculta (figura 4)
- paneles compuestos (figura 2b)

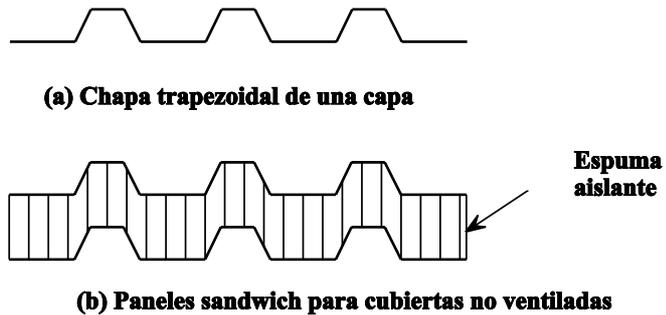


Figura 2 Elementos de chapa para cerramientos

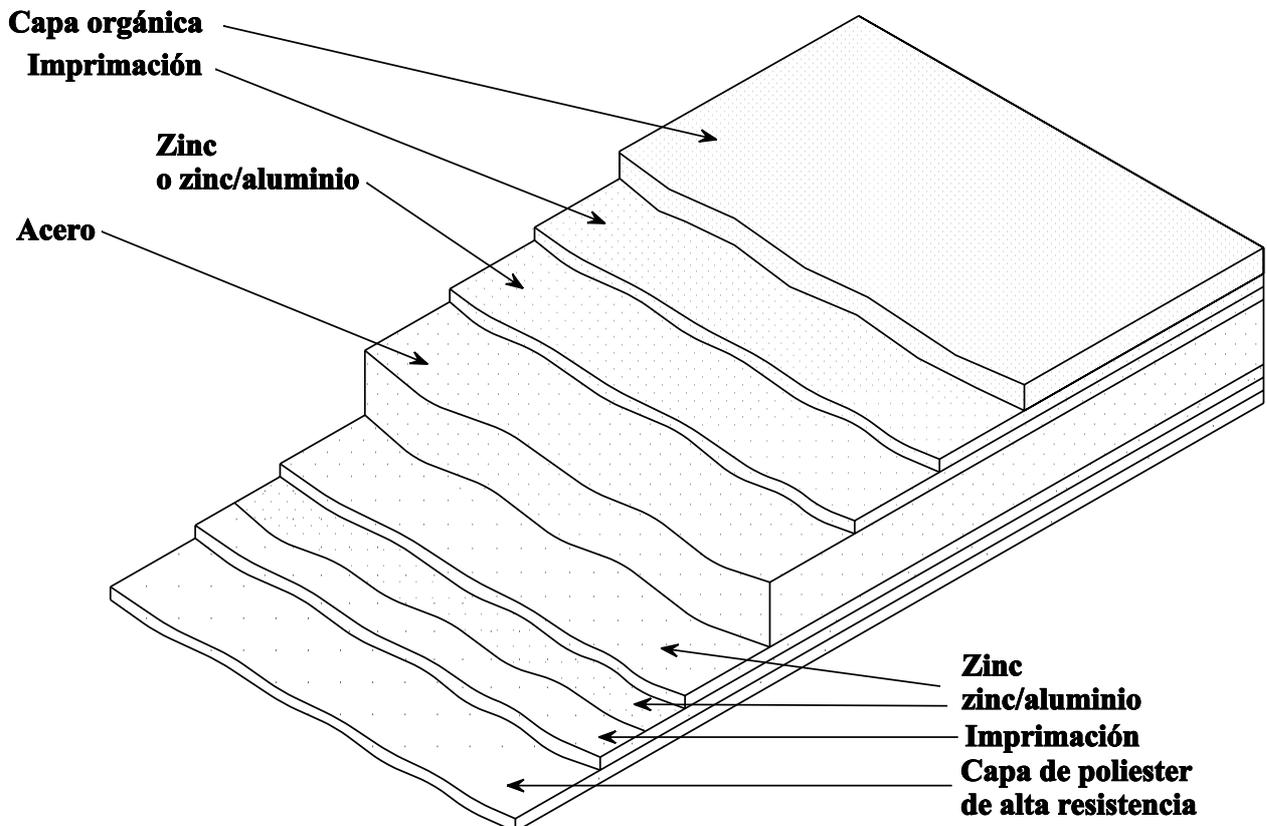


Figura 1 Componentes de un chapado con recubrimiento orgánico

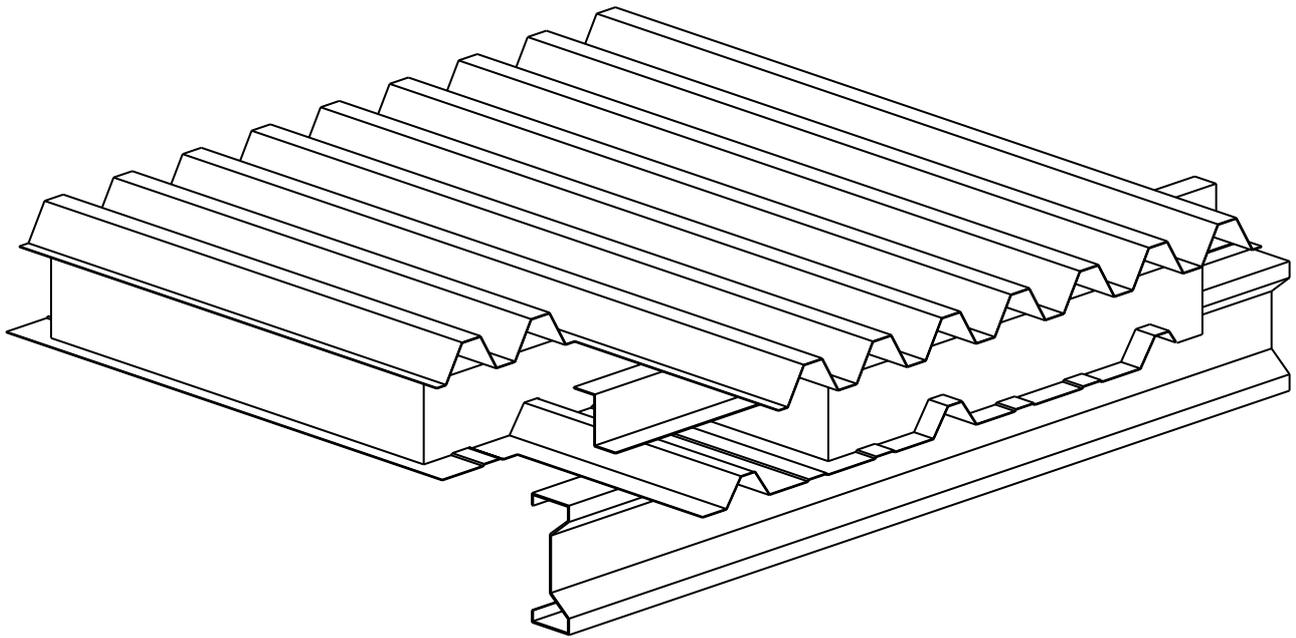


Figura 3 Cubierta tipo de doble capa

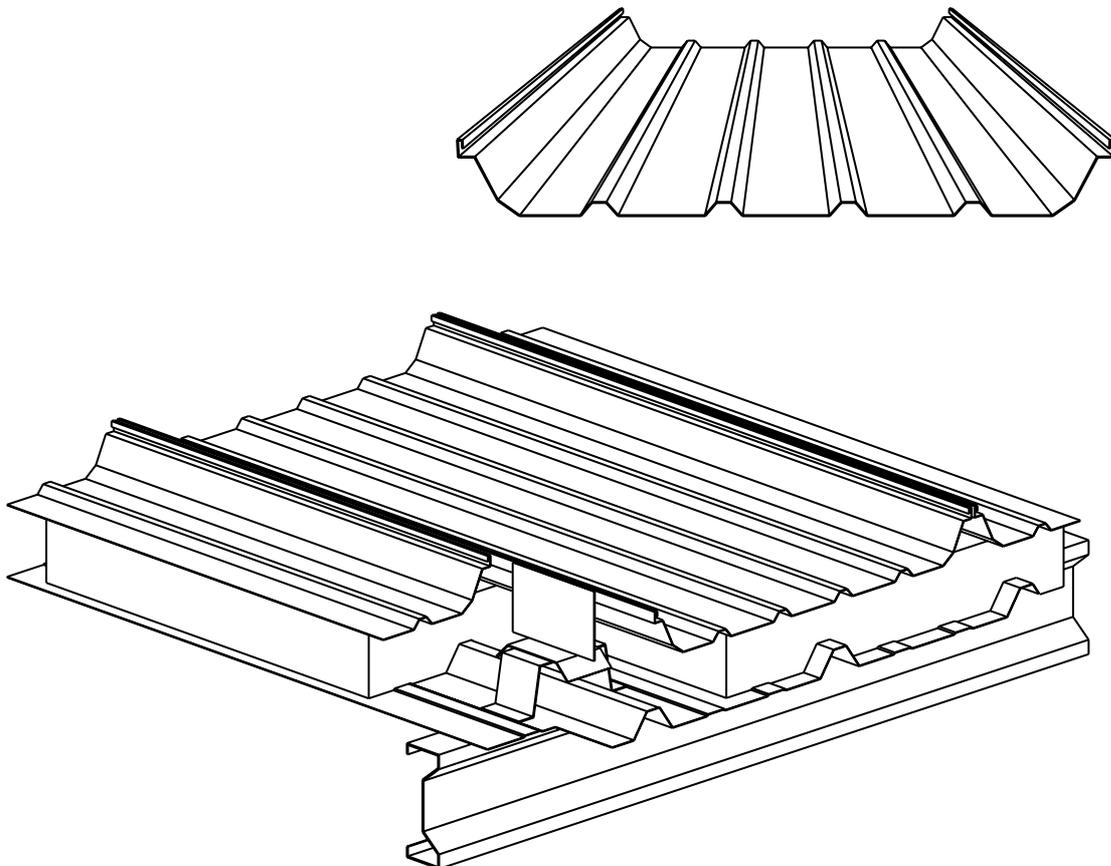


Figura 4 Cubierta de juntas con fijación oculta

Si se utilizan sistemas de doble capa en la chapa de cerramiento, normalmente de un espesor tan reducido como 0,4 mm, se incorpora un recubrimiento similar pero con pintura de poliéster de color claro en la cara interior. Además de proporcionar protección frente a los elementos, el cerramiento proporciona aislamiento al edificio. El espesor varía de acuerdo con el aislamiento necesario, pero son normales valores de 0,45 w/m²°C obtenidos por medio de 80 mm de fibra de vidrio o lana mineral. El equivalente con paneles compuestos se conseguiría en general con un espesor de 50 mm. En casos particulares deben tenerse en cuenta los catálogos de los fabricantes.

2.1 Revestimiento de la Cubierta

Las características de los distintos sistemas de cubierta son:

Cubierta trapezoidal de una sola capa

Es la forma más básica de ejecución del revestimiento. El problema principal es evitar la condensación, ya que es difícil eliminar el aire húmedo de la parte inferior de la chapa. La apariencia interna es utilitaria dado que el aislamiento toma normalmente la forma de acolchamientos térmicos no enrollados soportados por tela metálica o tableros rígidos apoyados en perfiles T.

Ejecución de estructura de cubierta trapezoidal doble

Es la forma de revestimiento más habitual para paredes y techos con inclinaciones de hasta unos 5%. Está formado por una chapa de recubrimiento de acero sujeta a las correas o carriles con una chapa de exterior que se mantiene separada por medio de separadores en Z. El vacío creado contiene un aislante, normalmente de fibra de vidrio o fibra mineral. El sellado de la capa de recubrimiento o la adición de una barrera de vapor y una membrana de aireación permiten mejorar el rendimiento en situaciones con elevado riesgo de condensación. Normalmente los fabricantes suministran una

gama de accesorios y lucernarios combinados que concuerdan con sus respectivos perfiles.

En la figura 3 se muestra una construcción típica.

Cubiertas de unión estacionaria y fijación oculta

A medida que el acero ha substituido a la tela de amianto en los revestimientos, han sido posibles menores pendientes de cubierta y el aspecto de los edificios ha mejorado mucho, tanto en el tratamiento de su forma como en el color.

Es factible descartar los tejados inclinados y ofrecer la forma rectangular recientemente fomentada por planificadores, ingenieros y arquitectos que se implican cada vez más en este tipo de edificio. Los problemas asociados con la nieve acumulada y los canalones internos, junto con el calor desperdiciado en los tejados inclinados, animaron al desarrollo de sistemas que mantienen la impermeabilidad con inclinaciones inferiores a 1%. Estos desarrollos se han conseguido reduciendo al mínimo los solapes y por medio de las uniones. La gama actual de uniones estacionarias y sistemas de unión ocultos se suministra con grandes longitudes, hasta 32 m con acuerdos especiales de transporte, y se utilizan manguitos para cable para sujetar las chapas a las correas. En la figura 4 se muestra una construcción típica.

El revestimiento exterior se utiliza para proporcionar resistencia a los elementos tanto en las ejecuciones simples como en las dobles, tal como ya se ha expuesto.

Paneles compuestos o "sandwich"

Se trata de la forma de revestimiento de más reciente desarrollo y está formada por paneles en los que la espuma aislante está integrada con las dos capas metálicas [2]. La espuma, que se bombea en el espacio entre las capas durante la fabricación, se expande hasta llenar totalmente el vacío y se adhiere tanto a la chapa interior como a la exterior (figura 2b). Esta acción

conjunta proporciona paneles robustos y poco flexibles con la ventaja adicional de un rápido montaje, ya que toda la capa se sujeta en una sola operación.

Los paneles compuestos están disponibles con los tipos tradicionales de capas exteriores y por medio de uniones, mientras que los desarrollos más recientes incluyen variaciones de las uniones resistentes que permiten pendientes inferiores a 1%.

2.2 Cerramiento de Paredes

Los sistemas utilizados en las paredes son de ejecución similar a los de las cubiertas. Dado que las chapas normalmente serán verticales, los requisitos de impermeabilidad son menos rigurosos. Otra importante diferencia, en comparación con los tejados, es el menor ángulo de incidencia

del sol, que permite la utilización de cualquier tipo de color sin excesiva temperatura en la superficie, dando al arquitecto un mayor campo para la utilización creativa del color.

Si se presta la adecuada atención a la especificación de los empalmes, el cerramiento de paredes puede colocarse horizontal o diagonalmente, o en combinación de ambos.

La gama de ejecuciones incluye, como en el caso de los tejados, capas simples y dobles y sistemas compuestos, tanto con uniones convencionales como ocultas. La apariencia es un aspecto importante al seleccionar el tipo concreto que se va a utilizar.

Todos los fabricantes de prestigio proporcionan folletos en los que se indican los detalles de los sistemas ofrecidos. Los consejos generales pueden obtenerse en la bibliografía.

3. RESISTENCIA A LA CARGA DE LOS CERRAMIENTOS

Sistemas no compuestos

Dado que las chapas están laminadas, el proyectista tiene que elegir los perfiles según las formas predeterminadas por los distintos fabricantes. Las chapas deben ser lo bastante fuertes como para resistir sin deterioro ni excesiva flecha las distintas cargas que les serán aplicadas durante la construcción y en servicio. En el caso de perfiles sencillos, algunos reglamentos nacionales y recomendaciones europeas proporcionan métodos de cálculo. La mayoría de fabricantes llevan a cabo ensayos a escala real para determinar la resistencia de sus perfiles.

Los regímenes de ensayo de las chapas de acero están diseñados para tener en cuenta los distintos criterios restrictivos. Los criterios se relacionan con el cortante en las almas combinado con la flexión en los apoyos para las luces pequeñas y en la flexión en el centro del vano en las más grandes y únicos. Las chapas se prueban con gatos y vigas de soporte, bolsas de aire o cámaras de vacío, con luces representativas de los vanos soportados, el más corto y el más largo, previstos en la práctica. Los cortantes y momentos máximos admisibles se determinan junto con el comportamiento a la flexión y las tablas de carga para las condiciones de servicio, representadas por las condiciones de presión y succión.

Una faceta importante de una chapa de tejado es su capacidad de resistir cargas puntuales para soportar el peso de una persona que camine sobre ellas, tanto durante la construcción como en tareas de mantenimiento durante el servicio. Este es el aspecto que establece el espesor mínimo aceptable de una chapa de cubierta. Este espesor está entre 0,6 y 0,7 mm. Los regímenes de aprobación actuales incluyen un ensayo de carga concentrada. Las chapas que superan este ensayo son suficientemente robustas para las cargas de construcción, pero debe irse con cuidado al caminar sobre acabados de PVF² y pintados.

A menudo el espesor del cerramiento de las paredes es de 0,5 mm. Para permitir la selección del perfil y el espesor adecuados, la mayoría de fabricantes de perfiles publican catálogos que contienen detalles sobre sugerencias de fijación y estanqueidad, con las cargas admisibles para la gama de condiciones de vanos, tanto en función de la presión como de la succión. En la figura 5 aparece una tabla típica que es muy adecuada para verificar la resistencia portante de los perfiles.

Además de resistir las cargas aplicadas exteriormente, los cerramientos tradicionales con uniones atornilladas pueden proporcionar una restricción lateral a las correas y perfilería secundaria que las soportan. En esta aplicación debe tenerse cuidado con la especificación de los métodos de unión de cara a evitar la corrosión alrededor de los empalmes. Los sistemas de juntas resistentes o de uniones ocultas tienen horquillas que sujetan las chapas pero permiten la expansión y contracción de las mismas y por tanto proporcionan un valor de restricción menor a la perfilería secundaria. Si se utilizan estos sistemas es necesario proveer a las correas de una rigidización adicional. En el momento actual no hay ninguna guía de aceptación general sobre la cantidad de restricción proporcionada por estas nuevas formas de cerramiento. Los fabricantes de perfilería secundaria pueden proporcionar consejo sobre la necesidad de arriostramiento adicional en forma de tirantes para sus propios productos.

Si se utiliza una bandeja de recubrimiento interior metálica junto con un sistema de cerramiento fijado con horquillas, si la bandeja está fijada de la forma convencional, el embridado de carril que proporciona ya es en general suficiente.

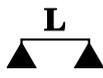
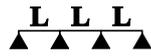
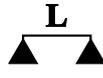
Sistemas compuestos

La utilización de paneles rellenos de espuma ha crecido en popularidad los últimos años. Su diseño es más difícil de evaluar dado que las propiedades de la espuma y su adhesión a ambas capas metálicas son fundamentales en el rendimiento de los paneles. Además de las

PANELES

Cargas debidas al viento en k/Nm²

VIENTO

Límite de flecha	Estado del tramo	Espesor del perfil (mm)	"L" del tramo (en metros)							
			1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
L/90		0,5	3,00	2,30	1,66	1,24	0,94	0,73	0,58	0,46
		0,55	3,47	2,60	1,88	1,40	1,07	0,83	0,66	0,52
		0,6	3,96	2,91	2,11	1,57	1,20	0,93	0,73	0,59
		0,7	4,98	3,61	2,61	1,95	1,49	1,16	0,91	0,73
		0,8	6,02	4,21	3,05	2,27	1,73	1,35	1,06	0,85
		0,5	2,70	2,19	1,81	1,52	1,30	1,12	0,97	0,85
		0,55	2,94	2,41	2,01	1,71	1,46	1,27	1,11	0,97
		0,6	3,61	2,93	2,43	2,04	1,74	1,50	1,30	1,14
		0,7	4,55	3,68	3,05	2,56	2,17	1,87	1,62	1,42
		0,8	5,14	4,20	3,49	2,95	2,51	2,17	1,90	1,66
		0,5	3,28	2,67	2,22	1,87	1,60	1,39	1,14	0,91
		0,55	3,54	2,92	2,45	2,09	1,80	1,56	1,29	1,04
		0,6	4,41	3,58	2,97	2,51	2,14	1,81	1,44	1,16
		0,7	5,56	4,52	3,74	3,15	2,68	2,25	1,79	1,44
		0,8	6,24	5,11	4,26	3,61	3,08	2,62	2,08	1,68
	L/150		0,5	1,96	1,36	0,98	0,73	0,55	0,42	0,33
0,55			2,22	1,54	1,11	0,82	0,62	0,48	0,37	0,29
0,6			2,48	1,73	1,24	0,92	0,70	0,54	0,42	0,33
0,7			3,07	2,14	1,54	1,14	0,87	0,67	0,52	0,41
0,8			3,58	2,49	1,80	1,33	1,01	0,78	0,61	0,48
		0,5	2,70	2,18	1,81	1,52	1,30	1,08	0,86	0,69
		0,55	2,94	2,41	2,01	1,71	1,46	1,22	0,97	0,78
		0,6	3,61	2,94	2,42	2,04	1,74	1,37	1,08	0,87
		0,7	4,55	3,68	3,05	2,56	2,18	1,70	1,35	1,08
		0,8	5,14	4,20	3,49	2,95	2,51	1,98	1,57	1,26
		0,5	3,28	2,62	1,90	1,42	1,08	0,84	0,66	0,53
		0,55	3,54	2,92	2,15	1,60	1,22	0,95	0,75	0,60
		0,6	4,41	3,32	2,40	1,79	1,37	1,06	0,84	0,67
		0,7	5,56	4,11	2,98	2,22	1,70	1,32	1,05	0,84
		0,8	6,24	4,79	3,47	2,59	1,98	1,54	1,22	0,98

Las cifras en negrita están limitadas por la flecha. Las demás cargas están limitadas por la tensión.



Figura 5 Tablas de carga para chapa nervada. Cargas gravitatorias tienen trato similar

PANELES DE TECHO
Cargas máximas en K/Nm², límite de la flecha L/100

Espesor de los paneles (mm)	Estado del tramo	Detalles de las caras		"L" del tramo (m)					
		Material	Espesor (mm)		1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
			Exterior	Interior					
37		Acero	0,5	0,4	+2,54 -3,02	2,16 2,59	1,85 2,25	1,28 1,63	0,76 1,22
			0,6	0,4	+2,80 -3,30	2,39 2,85	2,06 2,48	1,42 1,82	0,82 1,36
		Aluminio	0,7	0,5	+2,32 -2,70	1,66 2,26	1,21 1,74	- -	- -
			0,5	0,4	+2,54 -3,02	2,16 2,56	1,85 2,21	1,30 1,63	0,94 1,22
		Aluminio	0,6	0,4	+2,80 -3,30	2,39 2,85	2,06 2,48	1,46 1,82	1,06 1,36
			0,7	0,5	+2,34 -2,64	1,93 2,25	1,62 1,91	1,08 1,32	0,76 0,96
		Acero	0,5	0,4	+2,54 -3,02	2,16 2,59	1,85 2,25	1,30 1,63	0,94 1,22
			0,6	0,4	+2,80 -3,30	2,39 2,85	2,06 2,48	1,46 1,82	1,06 1,36
		Aluminio	0,7	0,5	+2,34 -2,64	1,93 2,25	1,62 1,91	1,08 1,32	0,76 0,96
			0,5	0,4	+2,54 -3,02	2,16 2,59	1,85 2,25	1,30 1,63	0,94 1,22
		Aluminio	0,6	0,4	+2,80 -3,30	2,39 2,85	2,06 2,48	1,46 1,82	1,06 1,36
			0,7	0,5	+2,34 -2,70	1,93 2,26	1,62 1,91	1,08 1,32	0,76 0,96
60		Acero	0,5	0,4	+3,91 -4,55	3,40 3,97	2,98 3,52	2,17 2,63	1,59 1,99
			0,6	0,4	+4,01 -4,65	3,48 4,05	3,07 3,58	2,38 2,79	1,69 2,23
		Aluminio	0,7	0,5	+3,85 -4,33	3,23 3,75	2,51 3,20	1,38 2,00	0,78 1,20
			0,5	0,4	+3,20 -3,37	2,68 2,86	2,29 2,49	1,65 1,86	1,24 1,47
		Aluminio	0,6	0,4	+3,70 -3,88	3,10 3,30	2,65 2,86	1,90 2,13	1,44 1,68
			0,7	0,5	+2,91 -3,00	2,44 2,56	2,08 2,23	1,48 1,68	1,11 1,34
		Acero	0,5	0,4	+3,62 -3,90	3,07 3,35	2,64 2,93	1,93 2,23	1,47 1,78
			0,6	0,4	+4,01 -4,47	3,48 3,84	3,04 3,35	2,22 2,54	1,70 2,02
		Aluminio	0,7	0,5	+3,42 -3,68	2,89 3,17	2,49 2,78	1,81 2,11	1,36 1,68
			0,5	0,4	+3,62 -3,90	3,07 3,35	2,64 2,93	1,93 2,23	1,47 1,78
		Aluminio	0,6	0,4	+4,01 -4,47	3,48 3,84	3,04 3,35	2,22 2,54	1,70 2,02
			0,7	0,5	+3,42 -3,68	2,89 3,17	2,49 2,78	1,81 2,11	1,36 1,68

Figura 6 Tablas de carga para chapado compuesto (continúa)

PANELES DE PARED

Cargas máximas en K/Nm², límite de la flecha L/100

L/100

Espesor de los paneles (mm)	Estado del tramo	Detalles de las caras			"L" del tramo (m)				
		Material	Espesor (mm)		1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			Exterior	Interior					
37		Acero	0,5	0,4	+2,78 -2,78	1,69 1,97	0,96 1,06	– –	– –
		Acero	0,5	0,4	+2,78 -2,78	2,09 2,09	1,67 1,67	1,26 1,39	0,90 1,08
		Acero	0,5	0,4	+2,78 -2,78	2,09 2,09	1,66 1,67	1,11 1,38	0,78 0,94
60		Acero	0,5	0,4	+3,40 -3,40	2,55 2,55	1,81 2,04	1,18 1,39	0,79 0,91
		Acero	0,5	0,4	+3,40 -3,40	2,55 2,55	2,04 2,04	1,70 1,70	1,33 1,33
		Acero	0,5	0,4	+3,40 -3,40	2,55 2,55	2,04 2,04	1,70 1,70	1,33 1,33

Notas sobre las Tablas de Carga:

1. +indica presión o carga de nieve, – indica carga de succión.
2. Indica que son valores demasiado bajos para aplicaciones normales.
3. Las cargas admisibles tienen en cuenta las cargas muertas y añadidas, incluyendo sus efectos a largo plazo, y la carga por diferencia térmica.
4. Los valores de las cargas en tramos intermedios pueden obtenerse por interpolación lineal.
5. En todos los sistemas con estado de carga positivo, pueden utilizarse sistemas de fijación oculta. Bajo la carga de succión,

- la capacidad de las horquillas está limitada a 4 kN en las paredes y 6 kN en el techo. Cuando se excede la capacidad de las horquillas, pueden ser necesarias uniones pasantes adicionales o menores distancias entre los carriles de las correas. Existen paneles de aluminio con fijación oculta.
6. Las cargas sobre el techo se basan en la gama de colores estándar.
7. Al diseñar techos con inclinaciones entre 1° y 4° debe aplicarse un límite de flecha de tramo/200 para prevenir embalsamientos.
8. Los valores de CW 1200 son para los cuatro paneles de pared.

Figura 6 Tablas de carga para chapado compuesto (continuación)

cargas aplicadas normalmente, las cualidades aislantes inherentes a los paneles provocan importantes gradientes de temperatura que deben tenerse en cuenta en el diseño de los paneles.

Hay algunos métodos de cálculo para su análisis, pero las formas de los paneles utilizados quedan fuera de su ámbito actual. Por tanto, es habitual que, para conseguir la aprobación del modelo de las autoridades nacionales corres-

pondientes, los fabricantes tengan que realizar ensayos a fondo. Los ensayos, además de los de carga normales, incluyen ciclos térmicos con paneles a escala real y evaluación de la espuma para garantizar que se obtiene la adhesión necesaria a las planchas. Las garantías de calidad son una parte esencial del proceso de fabricación. Los resultados de los ensayos se reúnen y simplifican para elaborar tablas de admisión de carga. En la figura 6 hay un ejemplo.

4. FORMAS DE LAS CORREAS Y LOS CARRILES

Aunque se dispone de algunos sistemas de cerramiento para vanos largos que llegan hasta 6 m, la mayoría de los pórticos están diseñados con correas y carriles que soportan el cerramiento y la cubierta entre las estructuras principales.

cantes, cuya capacidad supera a menudo los 80 km/semana. Por tanto, han desarrollado y depurado diversas formas mediante ensayos. Las más habituales son los perfiles en Z, Z modificada y perfiles en Sigma mostrados en la figura 7.

En función de la pendiente, pueden ser precisos tirantes para proporcionar uno o dos apoyos intermedios en la dirección del eje menor

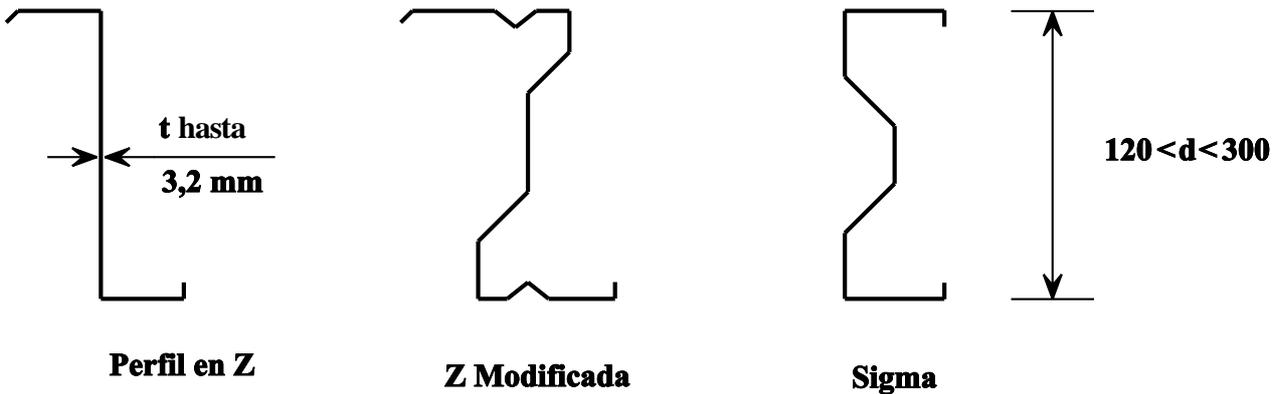


Figura 7 Secciones habituales de correas y carriles

Los vanos entre los pórticos tienen entre 4,5 y 10 m, siendo los de 6 a 7,5 m los más populares. Las cubiertas con vanos más anchos se utilizan principalmente en sistemas de cubierta plana y se apoyan directamente sobre las cerchas.

de la viga (figura 8). En general, los tirantes se conectan a los pórticos por medio de diagonales para evitar un aumento de la carga en la parte superior de las correas.

Las correas pueden diseñarse como vigas continuas apoyadas en tres o más pórticos. Dada la diferencia en el valor de las reacciones de apoyo, es necesario decalar los empalmes para conseguir cargas iguales en las estructuras principales.

Zetas

El perfil en Z fue el primer perfil que se introdujo. Es eficiente respecto al material, pero

4.1 Perfiles Laminados en Frío

Normalmente, las correas y los carriles los suministran fabricantes especializados que entregan elementos laminados en frío, precortados y punzonados junto con los tirantes, angulares y vientos necesarios. La economía de materiales es vitalmente importante para los fabri-

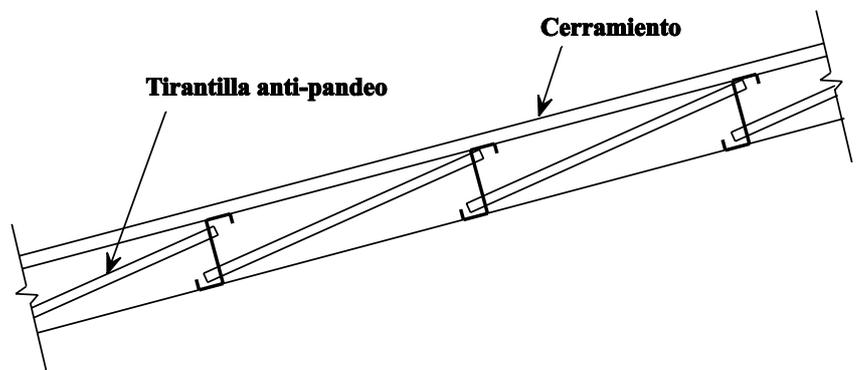


Figura 8 Tirantillas anti-pandeo en las correas

tiene la gran desventaja de que sus ejes principales están inclinados respecto al alma y, por tanto, se generan fuerzas fuera del plano. Cuando eran habituales las cubiertas de amianto con inclinaciones del orden de 10° , estas fuerzas suponían una ventaja y se oponían a las fuerzas hacia abajo de la pendiente.

Zetas modificadas

A medida que se han introducido menores inclinaciones de las cubiertas, se han desarrollado Z modificadas con la inclinación del eje principal notablemente reducida, mejorando el rendimiento general. También se ha incorporado la rigidización, mejorando la eficacia del material.

Estas formas más complicadas han de fabricarse por laminación en lugar de por conformado.

Forma de sigma

Los primeros perfiles empleados fueron la Z sencilla y la U, dado que podían realizarse por conformado. Tal como se indicó anteriormente, el perfil en Z se ha modificado para

superar su principal inconveniente. El perfil en U no se ha utilizado mucho ya que, aunque sus ejes principales son paralelos a los elementos mayores, el centro de esfuerzos cortantes queda bastante fuera del perfil. Ello provoca una torsión indebida bajo carga que puede reducirse conformando el alma y creando una forma de sigma tal que el centro de esfuerzos cortantes coincida con la línea de aplicación de la carga. En la actualidad, hay un fabricante que fabrica un económico producto de segunda generación con esta configuración por medio de técnicas de laminación.

4.2 Perfiles Laminados en Caliente

Las vigas en I clásicas, como las IPE I CDN o HE, también pueden utilizarse como correas. Las vigas en I y los perfiles en U pueden utilizarse como carriles. Estos perfiles son menos sensibles que los anteriores a los efectos de inestabilidades locales, de ahí la preferencia por los mismos en algunos países. No obstante, los perfiles en frío son en general la solución más económica.

5. RESISTENCIA A LAS CARGAS DE LAS CORREAS Y LOS CARRILES

Los perfiles en frío fabricados con material de poco espesor son particularmente propensos a la torsión y el pandeo, debido a factores directamente relacionados con la forma del perfil. La constante torsional de todos los perfiles de poco espesor es baja ya que es proporcional al cubo del espesor; en el caso de los perfiles en U, el centro de esfuerzos cortantes está descentrado respecto al punto de aplicación de la carga, provocando una torsión en el perfil; en el caso de los perfiles en Z, los ejes principales están inclinados respecto al plano del alma provocando efectos de flexión biaxial. Queda claro que estos efectos secundarios, provocados por la aplicación de la carga primaria afectan la resistencia del perfil.

En servicio, el sistema de apoyo está sometido a cargas descendentes, debidas a los pesos muertos y a las cargas no permanentes del peso del cerramiento, la nieve, los servicios, etc., y ascendentes, si la presión del viento de cálculo es mayor que la carga muerta del sistema. Por tanto, en un sistema de doble vano normal, como el mostrado en la figura 9, la mayor parte del ala de compresión está directamente restringida lateralmente frente a la rotación por cargas descendentes por el cerramiento, pero no está tan restringida en el caso de la inversión de la carga.

Al soportar la estructura exterior del edificio, las correas y los carriles obtienen del cerramiento y de su sistema de fijación a las barras de

apoyo cierta restricción frente a la torsión y la rotación. Además, la conexión de las barras de apoyo a la estructura principal también tiene un importante efecto en la resistencia a la carga del perfil. En consecuencia, un proyecto económico debe tener en cuenta dichos efectos.

En el diseño de correas y riel se aplican distintos enfoques.

- a. Diseño mediante cálculos basados en el análisis elástico detallado en los reglamentos prácticos correspondientes. Este enfoque renuncia a cualquier efecto beneficioso de la restricción del cerramiento en los casos de elevación y en la zona comprimida adyacentes al apoyo central en las disposiciones de doble vano. Normalmente, está restringido a las situaciones “singulares” en las que los ahorros de material no justifican soluciones más rigurosas.
- b. Diseño por cálculos basados en el análisis racional, que tiene en cuenta la influencia estabilizadora del revestimiento, la plasticidad de la correa al acercarse a la carga final y el comportamiento del afianzador del apoyo interno. No obstante, estos efectos son difíciles de cuantificar. Aunque está mejorando el conocimiento del embridado de las correas por el cerramiento y se dispone de métodos para incluir la interacción entre ambos, estos métodos son necesariamente conservadores. Están incluidos en el Eurocódigo 3: Parte 1.3 [4] pero proba-

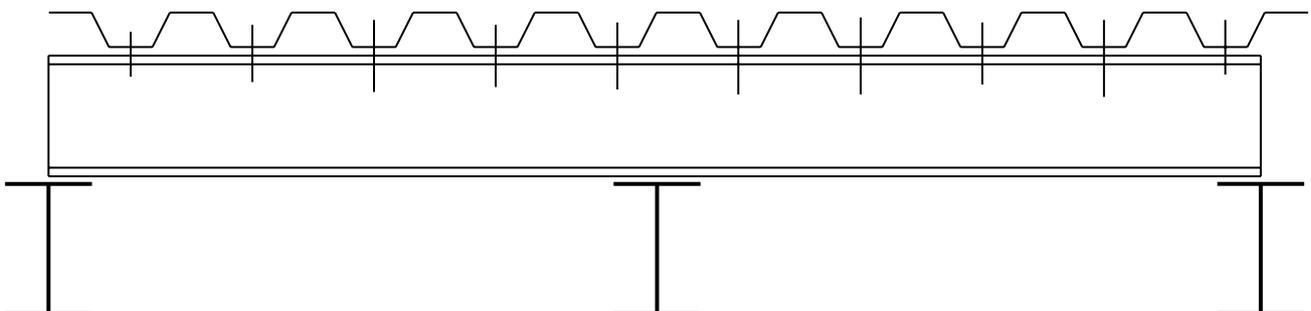


Figura 9 Restricción de las correas por el chapado

blemente, a corto plazo, sólo se utilizarán por parte de usuarios de volumen pequeño y medio donde los posibles ahorros de material no justifican un programa de ensayos en toda regla.

En algunos países, a pesar de tratarse de una forma casi tradicional de construcción, al diseñar los perfiles, no está permitido tener en cuenta el embridado del cerramiento sobre las correas si el cerramiento lo suministran e instalan proveedores distintos. Esta restricción se debe más a la asignación de responsabilidades si aparece algún problema que a una falta de conocimientos técnicos. Esta situación es poco habitual dado que buena parte del negocio de la construcción depende de la interacción de elementos suministrados y ensamblados por distintos subcontratistas.

c. Diseño basado en ensayos a escala real

Los fabricantes discrepan sobre sus distintos métodos de cálculo. Los métodos se basan en el comportamiento observado del sistema sometido a ensayos.

En el caso de la producción en masa, el enfoque utilizado habitualmente es el diseño basado en ensayos. Aunque es un enfoque caro, permite conseguir la

máxima economía de materiales y puede repartirse el coste de los ensayos a lo largo de varios años de fabricación.

El diseño basado en ensayos implica el “ajuste fino” de las fórmulas teóricas de la carga de agotamiento del sistema.

Por ejemplo, aunque los perfiles presentes sean inevitablemente delgados, el mecanismo de colapso que se produce en un sistema de doble vano bien desarrollado es esencialmente como se representa en la figura 10. La documentación [3] del sistema de un fabricante indica que la carga de agotamiento será:

$$W_c = f(M_1, M_2, x, L)$$

con

$$x = f(M_1, M_2, L)$$

y

$$\theta_p = f(W_c, M_1, L)$$

El rendimiento de un sistema de doble vano mejora considerablemente si se tiene en cuenta una cierta redistribución del momento flector del apoyo interno. La característica de momento-rotación del apoyo depende en gran medida de la

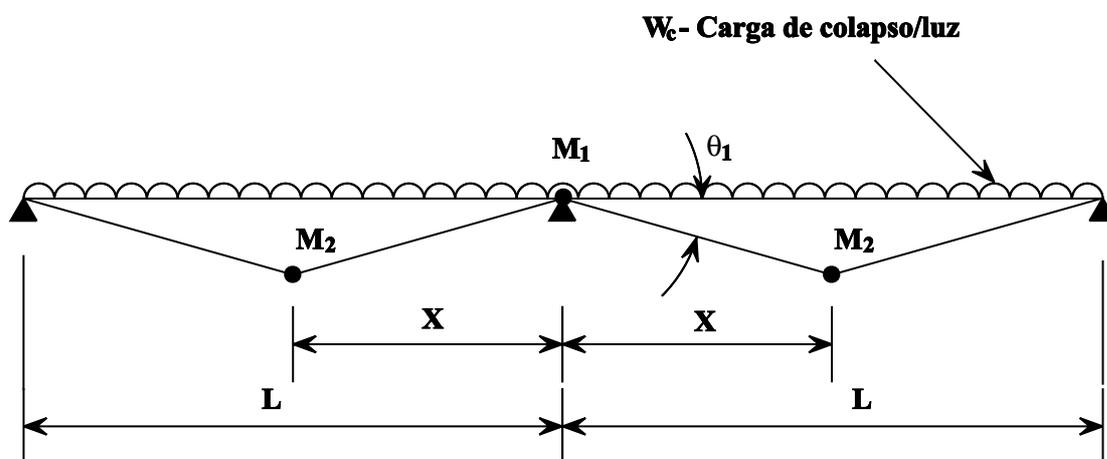


Figura 10 Mecanismo de colapso en un sistema de correas de dos vanos

TABLAS PARA CARGAS EXTREMAS

INTRODUCCIÓN

Las siguientes cargas de tabla se han preparado para ayudar al ingeniero a especificar perfiles conformados en frío.

Los valores tabulados sólo son válidos si se utiliza con los datos y recomendaciones de fijación propuestos por el fabricante.

Esta información se ha preparado como suplemento del manual principal, como referencia rápida de la oficina de proyectos.

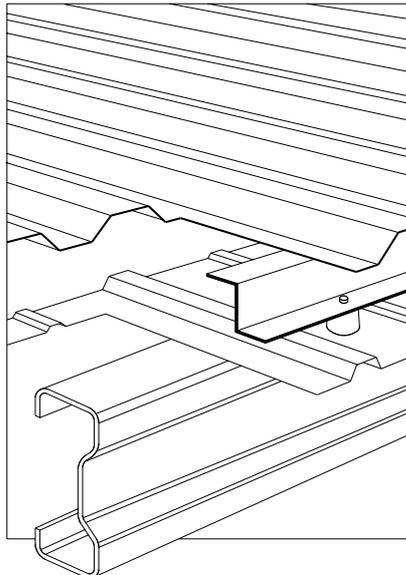
Utilización de las tablas

1. Las tablas de cargas muestran la carga extrema para perfiles de doble tramo en términos de una UDL por tramo.
2. En las cargas indicadas no se ha restado el peso propio del perfil.
3. También se ha tabulado los estados de carga que producirán el coeficiente de flexión indicado.
4. Las cargas indicadas suponen un embridado lateral en el ala superior del perfil y que las vigas están fijadas de acuerdo con las instrucciones de los fabricantes.
5. Las cargas inversas extremas pueden obtenerse multiplicando las cargas indicadas por 0,8.
6. Se admite la interpolación lineal de las cargas extremas indicadas.

Nota: Estos son los valores habituales y no deben utilizarse en el proyecto.

FACTORES DE CARGA

Carga	Factor
Carga muerta	1,4
Carga muerta que restringe la elevación o el giro	1,0
Carga muerta que actúa con la combinación de las cargas del viento y las impuestas	1,2
Carga impuesta	1,6
Carga impuesta que actúa con la carga del viento	1,2
Carga del viento	1,4



CORREAS

Luz (m)	Perfil	UDL	Flexión L/200
4,5	B120/150	11,89	7,77
	A140/155	15,35	13,67
	A140/165	17,16	14,56
	*A140/180	19,85	15,89
	A170/160	20,40	20,40
	A170/170	22,70	22,70
	*A170/180	24,97	24,97
5,0	B120/150	10,79	6,29
	A140/155	13,99	11,07
	A140/165	15,62	11,79
	*A140/180	18,04	12,87
	A170/160	18,63	18,02
	A170/170	20,71	19,16
	*A170/180	22,76	20,30
	A200/180	23,88	23,88
5,5	A140/155	12,84	9,15
	A140/165	14,33	9,75
	*A140/180	16,54	10,64
	A170/160	17,14	14,89
	A170/170	19,03	15,84
	*A170/180	20,90	16,78
	A200/160	21,27	21,27
	A200/180	23,88	23,88
	*A200/200	28,10	27,43
	A230/180	26,44	28,92
6,0	A140/155	11,87	7,69
	A140/165	13,23	8,19
	A140/180	15,26	8,94
	A170/160	15,87	12,51
	A170/170	17,60	13,30
	*A170/180	19,32	14,10
	A200/160	19,81	18,38
	A200/180	22,11	20,72
	*A200/200	25,98	23,05
	A230/200	31,11	32,18
6,5	A170/160	14,77	10,66
	A170/170	16,37	11,34
	*A170/180	17,95	12,01
	A200/160	18,43	15,66
	A200/180	20,58	17,65
	*A200/200	24,15	19,64

Figura 11 Tablas de cargas de rotura para correas

especificación del fiador y de la forma del perfil. Las características del apoyo central pueden determinarse ensayando una viga sobre dos apoyos, sometida a una carga puntual centrada, aplicada a través de una cuña para simular el comportamiento del apoyo central de un sistema de doble vano.

A partir de este ensayo, puede determinarse la relación carga-flecha mucho más allá de la flecha provocada en primera instancia. Entonces puede encontrarse una expresión empírica para el límite inferior del momento de apoyo, M_1 , basada en un límite superior de la capacidad rotacional. Puede encontrarse una expresión similar para M_1 , el momento del vano interno, de nuevo en base al ensayo de una viga sobre dos apoyos sometida a una carga repartida uniformemente, aplicada por medio de un banco de ensayo de vacío o, quizás, con sacos de arena.

Las fórmulas de cálculo pueden confirmarse posteriormente con la realización de numerosos ensayos a escala real.

Los resultados de los ensayos a escala real se condensan luego en tablas de vanos de carga fáciles de utilizar que se explican con detalle en los catálogos de diseño y especificaciones de los fabricantes de correas.

En la figura 11 hay un ejemplo.

El formato tabular es el habitual en la documentación técnica de los fabricantes de correas. Normalmente, la tabla está precedida por notas aclaratorias relativas al estado de fijación y a los requisitos de restricción lateral, estos últimos especialmente importantes en presencia de inversión de la carga. Las condiciones que se presentan en la práctica, y que no se tratan en la documentación técnica, es preferible tratarlas con el departamento de servicio técnico del fabricante, al que debe consultarse en todos los casos no usuales. En los vanos más largos se utilizan barras de arriostramiento para facilitar el montaje y mejorar el rendimiento frente a la succión del viento.

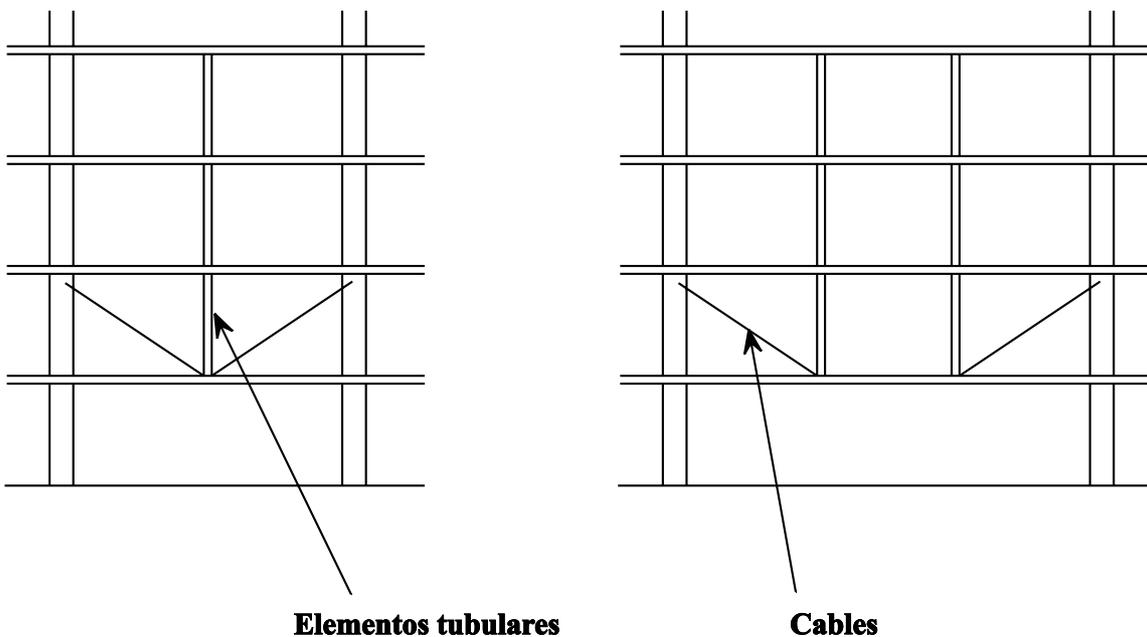


Figura 12 Sistemas antiflecha para cerramientos de pared

El diseño de los carriles laterales es básicamente idéntico al de las correas, y las resistencias de carga se obtienen de nuevo por medio de procedimientos de ensayo.

El problema práctico de equilibrar in situ los carriles laterales, para eliminar la fle-

cha del peso propio en el eje débil del perfil, se soluciona utilizando un sistema de alambres tensados que incluye la utilización de barras tubulares comprimidas, normalmente en mitad del vano, en luces de 6 a 7 m, y en los tercios de los vanos de más de 7 u 8 m. En la figura 12 se muestran algunos métodos habituales.

6. ARRIOSTRAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

Volviendo a los requisitos de la estructura principal, comentados en la lección 16.1.1, la mayoría de las configuraciones de estructuras de grandes luces tienen uniones rígidas entre los soportes y las vigas de la cubierta. Además de ayudar al control de la flecha y de reducir el tamaño de las barras, esta disposición proporciona una resistencia inherente a las cargas laterales en el plano, como las provocadas por los vientos laterales y los movimientos de grúas.

Puede preverse que el arriostramiento, sea horizontal o vertical, transmita a los cimientos las cargas horizontales del viento, posibles terremotos y cargas exteriores al plano.

Con este objeto también es posible utilizar el cerramiento y los paneles de las paredes.

Si se utiliza mampostería en todo o en parte del cerramiento vertical, es posible utilizar este elemento como parte del sistema de arriostramiento.

El arriostramiento puede estar formado por simples diagonales o por barras cruzadas. Si se utiliza el primer sistema, las barras se calculan para soportar cargas de compresión y de tracción. Si se utilizan barras cruzadas, se supone que sólo las sometidas a tracción son efectivas y las que están a compresión se calculan para satisfacer los criterios de esbeltez.

El arriostramiento puede colocarse tanto en la zona media del edificio (figuras 13a, 14a y 14c) como en sus extremos (figuras 13b y 14b). El arriostramiento en los extremos resulta de ayuda durante el montaje, dado que proporciona una estructura estable en el extremo del edificio cuando empieza el montaje. Su desventaja es

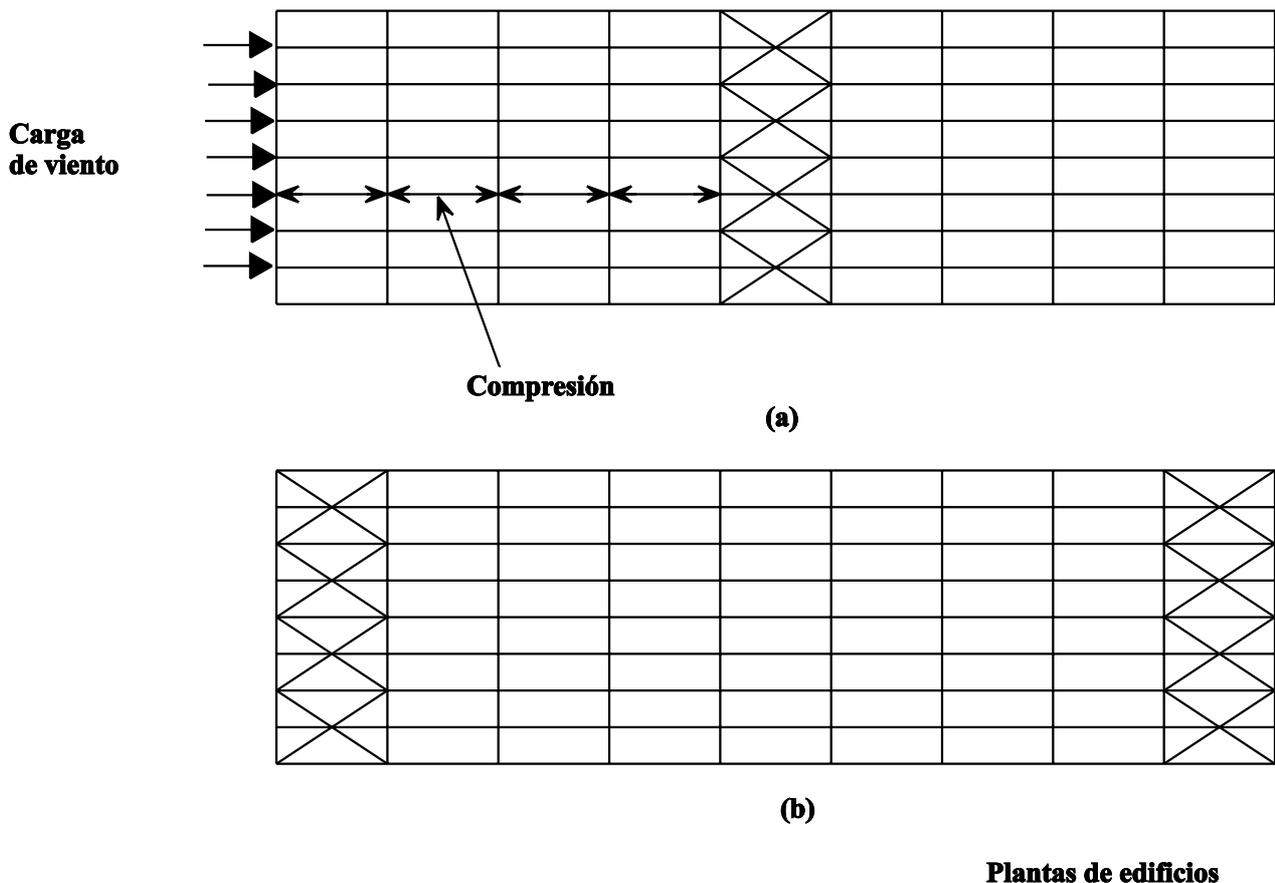


Figura 13 Arriostramiento horizontal

que impide el movimiento libre del edificio debido a la temperatura, por lo que puede provocar tensiones, a veces considerables, en las barras. Si se colocan los arriostramientos en la zona central, esta desventaja desaparece ya que el edificio puede moverse libremente. No obstante,

pueden instalarse arriostramientos provisionales durante la fase de montaje para estabilizar la primera parte del edificio. Las fuerzas horizontales tienen que “viajar” desde su punto de aplicación en el piñón hasta el arriostramiento, provocando una compresión en las correas.

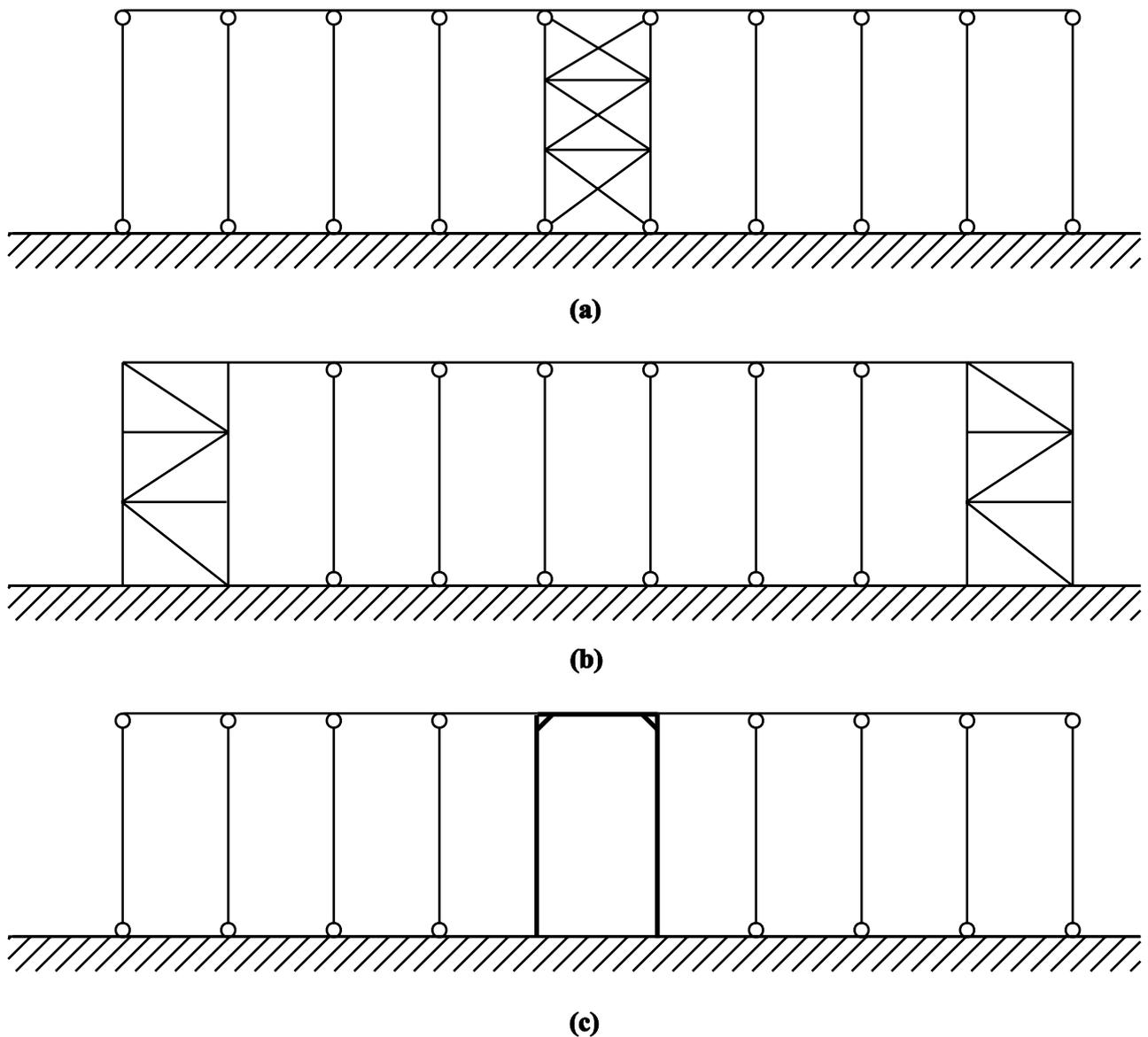


Figura 14 Arriostramiento vertical para proporcionar estabilidad longitudinal

7. RESUMEN FINAL

- Se dispone de distintos sistemas de revestimiento fabricados con acero prerrecubierto.
- Normalmente estos sistemas se apoyan en correas y carriles ligeros, aunque también se utilizan perfiles laminados en caliente.
- Los procedimientos de diseño teórico de estos sistemas están mejorando, aunque los fabricantes de grandes series aún realizan ensayos a escala real como base del cálculo para conseguir la economía de materiales.
- Muchas disposiciones para estructuras de una sola planta presentan resistencia inherente en el plano a las cargas laterales, pero

deben incluirse sistemas de arriostramiento para transmitir tales cargas a los cimientos.

8. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Colourcoat in Building, British Steel Strip Products, Newport, Wales.
- [2] ECCS Recommendations for Sandwich Panels: Part 1 Design, Part 2 Good Practice.
- [3] Davies, J. M. and Raven G. K., 'Design of Cold Formed Steel Purlins', IABSE "Thin Walled Metal Structures in Buildings" Colloquium, Stockholm 1986.
- [4] Eurocode 3: "Design of Steel Structures" Part 1.3, Cold Formed Thin Gauge Members and Sheeting, CEN (en preparación).

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

**Problema resuelto 16.1: Diseño de un Edificio
Industrial Simple**

CONTENIDO

Problema Resuelto 16.1 Diseño de un Edificio Industrial Simple

1. El problema
2. Tipos de barras
3. Cálculo preliminar de estructuras metálicas
4. Proyecto final
5. Cimientos
6. Plan de conjunto final del pórtico

1. EL PROBLEMA

El cliente necesita un edificio industrial de una sola planta y una nave que se utilizará como taller de máquinas ligeras. Se instalará en un terreno industrial de las afueras de una gran ciudad.

Dimensiones principales: 30 m de ancho \times 48 m de largo \times 6 m para aleros

Cerramiento. Chapas de acero pintadas en la cubierta, laterales y extremos con un 20% de iluminación natural proporcionada por piezas insertadas de chapa fina translúcida.

Aislamiento: Sistema de forro en las paredes y la cubierta.

Acceso: Una puerta enrollable de 4 \times 4 m en ambos testeros con puertas para el personal de 1 \times 2 m adyacentes y a lo largo de las paredes laterales.

Servicios: Deben aplicarse tolerancias para soportar los servicios de la estructura del techo. No es necesario el transporte mecánico.

Generalidades: El cliente y el proyectista han acordado que:

- la inclinación de la cubierta sea de 5°.
- la cubierta será una estructura encachada de perfiles huecos laminados en caliente.
- para los soportes se utilizarán perfiles en I laminados en caliente.
- todo el acero será de calidad S275.

Según estos datos, el plano del edificio será el mostrado en la figura 1.

El proyecto sigue la filosofía de Eurocódigo 3: "Proyecto de Estructuras Metálicas", ENV 1993-1-1.

Debe tenerse en cuenta que para una aproximación detallada al proyecto de los elementos, que en este ejemplo sólo se pergeña, es necesario remitirse a la lección correspondiente.

Referencias

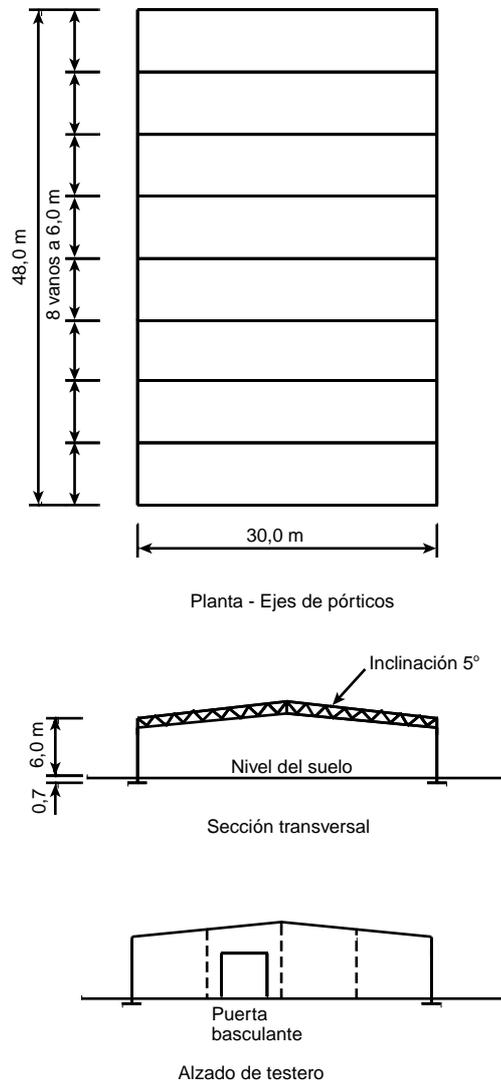


Figura 1 Plan de conjunto general del edificio

2. TIPOS DE BARRAS

Para la estructura de celosía de la cubierta se han seleccionado perfiles huecos mientras que para los soportes se usarán vigas. La selección de perfiles huecos rectangulares para la estructura de la cubierta se basa en su eficacia y en la economía de las conexiones, que en general serán sencillas. Las vigas se fabricarán en el taller en dos partes, de 15 m de longitud y 1,2 m de altura aproximadamente.

2.1. Cerramiento

Es necesario decidir el espesor y el perfil más adecuados para la chapa. No es necesario que el perfil de las cubiertas sea el mismo que el de los laterales.

2.1.1 Cobertura

El ancho del techo tiene 30 m y con una inclinación de 5° la longitud de cada pendiente está ligeramente por encima de 15 m. No todos los fabricantes producen chapas de esta longitud. Por tanto, puede ser necesario utilizar, por ejemplo, dos chapas de 8 m solapadas en el centro. El solape debe incorporar un sellante dada la poca inclinación.

2.1.2 Chapado de las paredes

La altura desde el forjado a los aleros es de 6 m. Por tanto, los carriles de las chapas pueden estar en general a 1,5 m entre centros.

La figura 2 muestra una sección transversal del edificio.

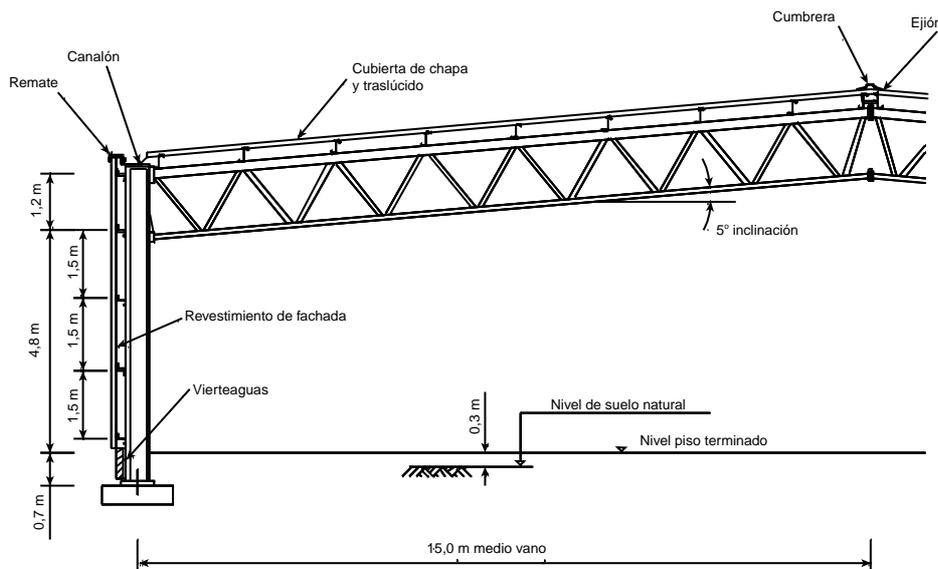


Figura 2 Sección transversal

3.3 Evaluación de la Carga de Viento sobre la Estructura

Una aproximación a las cargas de viento de esta estructura concreta ofrece las presiones del viento de cálculo características mostradas en la siguiente tabla:

Campo de alturas m	Cerramiento	Estructura
	q N/m ²	q N/m ²
a. 0 a 3	486	427
b. 3 a 8	668	582

Tabla 1 Presiones dinámicas

Los valores más altos aplicables al cerramiento y las fijaciones reflejan la susceptibilidad de estos elementos a daños locales por altas presiones locales adyacentes a los aleros, cumbreras y viseras.

Las presiones del viento de cálculo características se determinan multiplicando las presiones dinámicas indicadas por un coeficiente de presión.

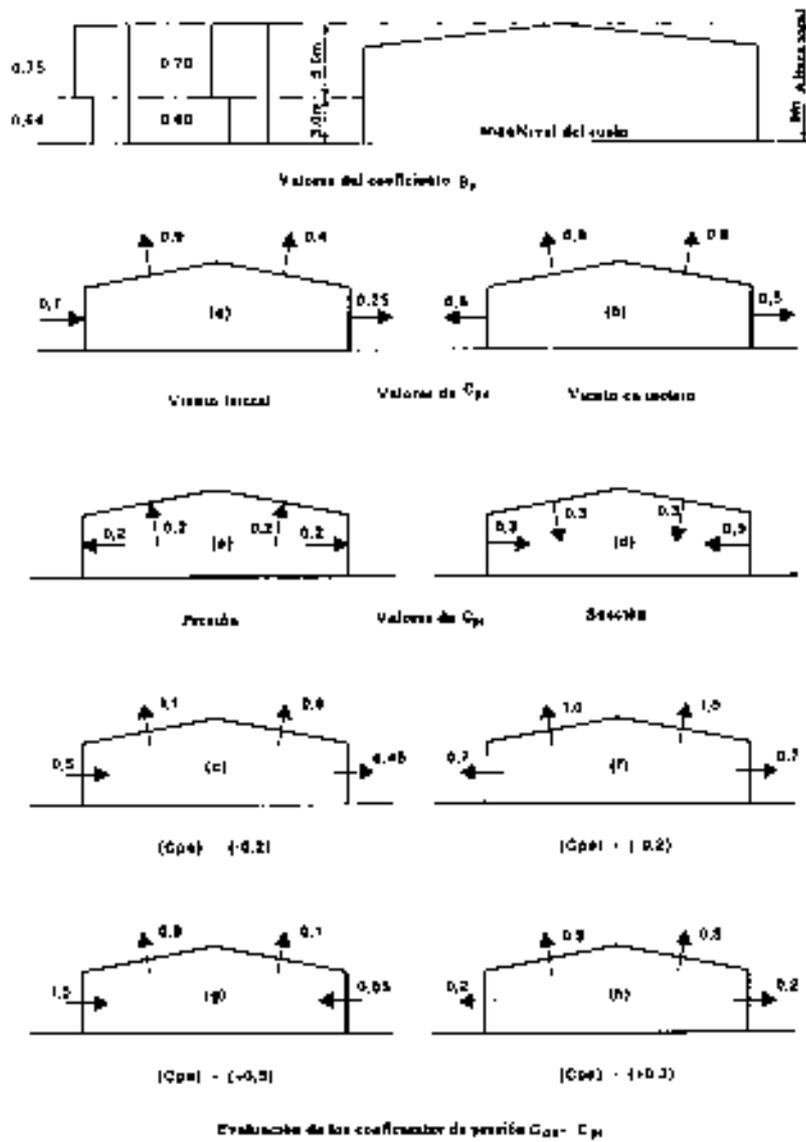


Figura 4 Evaluación de los coeficientes de presión total $C_{pe} - C_{pi}$

3.4 Cálculo de las Correas

Las correas pueden ser perfiles laminados en frío o en caliente. Las correas tienen una longitud de 6 m y están separadas 1,85 m entre ejes.

3.4.1 Correa en Z laminada en frío

Normalmente puede elegirse una correa laminada en frío del catálogo de algún fabricante, en el que se indican las cargas repartidas seguras para distintos tamaños y formas. En tal caso no son necesarias comprobaciones adicionales.

Carga permanente, chapado y forra, unos	0,19 kN/m ²
Carga impuesta	0,60 kN/m ²
Cargas permanentes e impuestas totales	0,79 kN/m ²
Peso propio, digamos	0,03 kN/m ²
Carga total	0,82 kN/m ²

La succión máxima sin ponderar del viento sobre la cubierta será de $0,582 \times 1,1 = 0,64 \text{ kN/m}^2$ (véase la tabla 1). Succión bruta sin ponderar sobre una correa de 6 m a 1,85 entre centros

$$= (0,64 - 0,22) \times 6 \times 1,85 = 4,66 \text{ kN.}$$

Los datos de cálculo del fabricante indican que una correa en Z (laminada en frío) de $202 \times 65 \times 60 \times 1,8 \text{ mm Z}$ (véase la figura 5) satisface dichas condiciones de carga debidas a la gravedad y al viento. Además, no es necesaria la utilización de barras antipandeo.

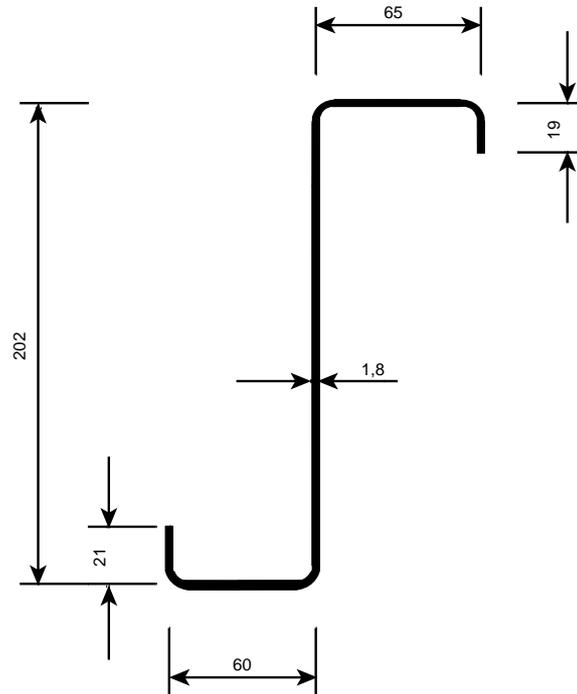


Figura 5 Correa en Z

3.4.2 Cálculo de los carriles laterales

Los carriles laterales pueden ser perfiles laminados en frío o en caliente. Los carriles laterales tienen una luz de 6 m y están a unos 1,5 m entre ejes. De la tabla 1, las cargas de viento características son:

$$\text{Presión } 1,0 \times 0,582 = 0,582 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Succión } 0,7 \times 0,582 = 0,407 \text{ kN/m}^2$$

3.4.2.1 Carril en Z laminado en frío

Según el catálogo del fabricante, un perfil adecuado es un sistema en Z de $142 \times 54 \times 49 \times 1,8$ mm de espesor, utilizando una línea de apoyos para carriles laterales.

3.5 Diseño Preliminar del Pórtico Principal de la Cubierta

Para determinar los tamaños preliminares de las barras, se supone, inicialmente, que la estructura es un pórtico, mostrado en la figura 6.

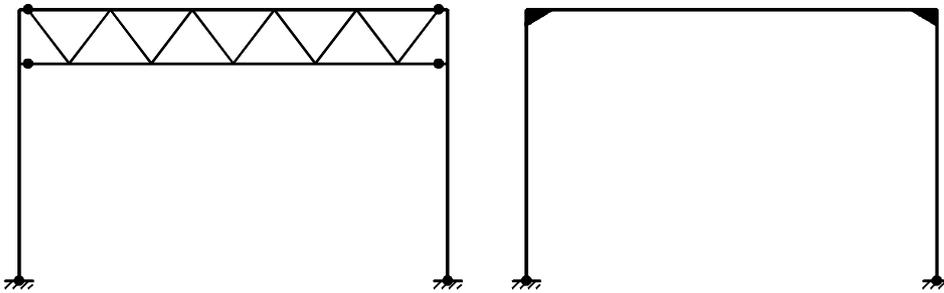


Figura 6 Analogía Celosía/pórtico articulado

También se supone que:

- Los apoyos están articulados en la base.
- La viga se trata inicialmente como una “viga parcialmente restringida en el extremo”. De esta forma pueden determinarse el momento flector y la flecha.
- Se supone que las conexiones de la celosía están articuladas, habiendo deducido el momento flector de la viga.

3.5.1 Trayectorias de carga

Para las cargas verticales es posible identificar, sin cálculos, las trayectorias de carga probables de los distintos efectos sobre la cubierta, etc. Las figuras 7a y 7b identifican trayectorias de carga para ambos sistemas bajo carga vertical. Obsérvense los cambios de las fuerzas en los cordones superior e inferior.

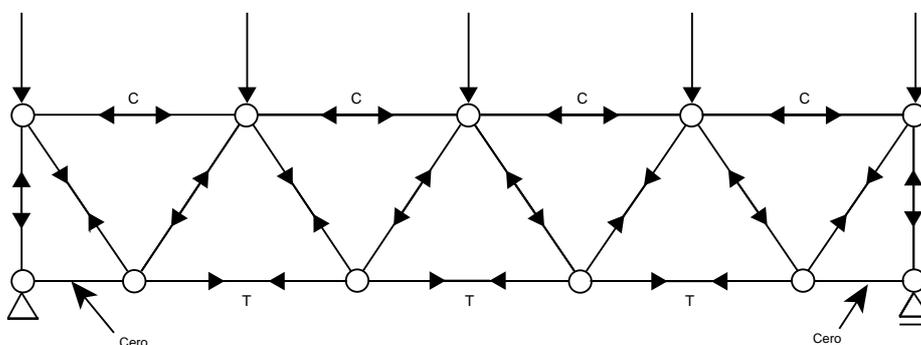


Figura 7a Cercha libremente apoyada

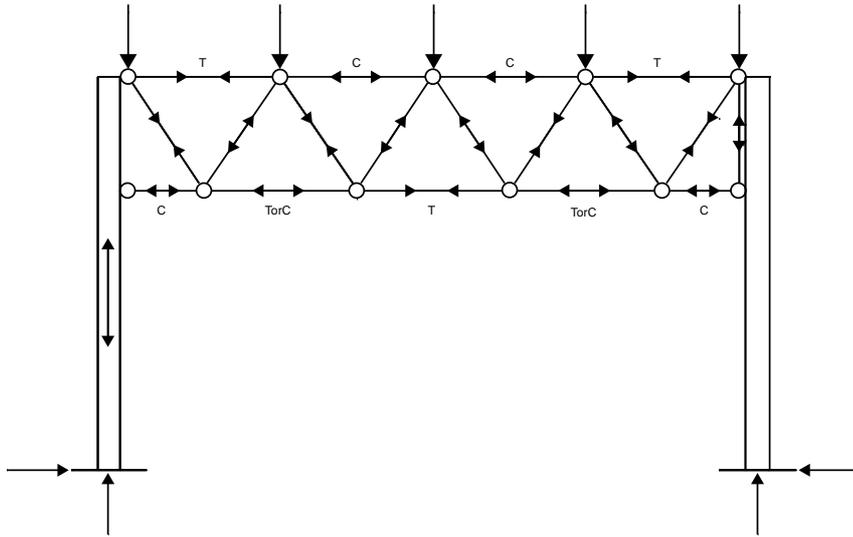


Figura 7b Cercha articulada a los soportes

3.5.2 Proyecto preliminar - nudos de la cercha articulados

Tramo 30 m: Distancia 6 m.

Supongamos inicialmente que el peso propio de la viga viene a ser el 50% del peso del cerramiento. La estructura adoptada es una viga de celosía. Por tanto, deben considerarse dos criterios de proyecto principales: resistencia y flecha.

De acuerdo con Eurocódigo 3, el acero de clase S275 tiene una resistencia a la fluencia de 275 N/mm^2 (tabla 3,1 - $t \leq 40 \text{ mm}$) a la que se aplica un coeficiente de seguridad del material, γ_{M0} , igual a 1,1.

3.2.2

El límite para la flecha, $\delta_{\text{máx}}$, se da como $L/200$ (Eurocódigo 3, tabla 4.1). Los criterios para satisfacer los requisitos de servicio, suponiendo una carga distribuida uniformemente y una restricción parcial a la rotación de los apoyos, vienen dados por:

4.2.2

$$\frac{2}{384} \frac{WL^3}{EI} < \frac{L}{200}$$

donde $W(\text{kN})$ es la carga impuesta sin ponderar y L está en metros.

(Nota: la flecha de una viga sobre dos apoyos que soporta una carga repartida uniformemente (W) es $5WL^3/384 EI$ y si para una viga fijada en un extremo es $WL^3/384 EI$. De aquí se supone que la flecha para una restricción parcial es $2WL^3/384 EI$).

Tomando $E = 210 \text{ kN/mm}^2$ y despejando la ecuación de la flecha, el valor requerido es $I = 0,50 \text{ WL}^2 \text{ cm}^4$.

Los cálculos preliminares se han realizado suponiendo que el peso propio de la viga viene a ser el 50% del peso del cerramiento, que la tensión de compresión en los cordones (previendo los efectos del pandeo y γ_{M0}) es 230 N/mm^2 , en la barra diagonal a compresión es 200 N/mm^2 y que el valor I requerido es $0,50 \text{ WL}^2 \text{ cm}^4$.)

3.6 Cálculos Preliminares

3.6.1 Cargas (excluido el viento) - basadas en una anchura total del chapado de 30,6 m

Cara permanente (característica)		kN
Chapas y forro $30,6 \times 6 \times 0,2$	=	36,8
Correas $20 \text{ N}^\circ \times 6 \times 0,04$	=	4,3
Peso propio de la viga	=	18,4
Carga de los servicios	=	11,5
		<u>71,0</u>

Carga impuesta (característica) $30,6 \times 6 \times 0,6 = 110 \text{ kN}$

Carga de cálculo (tabla 2.2, Eurocódigo 3)

$$F_{Sd} = 1,35 \times 71 + 1,5 \times 110 = 261 \text{ kN}$$

2.3.3

3.6.2 Tamaño inicial de las barras

(i) Cordones principales

a. Suponer un momento flector máximo (BM) en la viga

$$= \frac{WL}{16} = \frac{261 \times 30}{16} = 489$$

El momento flector supuesto de $WL/16$ tiene en cuenta la restricción parcial generada en toda la viga por la conexión a los soportes, es decir, el momento flector en el centro está entre $WL/8$ para una viga sobre dos apoyos y $WL/24$ para una viga con un extremo empotrado, ambas sometidas a una carga repartida uniformemente de $W \text{ kN}$. El momento flector en la unión con el apoyo está entre cero para una viga sobre dos apoyos y $WL/12$ para una viga con un extremo empotrado.

b. Dado que la altura de la viga (d) es $1,2 \text{ m}$, la fuerza aproximada en los cordones superior e inferior es $489/1,2 = 408 \text{ kN}$.

c. Aplicando una tensión de compresión supuesta en el cordón superior de, por ejemplo,

230 N/mm² (para permitir las reducciones de tensiones debidas al pandeo)

$$\text{el área } A \text{ necesaria} = \frac{408 \times 10}{230} = 17,7 \text{ cm}^2$$

Usar un perfil hueco rectangular ($A = 18,9 \text{ cm}^2$) de $120 \times 80 \times 5 \times 14,8 \text{ kg/m}$ para la cabeza superior

Dado que el cordón superior está sometido a tracción y compresión (esta última en el apoyo), seleccionar su tamaño preliminar en base a una fuerza de tracción de 408 kN en el centro.

Para el área del del cordón inferior requerido

$$= \frac{408 \times 10}{(275 / 1.1)} = 16,3 \text{ cm}^2$$

Usar un perfil hueco rectangular ($A = 16,9 \text{ cm}^2$) de $120 \times 60 \times 5 \times 13,3 \text{ kg/m}$ para el cordón inferior

d. Flecha

$$I \text{ requerida} = 0,50 \times 110 \times 30^2 \approx 5,0 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

Considerando $16,9 \text{ cm}^2$ el área de los cordones superior e inferior

El valor de I proporcionado es aproximadamente igual a $2A(d/2)^2 = 0,5Ad^2$

$$= 0,5 \times 16,9 \times 120^2 = 12,2 \times 10^4 \text{ cm}^4, \text{ que es satisfactorio (e indica que esta flecha no será crítica).}$$

(ii) Diagonales

Carga total = 261, de donde la cortadura en el extremo = digamos 131 kN.

Las diagonales tienen una pendiente de aproximadamente $\tan^{-1}(1,2/0,925) = 52,4^\circ$ y tienen una longitud de 1,52 m.

El esfuerzo en la diagonal = $131/\text{sen } 52,4^\circ = 165 \text{ kN}$ (tracción y compresión). Por lo que se requiere un área (A) de la barra comprimida, suponiendo una resistencia a la compresión de 200 N/mm^2 :

$$A = 165 \times 10/200 = 8,3 \text{ cm}^2$$

Usar un perfil hueco rectangular ($A = 8,88 \text{ cm}^2$) de $60 \times 40 \times 5 \times 6,97 \text{ kg/m}$ para las barras diagonales comprimidas.

$$\text{Área requerida} = 1,1 \times 165 \times 10/275 = 6,6 \text{ cm}^2$$

Usar $60 \times 40 \times 4 \times 5,72 \text{ kg/m}$ ($A = 7,28 \text{ cm}^2$) para las barras diagonales

(iii) Comprobación del peso propio

$$\begin{aligned} +C &= 30,6 (14,8 + 13,3) + 16 \times 1,52 (5,72 + 6,97) \\ &= 1169 \text{ kg} \approx 11,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Se compara con un valor supuesto de 18,4 kN. Así, en el cálculo final el peso propio puede reducirse a unos 13,4 kN, una reducción de 5 kN.

(iv) Cargas finales (características), excluido el viento

Permanente, unos = 66 kN

Impuesta = 110 kN

(v) Apoyos (dimensionamiento preliminar)

Los apoyos con bases articuladas están sometidos a carga axial, momentos flectores y cortadura. La combinación de los efectos de la carga axial y la flexión debe evaluarse en el proyecto completo. Un enfoque aproximado, basado en las cargas y los momentos axiales, es difícil de definir aunque puedan usarse tablas y gráficos estándar. Una guía útil para obtener el tamaño del pilar es considerar el momento de inercia "I". El cociente entre I_{viga} e I_{pilar} suele estar entre 4:1 y 1:1. Una guía adicional es utilizar la relación $I_{\text{pilar}}/I_{\text{viga}} = 3h/2L$.

Así $I_c = I_g \times 3 \times 6,7/(2 \times 30)$ es decir, aprox. $I_c = I_g /3$

Dado que $I_g = 12,2 \times 10^4 \text{ cm}^4$, podemos suponer que $I_c = 4 \times 10^4 \text{ cm}^4$.

Un perfil adecuado para el apoyo sería IPE O 450 ($I_x = 4,09 \times 10^4 \text{ cm}^4$) con el dimensionamiento preliminar de las barras principales finalizado, sus propiedades estructurales correspondientes pueden utilizarse para el análisis por ordenador de la estructura.

3.7 Casos de Carga (Cargas Características)

PERMANENTE, véase 3.6.1 (iv)

Carga/correa = $66/16 = 4,13 \text{ kN}$

IMPUESTA

Carga/correa = $110/16 = 6,87$ kN

CASO I DE VIENTO, véase la figura 4(e)

Área inclinada de la chapa = $6 \times 15,4 = 92,4$ m²

Carga/correa, de la vertiente izquierda = $1,1 \times 0,582 \times 92,4/8 = 7,4$ kN (elevación)

Carga/correa, de la vertiente derecha = $0,6 \times 0,582 \times 92,4/8 = 4,04$ kN (elevación).

Para la carga sobre el apoyo izquierdo (área del carril = $1,5 \times 6 = 9$ m²), deben preverse unos 300 mm para los voladizos de la chapa para los carriles superior e inferior,

es decir, área soportada = $6 \times 1,05 = 6,3$ m².

Carriles inferiores = $(0,5 \times 0,427 \times 9) = 1,92$ kN (presión)

Carriles superiores = $(0,5 \times 0,582 \times 9) = 2,62$ kN (presión)

Carga en el apoyo de la derecha

Carriles inferiores = $(0,45 \times 0,427 \times 9) = 1,73$ kN (succión)

Carriles superiores = $(0,45 \times 0,582 \times 9) = 2,36$ kN (succión)

CASO II DE VIENTO, véase la figura 4(b)

Carga/correa, en ambos lados = 6,72 kN (elevación)

Carriles inferiores, en ambos apoyos = 2,69 kN (succión)

Carriles superiores, en ambos apoyos = 3,67 kN (succión)

CASO III DE VIENTO, véase la figura 4(c)

Carga/correa, vertiente izquierda = 4,04 kN (elevación)

Carga/correa, vertiente derecha = 0,67 kN (elevación)

Carriles inferiores, lado izquierdo = 3,84 kN (presión)

Carriles superiores, lado derecho = 5,24 kN (presión)

Carriles inferiores, lado derecho = 0,19 kN (presión)

Carriles superiores, lado derecho = 0,26 kN (presión)

3.8 Análisis

En la figura 8 se muestra el plan de conjunto general del pórtico.

En el análisis “manual”, los tamaños de las respectivas barras no afectan a los cálculos de los pórticos articulados, en el caso del análisis por ordenador se utilizan las propiedades de las barras siguientes:

Cordón superior	120 × 80 × 5 perfil hueco rectangular
Cordón inferior	120 × 60 × 5 perfil hueco rectangular
Diagonales	
- barras comprimidas	60 × 40 × 5 perfil hueco rectangular
- barras tendidas	60 × 40 × 4 perfil hueco rectangular
Soportes	IPE O 450

Para el análisis por ordenador se supone que los apoyos tienen bases articuladas y que son continuos desde la base hasta los aleros, es decir, las conexiones 2, 3, 4 y 5 son rígidas. Se supone que las conexiones de las celosías están articuladas, incluyendo las uniones a los apoyos en las conexiones 5, 6, 39 y 40. La celosía actúa como un arriostrado de los dos apoyos articulados. La tracción y compresión de los cordones superior e inferior proporcionan un momento efectivo en la parte superior del pilar ofreciendo un pórtico articulado análogo, como se muestra en la figura 6.

La colocación de las correas en los puntos nodales elimina el efecto de la flexión local entre las conexiones en el caso de una celosía articulada. En la práctica, es posible que el número de partes pudiera haber sido reducido de ocho a, pongamos, seis. En este caso, se habría provocado flexión en los cabios. Entonces el proyecto podría incorporar un momento de flexión de $WL/6$ junto con el esfuerzo axial; alternativamente, podrían utilizarse los momentos flectores obtenidos del análisis por ordenador.

Los resultados del análisis que gobiernan el proyecto se indican en las tablas 2 a 5: sólo se indican las fuerzas y momentos máximos. Estos valores se utilizan para seleccionar los tamaños finales de los apoyos y los perfiles huecos de la celosía.

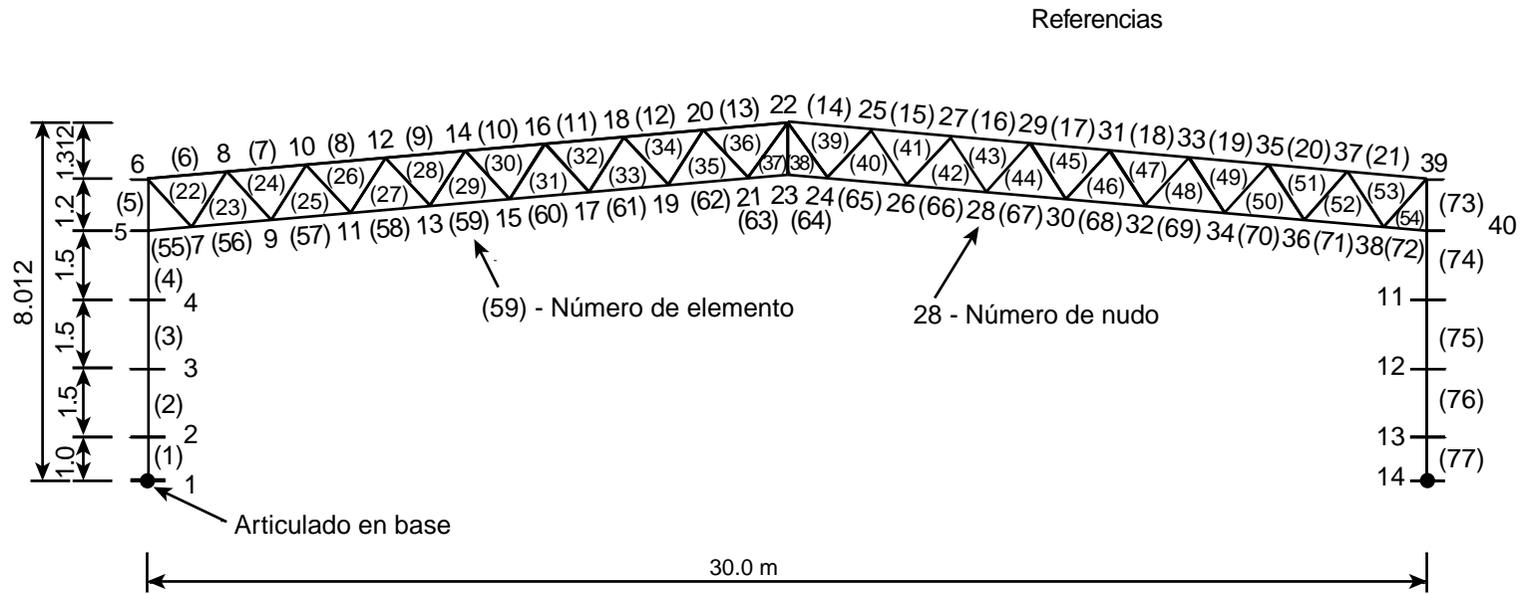


Figura 8 Plan de conjunto general del pórtico

Barra	Permanente		Impuesta		Viento I		Viento II	
	F	M	F	M	F	M	F	M
1	-33,0	0	-55,0	0	+50,4	0	+54,6	0
2	-33,0	28,5	-55,0	47,4	+50,4	-51,6	+54,6	-38,9
3	-33,0	57,0	-55,0	94,9	+50,4	-100,3	+54,6	-81,8
4	-33,0	85,5	-55,0	142,3	+50,4	-145,6	+54,6	-129,5
5	-23,8	104,6	-39,5	173,9	+35,6	-173,3	+39,4	-164,3

N.B. –el momento flector (M) negativo indica tracción en la cara interior del apoyo.
 El esfuerzo axial (F) negativo indica compresión.
 El esfuerzo axial (F) positivo indica tracción.
 El caso III del viento no se ha tabulado, el examen de los resultados del ordenador indica que las cargas no son significativas.

Tabla 2 Esfuerzos axiales característicos (kN) y momentos flectores (KNm) en los apoyos

Barra	Permanente	Impuesta	Viento I	Viento I
6	+64,9	+107,3	-107,8	-98,7
13	-98,7	-164,1	+141,1	+154,2
14	-98,7	-164,1	+135,0	+159,3
positivo tracción		negativo compresión		

Tabla 3 Esfuerzos axiales (kN) característicos en el cordón superior (se suponen conexiones articuladas)

Barra	Permanente	Impuesta	Viento I	Viento I
22	+35,6	+59,3	-58,6	-56,8
23	-38,8	-64,6	+63,9	+61,8
positivo tracción		negativo compresión		

Tabla 4 Esfuerzos axiales (kN) característicos en las barras de los cordones internas (se suponen conexiones articuladas)

Referencias

Barra	Permanente	Impuesta	Viento I	Viento I
55	-106,6	-177,2	+170,8	+175,2
56	-60,6	-100,8	+95,2	+101,9
62	+79,3	+131,8	-114,2	-115,7
63	+79,3	+132,9	-108,4	-115,0
64	+79,9	+132,9	-108,4	-115,0
65	+79,3	+131,9	-101,7	-115,7
66	+72,2	+120,0	-88,7	-106,0
positivo tracción		negativo compresión		

Tabla 5 Esfuerzos axiales (kN) característicos en las barras del cordón superior (se suponen conexiones articuladas)

4. PROYECTO FINAL

4.1 Cordón Superior

Las barras 6 y 13 son los elementos sometidos a mayor carga.

Cargas axiales máximas (hasta tres cifras significativas), tabla 3

	Barra 6	Barra 13
Permanente	65 kN (Tracción)	99 kN (Compresión)
Impuesta	107 kN (Tracción)	164 kN (Compresión)
Viento	108 kN (Compresión)	159 kN (Tracción)

Compresión extrema máxima (C) debida a las cargas permanentes e impuestas (barra 13)

$$F_{c.Sd} = (1,35 \times 99) + (1,5 \times 164) = 380 \text{ kN (C)}$$

Tracción máxima (T) debida a cargas permanentes e impuestas (que es significativamente mayor que la compresión debida a cargas permanentes y al viento), (barra 6).

$$F_{t.Sd} = (1,35 \times 65) + (1,5 \times 107) = 248 \text{ kN (T)}$$

La longitud de pandeo es igual a la distancia entre los nudos = 1,85 m (Nota: debe comprobarse la adecuación de las correas para proporcionar una restricción posicional al cordón a compresión).

Remitiéndonos al proyecto preliminar, es adecuado escoger un perfil hueco rectangular de $120 \times 80 \times 5$

$$D = 120 \text{ mm} \quad A = 18,9 \text{ cm}^2$$

$$B = 80 \text{ mm} \quad i_z = 4,43 \text{ cm}$$

$$t = 5,0 \text{ mm} \quad i_y = 3,21 \text{ cm}$$

Clasificación del perfil:

$$E = (235/f_y)^{0,5} = (235/275)^{0,5} = ,924$$

$$\frac{(b - 3t_f)}{t_f} = \frac{(120 - 15)}{5} = 21 < 42e (= 38.8)$$

El perfil es de clase 1 a compresión

5.3.2
Tabla 5.3.1

Referencias

$$\lambda_z = \frac{185}{4,43} = 41,7$$

$$\lambda_y = \frac{185}{3,21} = 57,6$$

$$\lambda_I = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{1/2} = \pi \left[\frac{210 \times 10^3}{275} \right]^{1/2} = 86,8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{41,7}{86,8} = 0,48 \quad (\beta_A = 1,0)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{57,6}{86,8} = 0,66$$

$$\chi_y = 0,92 \text{ (de la tabla 5.5.3 con la curva "a")}$$

$$\chi_z = 0,86 \text{ (de la tabla 5.5.3 con la curva "a")}$$

$$\begin{aligned} \therefore N_{b,Rd} &= \chi_{\min} A \beta_A f_y / \gamma_{M1} = 0,86 \times 18,9 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-3} \text{ kN} \\ &= 406 \text{ kN} \end{aligned}$$

es decir $N_{b,Rd} > F_{c,Sd}$ (= 380 kN) \therefore Satisfactorio

El perfil es satisfactorio a compresión

Comprobación para tensión:

Dado que:

- $A_{\text{neta}} = A$, es decir, no hay reducción en el taladro de orificios para tornillos
- la resistencia de cálculo a tracción es mayor que la resistencia de cálculo a compresión, es decir, no hay reducción de la resistencia debido a efectos de pandeo,
- la fuerza de tracción de cálculo es menor que la fuerza de compresión de cálculo, por tanto, por inspección, el perfil es adecuado bajo tensión.

Usar un perfil hueco rectangular (80 mm lado vertical) de $120 \times 80 \times 5$

5.5.1

Tabla 5.5.2

4.2 Cordón Inferior

Hay varias barras del cordón inferior que han de ser consideradas.

(a) Barras 62 y 63

Cargas axiales máximas tabla 5:

	Barra 62	Barra 63
Permanente	80 kN (Tracción)	80 kN (Tracción)
Impuesta	132 kN (Tracción)	133 kN (Tracción)
Viento (caso 2)	116 kN (Compresión)	115 kN (Compresión)

Tracción máxima (T) debida a las cargas permanentes más las impuestas.

$$F_{t.Sd} = (1,35 \times 80) + (1,5 \times 133) = 308 \text{ kN (T).}$$

Los efectos de la compresión son bajos en comparación con las barras adyacentes al apoyo.

(b) Barras 55 y 56

Cargas axiales máximas:

	Barra 55	Barra 56
Permanente	107 kN (Compresión)	61 kN (Compresión)
Impuesta	177 kN (Compresión)	101 kN (Compresión)
Viento (caso 2)	175 kN (Tracción)	102 kN (Tracción)

Compresión máxima en la barra 55

$$F_{c55.Sd} = (1,35 \times 107) + (1,5 \times 177) = 410 \text{ kN}$$

Compresión máxima en la barra 56

$$F_{c56.Sd} = (1,35 \times 61) + (1,5 \times 101) = 234 \text{ kN}$$

Lo anterior indica que la carga que controla es la compresión de 410 kN en la barra 55. El cordón superior sólo debe calcularse a compresión. El nudo de 7 estará posicionalmente arriostrado a los largo de la estructura.

Probemos el tamaño supuesto de perfil hueco rectangular de $120 \times 60 \times 5$.

Clasificación del perfil:

$$E = 0,924$$

$$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f} \right) = \frac{120 - 3 \times 5}{5} = 21 < 42\epsilon (= 38,8)$$

Referencias

El perfil es de clase 1 a compresión.

$$D = 120 \text{ mm}$$

$$B = 60 \text{ mm}$$

$$t = 5,0 \text{ mm}$$

$$A = 16,9 \text{ cm}^2$$

$$i_z = 4,24 \text{ cm}$$

$$i_y = 2,43 \text{ cm}$$

$$L_{ey}^1 = 92,5 \text{ cm}$$

$$L_{ez}^1 = 185 \text{ cm}$$

$$\lambda_y^1 = \frac{92,5}{2,43} = 38$$

$$\lambda_z^1 = \frac{185}{4,24} = 44$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{38}{86,8} = 0,44$$

$$x_y = 0,93$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{44}{86,8} = 0,51$$

$$x_z = 0,92$$

$$\therefore N_{b,Rd} = 0,92 \times 16,9 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-3} = 388,7 \text{ kN}$$

es decir $< F_{c55,Sd}$ (= 410 kN)

Aumentemos el tamaño a un perfil hueco rectangular de $120 \times 60 \times 6,3$. Dado que el área $A = 20,9 \text{ cm}^2$, por inspección es adecuado.

Debe advertirse que bajo la carga de viento y en ausencia de carga impuesta, en la zona central del cordón hay una fuerza de compresión relativamente pequeña. Por inspección posicional, se precisan arriostramientos en toda la longitud de la estructura.

4.3 Barras internas

Arriostramiento en cruz de San Andrés - Barras 22 y 23

Cargas axiales máximas (tabla 4):

	Barra 22	Barra 23
Permanente	36 kN (Tracción)	39 kN (Compresión)
Impuesta	59 kN (Tracción)	65 kN (Compresión)
Viento	59 kN (Compresión)	64 kN (Tracción)

Bajo carga totalmente gravitatoria, la barra 22 es una barra tendida, mientras que la barra 23 es una barra comprimida. Bajo carga de viento sin cargas impuestas es cierto lo contrario.

Las hipótesis de carga a considerar son:

Barra 22:

Tracción máxima $= (1,35 \times 36) + (1,5 \times 59) = 137,1 \text{ kN}$
(Permanente + Impuesta)

Compresión máxima $= (1,5 \times 59) - (1,0 \times 36) = 52,5 \text{ kN}$
(Permanente + Viento)

Barra 23:

Compresión máxima $= (1,35 \times 39) + (1,5 \times 65) = 150 \text{ kN}$
(Permanente + Impuesta)

Tracción máxima $= \text{no crítica}$

Mediante cálculos similares a los anteriores se encuentran adecuados los perfiles siguientes:

Barra 22 perfil hueco rectangular de $60 \times 40 \times 3$

Barra 23 perfil hueco rectangular de $80 \times 40 \times 5$

4.4 Comparación de los Tamaños de las Barras

Barra	Perfil supuesto	Perfil proyectado
Cordón superior	$120 \times 80 \times 5$	$120 \times 80 \times 5$
Cordón inferior	$120 \times 60 \times 5$	$120 \times 60 \times 6,3$

Diagonales:

Barras comprimidas	$60 \times 40 \times 5$	$80 \times 40 \times 5$
Barras tendidas	$60 \times 40 \times 4$	$60 \times 40 \times 3$

El método de evaluar el tamaño primario supuesto está básicamente justificado. Obsérvese que la colocación de la sección de los cordones superior e inferior con el lado de 120 mm horizontal facilita la soldadura de las barras comprimidas diagonales. El lector puede comprobar fácilmente la posibilidad de utilizar un perfil hueco rectangular de $90 \times 50 \times 3,6$ que es más ligero y que se podría mostrar como una barra adecuada.

Referencias

En el párrafo 3.6.2 (d) se afirmó que la flecha no sería crítica. Según el análisis por ordenador, las flechas máximas de la celosía se encuentran en la conexión 23.

Flecha por carga permanente = 35,3

Flecha por carga impuesta = 58,8

El coeficiente flecha/luz bajo la carga impuesta = $58,8/30000 = 1/510$, que es satisfactorio.

4.5 Cálculo de apoyos

Las cargas y momentos axiales se toman de la tabla 2.

Barras 1 a 4

	Axial máximaCargas	BM máximo
Permanente	- 33 kN (C)	86 kNm
Impuesta	- 55 kN (C)	142 kNm
Viento I	- 50 kN (C)	-146 kNm
Viento II	+ 55 kN (T)	-129 kNm

El esfuerzo axil negativo indica compresión

El esfuerzo axil positivo indica tracción

El momento flector negativo indica tracción en la cara interior del apoyo

Carga ponderada (acción de cálculo):

$$\begin{aligned} \text{Permanente} + \text{Impuesta} &= (1,35 \times 33) + (1,5 \times 55) \\ &= 127 \text{ kN (C)} \end{aligned}$$

Momento flector ponderado (momento flector de cálculo):

$$\begin{aligned} \text{Permanente} + \text{Impuesta} &= (1,35 \times 86) + (1,5 \times 142) \\ &= 329 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Carga ponderada: Permanente + Viento I

$$= (1,0 \times 33) - (1,5 \times 50) = 42 \text{ kN(T)}$$

Momento flector ponderado: Permanente + Viento I

$$= (1,0 \times 86) - (1,5 \times 146) = -133 \text{ kNm}$$

2.2.2.4
Tabla 1
(γ_f)

Referencias

De donde el peor efecto se debe a las cargas permanentes e impuestas.

Probemos IPE 450 Viga europea con alas de caras paralelas

$h = 450 \text{ mm}$ $b = 190 \text{ mm}$ $t_w = 9,4 \text{ mm}$ $t_f = 14,6 \text{ mm}$ $d = 378,8 \text{ mm}$

$d/t_w = 40,3$ $c/t_f = 6,5$

$A = 98,8 \text{ cm}^2$ $i_y = 18,5 \text{ cm}$ $i_z = 4,12 \text{ cm}$

$W_y = 1500 \text{ cm}^3$ $W_{p.y} = 1702 \text{ cm}^3$

Propiedades del Material

Clase S275 $t < 40 \text{ mm}$

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

Clasificación del perfil

Examinemos la resistencia del ala (tabla 5.3.1 - hoja 3) y del alma (tabla 5.3.1 - hoja 1).

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$c/t_f = 6,5 < 10 \varepsilon$ Luego el ala es de clase 1

Para el alma, que está a compresión axial y sollicitación de flexión, determinamos

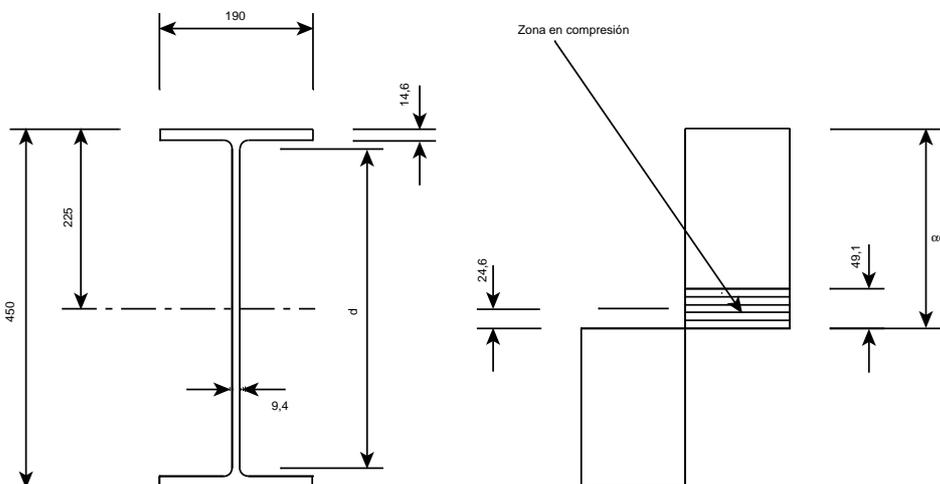


Tabla 3.1

5.3.3

Tabla 5.3.1
(Hoja 3)

Referencias

$$\text{Longitud del alma sometida a carga axial directa} = \frac{127 \times 10^3}{275 \times 9,4} = 49,1 \text{ mm}$$

$$\text{Luego la línea neutra plástica es } 49,1/2 = 24,6 \text{ mm desde } y-y$$

$$\begin{aligned} \alpha d &= 225 + 24,6 - (h-d)/2 \\ &= 225 + 24,6 - (450 - 378,8)/2 \\ &= 214 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\alpha = 214 / 378,8 = 0,56 > 0,5$$

Para $\alpha > 0,5$

$$\begin{aligned} \text{Comprobación } d/t_w &< 396\epsilon (13\alpha - 1) \\ &< 396 \times 0,92 / (13 \times 0,56 - 1) \\ &< 58 \\ 40,3 &< 58 \end{aligned}$$

Luego el alma es de clase 1

El perfil es globalmente de clase 1

En el cálculo se precisan los comprobaciones: resistencia de la sección transversal y pandeo global (la cizalladura es muy pequeña y, por tanto, se ignora).

Comprobación de la Resistencia de la Sección Transversal

$$M_{Sd} = 329 \text{ kNm} \quad N_{Sd} = 127 \text{ kN} \quad \text{5.4.8}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 275}{1,1 \times 10^3} = 425 \text{ kNm} \quad \text{5.4.5.1 y tabla 1}$$

$$N_{pl.Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = \frac{98,8 \times 275}{1,1 \times 10} = 2470 \text{ kN} \quad \text{5.4.4}$$

$$\begin{aligned} n &= N_{Sd} / N_{pl.Rd} \\ &= 127 / 2470 = 0,051 \quad \text{5.4.8.1(iv)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= (A - 2b t_f) / A \quad (\geq 0,5) \\ &= (98,8 \times 10^2 - 2 \times 190 \times 14,6) / (98,8 \times 10^2) \\ &= 0,438 \end{aligned}$$

$$M_{ny.Rd} = M_{pl.y.Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a)$$

$$= 425 (1 - 0,051)/(1 - 0,5 \times 0,438)$$
$$= 517 \text{ kNm}$$

Pero $M_{Ny,Rd}$ no puede ser mayor que $M_{p.y,Rd}$

$$\text{Por tanto } M_{Ny,Rd} = 425 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = 329 \text{ kNm}$$

Es decir, la resistencia de la sección transversal es adecuada

Verificación del Pandeo Global

Referencias

Referencias

Es necesario satisfacer

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

5.5

$$N_{Sd} = 127 \text{ kN} \quad M_{y,Sd} = 329 \text{ kNm}$$

5.5.4

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} \quad \text{pero } k_y \leq 1,5$$

y

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \quad \text{pero } \mu_y \leq 0,90$$

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda/\lambda_1) [\beta_A]^{0,5} \text{ donde}$$

$$\beta_A = 1,0 \quad \bar{\lambda}_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9 \times 0,924 = 86,8$$

5.5.1.2

La esbeltez λ en modo de pandeo requiere tener en cuenta λ_y y λ_z . En la dirección z el apoyo puede restringirse por medio de los carriles del chapa-do a 1,5 m c/c, 3 m c/c, etc.

5.5.1.2

En la dirección y el apoyo está articulado y mantenido en su posición en la base, pero no en la conexión 5.

La referencia al análisis del pórtico por ordenador (no proporcionada) indi-ca los movimientos horizontales y de rotación.

Las cifras indican un punto de inflexión entre las conexiones 3 y 4. Supongamos que se encuentra en la conexión 4, que está 4 m por encima de los cimientos. La longitud de pandeo correspondiente de una estructura articulada en el extremo sería de 8 m.

No obstante, si se considerara que el punto de inflexión se encuentra en el punto 5, la correspondiente longitud de pandeo sería de 11 m. Esto puede ser conservador, pero si hay dudas, es crucial buscar la seguridad, es decir, en este caso utilizar:

$$\text{Longitud de pandeo} = 2,0 L = 11 \text{ m}$$

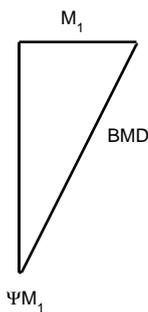
$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{11000}{185} = 60$$

$$\bar{\lambda}_y = (60/86,8) (1)^{0,5} = 0,69$$

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{3000}{41,2} = 72,8$$

$$\bar{\lambda}_z = (73/86,8) (1)^{0,5} = 0,84$$

Para β_{My} véase la figura 5.5.3 de Eurocódigo 4



$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \psi$$

donde $\psi = 0$

$$\beta_{My} = 1,8$$

$$\mu_y = 0,69 (2 \times 1,8 - 4) + \left(\frac{1702 - 1500}{1500} \right)$$

$$\mu_y = -0,141$$

5.5.4 (7)

Para el pandeo alrededor de y-y, utilizar la curva "a"

Para el pandeo alrededor de z-z, utilizar la curva "b"

Coefficientes de reducción χ :

para $\bar{\lambda}_y = 0,69$; $x_y = 0,852$

para $\bar{\lambda}_z = 0,84$; $x_z = 0,700$

$$\chi_{\min} = 0,700$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0,141) \times 127 \times 10}{0,852 \times 98,8 \times 275} \geq 1,5$$

$$k_y = 1,008 \leq 1,5$$

Luego
$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl} f_y / \gamma_{M1}}$$

$$\frac{127 \times 1,1 \times 10}{0,700 \times 98,8 \times 275} + \frac{1,008 \times 329 \times 1,1 \times 10^3}{1702 \times 275}$$

$$= 0,074 + 0,779$$

$$= 0,853 < 1,0$$

Tablas
5.5.2
5.5.3

Referencias

Las barras 1 a 4 satisfacen el pandeo.

Es necesario un embridado en la dirección z en ≤ 3 m c/c.

Comprobación de la Barra 5

Efectos máximos debidos a las cargas impuestas y permanentes:

$$\text{Carga ponderada} = (1,35 \times 24) + (1,5 \times 40) = 92,4 \text{ kN}$$

$$\text{Momento flector ponderado} = (1,35 \times 105) + (1,5 \times 174) = 403 \text{ kNm}$$

Comprobación de la Resistencia de la Sección Transversal

$$\begin{aligned} n &= N_{Sd} / N_{pl.Rd} \\ &= 92,4 / 2470 = 0,037 \end{aligned}$$

$$a = 0,438$$

$$\begin{aligned} M_{Ny.Rd} &= M_{pl.y.Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \\ &= 425 (1 - 0,037) / (1 - 0,5 \times 0,438) \\ &= 524 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Pero $M_{Ny.Rd}$ no puede ser mayor que $M_{pl.y.Rd}$

$$M_{Ny.Rd} = 425 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = 403 \text{ kNm}$$

Luego la resistencia de la sección transversal es adecuada.

Verificación del Pandeo Global

$$\beta_A = 1,0 \quad \lambda_1 = 86,8$$

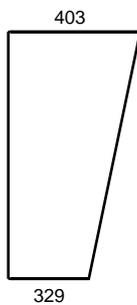
$$\lambda_y = \frac{1200}{185} = 6,5$$

$$\lambda_z = \frac{1200}{41,2} = 29,2$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{6,5}{86,8} \times 1 = 0,075$$

Tabla 2

$$\bar{\lambda}_z = \frac{29,2}{86,8} \times 1 = 0,336$$



$$\psi = \frac{329}{403} = 0,816$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 (0,816)$$

$$= 1,23$$

$$\chi_y = 1,0$$

$$\chi_z = 0,951$$

$$\mu_y = 0,075 (2 \times 1,23 - 4) + \left(\frac{1702 - 1500}{1500} \right)$$

$$\mu_y = +0,018$$

$$k_y = 1 - 1 - \frac{0,018 \times 92,4 \times 10}{1,0 \times 98,9 \times 275}$$

$$k_y = 0,998$$

Entonces

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl} f_y / \gamma_{M1}}$$

$$\frac{92,4}{0,951 \times 2470} + \frac{0,998 \times 403}{425}$$

$$= 0,039 + 0,946$$

$$= 0,985 < 1$$

Se satisface el pandeo global.

Tablas
5.5.2
5.5.3

4.2.2 (4)

Referencias

Comprobación de la Flecha Horizontal
La flecha limitadora es $h/300$

	Flecha en Conexión 4 mm	Flecha en Conexión 39 mm
Permanente	-5,0	+ 1,5
impuesta	-8,2	+ 2,5
Viento I	+11,9	+3,5
Viento II	+7,3	+3,4

Flecha máxima debida a las cargas permanentes e impuestas en la conexión 4

$$= 5,0 + 8,2 = 13,2 \text{ mm} \approx 13,2/4000$$

$$= \frac{1}{303} \text{ es decir } < \frac{1}{300}$$

Flecha máxima en los aleros, conexión 39, debida a cargas permanentes, impuestas y de viento

$$= 1,5 + 2,5 + 3,5 = 7,5$$

$$7,5/6700 = \frac{1}{893} \text{ es decir } < \frac{1}{300}$$

El perfil seleccionado satisface todos los criterios de cálculo. La ecuación de interacción de las cargas axiales y la flexión muestra claramente que el principal criterio de cálculo será la flexión. Ello justifica la utilización de un perfil de viga.

4.6 Estructura metálica de las crujías terminales

Hay varios métodos alternativos para proyectar la estructura metálica de las crujías finales. Los apoyos pueden considerarse articulados o empotrados en la base. Normalmente se calculan como articulados en la parte superior, manteniéndose en su posición por medio del cabio del extremo o por "arriostramiento de pared" o de la cubierta, o las correas. En consecuencia, los apoyos se calculan como elementos en voladizo apuntalados o vigas sobre dos apoyos. Las figuras 9 y 10 muestran disposiciones de arriostramiento habituales. Debe advertirse que los puntales de la cabeza de los apoyos no son totalmente rígidos. El arriostramiento de pared o de la cubierta pueden ser simples barras diagonales o diagonales cruzadas. En las primeras, las barras deben calcularse para transmitir la tracción y la compresión directas (normalmente debidas a la carga de viento). Con arriostramiento cruzado, las barras a compresión se ignoran y se supone que las barras a tracción transmiten toda la carga (a los cimientos en el caso del arriostramiento de pared y a la cubierta en el caso de arriostramiento de cubierta). EN EL CASO SIGUIENTE SE UTILIZA UN ARRIOSTRAMIENTO SIMPLE. Es necesario comprobar las correas con respecto a la carga axial adicional, dado que son ellas las que proporcionan la reacción de apuntalamiento.

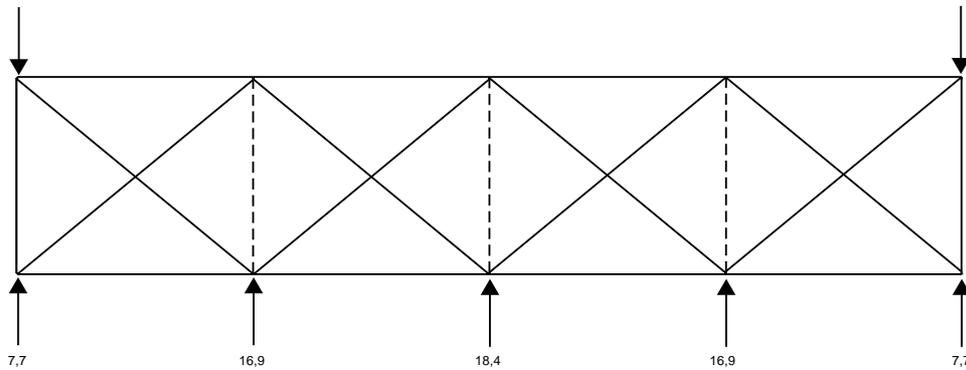


Figura 9 Uso del arriostramiento cruzado

4.6.1 Cabios de la crujía terminal

Los cabios de la crujía terminal se apoyan libremente en un tramo de 7,52 m entre apoyos. Se mantienen en su lugar y están cargados por las correas situadas a 1,88 m entre ejes. Las cargas son permanentes, impuestas y de viento (elevación) sobre la cubierta, junto con alguna carga vertical del chapado del extremo.

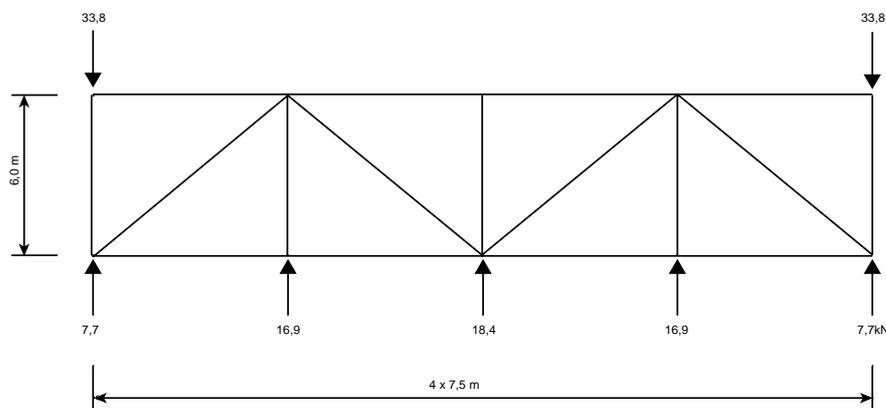


Figura 10 Uso de un arriostramiento simple (o a tensión)

Referencias

Cargas (véase 3.7)

Carga/correa

Permanente $4,13/2 = 2,07$ kN

Impuesta $6,87/2 = 3,44$ kN

Viento (elevación) $7,4/2 = 3,70$ kN

Recubrimiento vertical, digamos $0,2 \times 1,88 \times 1,5/2 = 0,3$ kN

Carga descendente máxima de cálculo (W) = $1,35 (2,07 + 0,3) + 1,5 (3,44) = 8,4$ kN

Luego la reacción = $8,4 \times 2 = 16,8$ kN

Carga máxima ascendente de cálculo = $1,0 (2,37) - 1,5 (3,7) = 3,2$ kN

Momentos flectores máximos de cálculo en C debidos a "W" = $1,5W \times 3,76 - W \times 1,88 = 3,76 W$.

Momento flector máximo de cálculo = $3,76 \times 8,4 = 31,6$ kNm.

Tolerancia para el peso propio, de cálculo 34 kNm.

El cabio debe calcularse como una viga restringida en los puntos de las correas.

Probemos IPE 200

h = 200 mm	A = 28,5 cm ²
b = 100 mm	i _y = 8,26 cm
t _w = 5,6 mm	i _z = 2,24 cm
t _f = 8,5 mm	r = 12 mm
W _y = 194 cm ³	W _{pl.y} = 221 cm ³
W _z = 28,5 cm ³	W _{pl.z} = 44,6 cm ³
f _y = 275 N/mm ²	ε = 0,92

Clasificación del perfil:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5,6} = 28,4 < 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_f} = \frac{100}{8,5} = 11,8 < 72\varepsilon$$

El perfil es de clase 1

Resistencia de la sección transversal a flexión

5.3.2

Tabla 5.3.1

5.4.5

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

$$= \frac{221 \times 10^3 \times 275}{1,1 \times 10^6} = 55,3 \text{ kNm}$$

$$M_{c.Rd} < M_{Sd} (= 34 \text{ kNm})$$

Resistencia de la sección transversal a cortadura

5.4.6

$$V_{pl.Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

$$= 2850 - 2 \times 100 \times 8,5 + (5,6 + 2 \times 12) \times 8,5$$

$$= 2850 - 1700 + 251,6 = 1402 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 1402 \times (275 / \sqrt{3}) / 1,1$$

$$= 202 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} > V_{Sd} (= 16,8 \text{ kN})$$

Comprobación de la flecha:

Supongamos una carga impuesta total de 3,44 kN que actúa como carga puntual centrada. Entonces la flecha central es $WL^3/48EI$. Incluso si las cargas se consideran como una sola carga puntual central, tenemos que la flecha no es significativa.

Utilicemos IPE 200 para el cabio de la crujía terminal

4.6.2 Apoyos de la pared del testero

Estos apoyos aguantan los cables y carriles de la crujía terminal. Por tanto, soportan cargas verticales y de viento, tal como se ve en la figura 11.

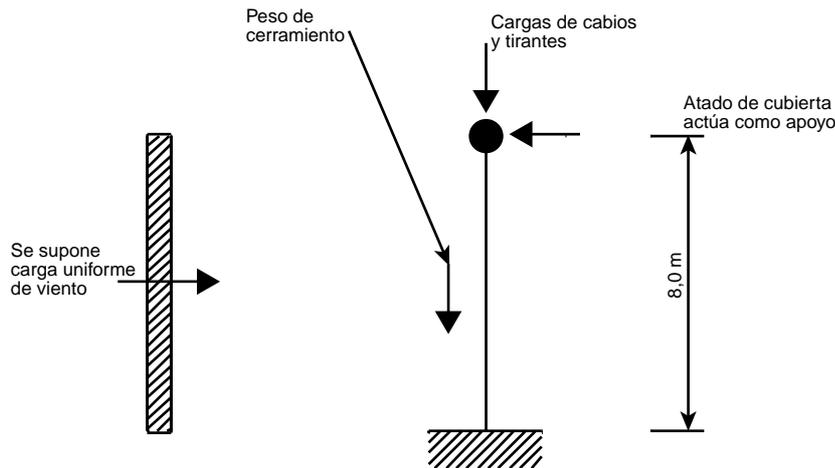


Figura 11 Cargas sobre los soportes de la pared del testero

Supongamos que los apoyos están empotrados en la base y articulados en la cima y que, por tanto, se han calculado como un elemento en voladizo apuntalado. El apoyo central tiene unos 8 m de altura.

Reacciones a las cargas de cálculo permanentes e impuestas = $2 \times 16,8 = 33,6$ kN.

Peso propio del chapado = $0,2$ kN/m².

Peso de los carriles = $0,2$ kN/m (Nº 5 de 7,5 m de longitud).

Peso total del chapado y los carriles = $(0,2 \times 7,5 \times 8) + (0,2 \times 5 \times 7,5) = 19,5$ kN.

Carga vertical de cálculo = $33,6 + (1,35 \times 19,5)$
 = 60 kN, tomemos 65 kN con la tolerancia por el peso propio.

Carga de viento (véase 3.3)

En el extremo del edificio, coeficiente de presión = $(C_{pe} \ C_{pi}) = 1,0$.

En un proyecto conservador suponemos que la carga de viento sobre toda la altura del cable es de $0,582$ kN/m².

La carga de cálculo total debida al viento = $1,5 \times 1,0 \times 0,582 \times 8 \times 7,5 = 52,4$ kN.

El momento flector máximo en un elemento en voladizo apuntalado se produce en la base y es igual a $WL/8$. Momento flector máximo debido al viento = $52,4 \times 8/8 = 52,4$ kNm.

Ignorando la elevación del viento, proyectamos el apoyo del cabio para una carga vertical de 65 kN y un momento flector de 52,4 kNm. Debe advertirse que la flexión es la acción aplicada que controla el cálculo.

La reacción en el extremo articulado de un elemento en voladizo apuntalado es

$$\frac{3}{8} W = \frac{3}{8} \times 52,4 = 19,7 \text{ kN}$$

Esta carga es la carga transmitida al arriostramiento para el viento (cubierta).

Considerando los efectos del pandeo:

$$L_{ey} = 0,85L = 0,85 \times 8 = 6,8 \text{ m} \quad L_{ez} = 0,85 \times 8 = 6,8 \text{ m.}$$

Usamos IPE 300 (EB) para los soportes de la pared del testero

4.7 Arriostramiento

4.7.1 Arriostramiento de la cubierta (En ambos extremos del edificio) - Figuras 9 y 10

La carga de viento en el extremo superior del apoyo central = 19,7 kN. En la cima de los apoyos intermedios = $19,7 \times 7,35/8 = 18,1$ kN (es decir, proporcional a la altura del soporte).

En la cima de los apoyos de los extremos = $19,7 \times 6,7/(8 \times 2) = 8,2$ kN.

Si se utiliza un arriostramiento en cruz de San Andrés, se supone que las barras a tracción asumen toda la carga. Por sencillez de construcción se utiliza un arriostramiento simple, figura 10.

La tracción máxima se produce en la barra (a) = $(36,2 - 8,2) \times 9,6/6 = 45$ kN.

Dado que se utiliza un arriostramiento simple, la barra se calcula para fuerzas de compresión, dado que la carga es menor ya que sólo es necesario dimensionar para los coeficientes de presión de succión ($C_{pe} - C_{pc}$) = $(-0,6 - (+0,2)) = -0,8$ en lugar de 1,0.

Carga de cálculo = $0,8 \times 45 = 36$ kN.

Referencias

Nota: para satisfacer este criterio basta con un perfil relativamente esbelto. Es importante que las flechas de la barra bajo el peso propio se comprueben para evaluar si desequilibran la resistencia al pandeo de la barra.

Usemos 114,3 × 5 perfil hueco circular para el arriostrado de la cubierta

Sería necesario comprobar con el fabricante el efecto de la carga axial más la flexión en las correas de la nave del extremo, dado que normalmente su documentación no tiene en cuenta las cargas axial y de flexión combinadas. También debe advertirse que normalmente las tablas de carga enumeradas por los fabricantes para sus perfiles laminados en frío se obtuvieron mediante ensayos. Una posibilidad es utilizar un perfil más grueso sólo para las naves de los extremos.

4.7.2 Arriostamiento de las paredes del testero (en ambos extremos del edificio) (figura 12)

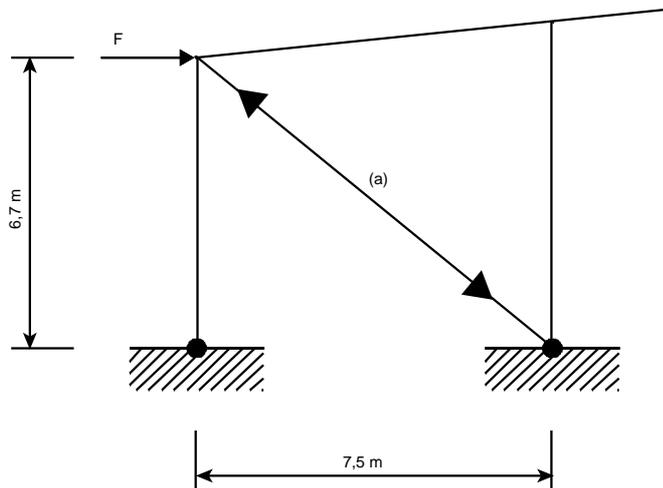


Figura 12 Arriostamiento de las paredes del testero

La barra (a) tiene 10,1 m de longitud y ha de resistir una cara del viento (F) de unos

$$F = Q (C_{pe} - C_{pi}) q A/2$$

donde

$$C_{pe} - C_{pi} = 1,0$$

$$q = 0,582 \text{ kN/m}^2 \text{ (véase la tabla 1)}$$

$$A = 3 \times 6,7 = 20,1 \text{ m}^2.$$

$$F = (1,5 \times 1,0 \times 0,582 \times 20,1)/2 = 8,8 \text{ kN}$$

$$\text{Fuerza sobre la barra (a)} \approx 8,8 \times 10,1/7,5 = 11,9 \text{ kN.}$$

Usamos 139,7 × 5 perfil hueco circular para el arriostamiento de las paredes del testero

4.7.3 Arriostamiento longitudinal de la pared lateral (en ambos extremos del edificio) (figura 13)

La barra (b) tiene 9 m. La fuerza del viento al nivel de los aleros es de 36,2 kN (figura 8). Luego la fuerza sobre (b) = 9/6 × 36,2 = 54,3 kN.

Usamos 114,3 × 5 perfil hueco circular

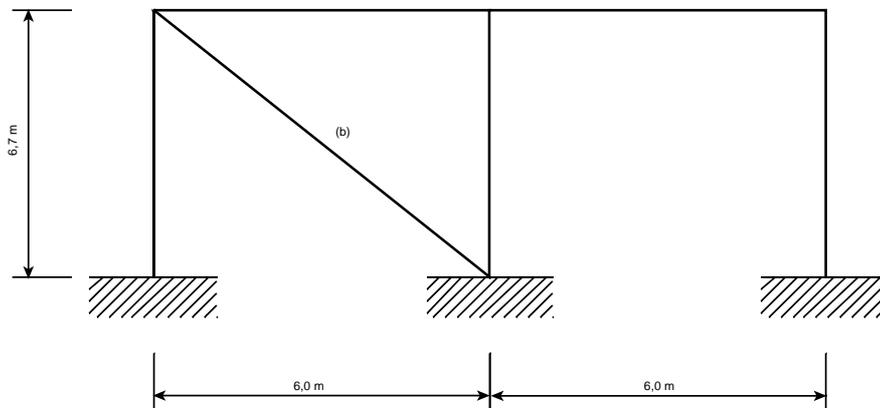


Figura 13 Arriostamiento longitudinal de la pared lateral

4.8 Base del Apoyo

La suposición básica en el análisis de pórticos era que la conexión en la base del apoyo debía ser articulada. La conexión ha de ser capaz de transmitir compresión axil, cortadura y elevación. Se utiliza como placa de base una simple chapa soldada al apoyo, tal como se muestra en la figura 14.

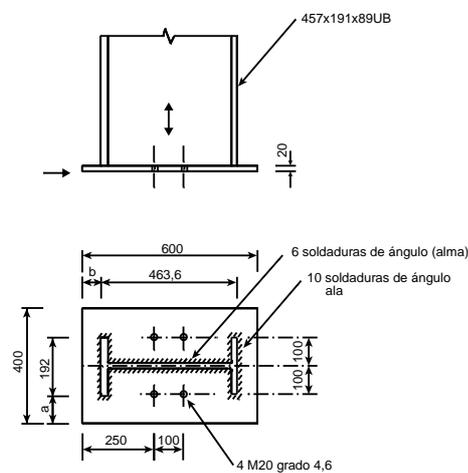


Figura 14 Detalles de la Placa de base

Para satisfacer los requisitos de seguridad actuales, es necesario incluir cuatro tornillos para garantizar la estabilidad de los apoyos durante el montaje. Estos cuatro tornillos pueden colocarse cerca unos de otros alrededor del eje YY, tal como se muestra en la figura 14. Mantener los tornillos cercanos al eje del apoyo garantiza que se mantiene al mínimo cualquier efecto del momento de empotramiento.

Cargas (tabla 2)	Cargas Sin Ponderar (kN)	Referencias
Carga permanente vertical máxima	= 33	
Carga impuesta vertical máxima	= 55	
Elevación del viento máxima	= 55	
Cortadura combinada con las cargas (análisis por ordenador)		
Permanente	= 19 kN	
Impuesta	= 32 kN	
Viento, con la elevación máxima	= 26 kN	
Cargas verticales de cálculo		
Debidas a permanentes + impuestas		
$= (1,35 \times 33) + (1,5 \times 55)$	= 127 kN	
Debidas a permanentes + viento		
$= (1,0 \times 33) - (1,5 \times 55)$	= 50 kN, elevación	
Cargas de cortadura de cálculo debidas a permanentes e impuestas		
$= (1,35 \times 19) + (1,5 \times 33)$	= 75 kN	
Cargas de cortadura de cálculo debidas a permanentes y viento		
$= (1,35 \times 19) + (1,5 \times 26)$	= 65 kN	
Placa de base para los apoyos principales 600 × 400 × 20 mm		

4.8.1 Pernos de sujeción (cuatro)

Estos pernos se calculan para resistir la tracción debida a la elevación y la cortadura subsecuente.

Por tanto usaremos cuatro tornillos de sujeción M20 de Grado 4,6

4.8.2 Soldaduras

Es recomendable colocar alrededor de todo el perímetro de la viga en I un cordón de soldadura en ángulo para evitar la formación de cavidades de corrosión entre el apoyo y la placa de base. Por razones prácticas se sugiere que la soldadura sea al menos de 6 mm.

Usaremos soldaduras en ángulo de 6 mm en el alma y de 10 mm en las alas

5. CIMIENTOS

Los cimientos deben poder transmitir las cargas verticales y horizontales al suelo y resistir la elevación.

Compresión vertical máxima = 127 kN

Elevación 50 kN (ambas ponderadas).

Para evitar la elevación cada losa de los cimientos debe pesar 50 kN como mínimo. Con hormigón de 24 kN/m^3 el volumen necesario será $= 2,08 \text{ m}^3$. Una base de 0,9 m de profundidad y $1,5 \text{ m}^2$ es adecuada, siempre que el suelo ofrezca una resistencia de apoyo de $127/(1,5 \times 1,5) = 56,4 \text{ kN/m}^2$.

También debe comprobarse la capacidad de los cimientos para resistir vuelcos y proporcionar resistencia al deslizamiento por cortaduras horizontales.

Usaremos unos cimientos de hormigón de Grado 20, de $1,5 \text{ m}^2 \times$ y 0,9 m de profundidad

6. PLAN DE CONJUNTO FINAL DEL PÓRTICO

En las figuras 2 y 10 se muestra el plan de conjunto de la estructura metálica del edificio.

Finalmente debe realizarse una comprobación del peso propio de la viga comparando el estimado con el real. El proyectista puede haber de decidir si es necesario un nuevo análisis.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

**Lección 16.2: Análisis de Pórticos:
Introducción y Análisis Elástico**

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los principios básicos del diseño de pórticos por medio del análisis elástico. El ámbito incluye los pórticos con perfiles de sección variable. La lección se ilustra con un ejemplo de proyecto.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

- Lecciones 3.3: Propiedades Mecánicas de los Aceros
- Lección 3.4: Calidades y Tipos de Acero
- Lección 4.1: Fabricación General de Estructuras de Acero
- Lección 8: Estabilidad Aplicada
- Lección 9.2: Clasificación de las Secciones Transversales
- Lección 9.3: Pandeo Local
- Lecciones 9.9: Vigas No Arriostradas
- Lecciones 12: Construcción mixta
- Lección 13.1.1: Uniones en Edificación

Lecciones 13.4: Análisis de Uniones

LECCIONES AFINES

- Lección 13.6: Uniones de momento para Pórticos Continuos
- Lecciones 16.1: Edificios de Una Sola Planta

RESUMEN

Introducción; ventajas económicas de utilizar pórticos con perfiles de sección variable de viga I con almas ligeras y alas de Clase 2 o 3; resumen de métodos de construcción con referencias cruzadas a las lecciones de construcción.

Métodos de cálculo de pórticos uniformes y con perfiles de sección variable; necesidad de tener en cuenta los cerramientos con momentos flectores y condiciones de elevación asimétricas. Métodos de evaluación de la resistencia de las secciones transversales. Almas ligeras bajo flexión, cortante y compresión combinadas.

Cálculo de uniones: requisitos de la estructura secundaria, incluido el arriostramiento.

1. INTRODUCCIÓN

Los pórticos son estructuras de una sola planta y una o varias naves con la cubierta inclinada o plana (figura 1). En esta lección se presentan el análisis y cálculo elásticos de pórticos considerando principalmente el caso de una sola nave y cubierta inclinada, el más habitual en la práctica.

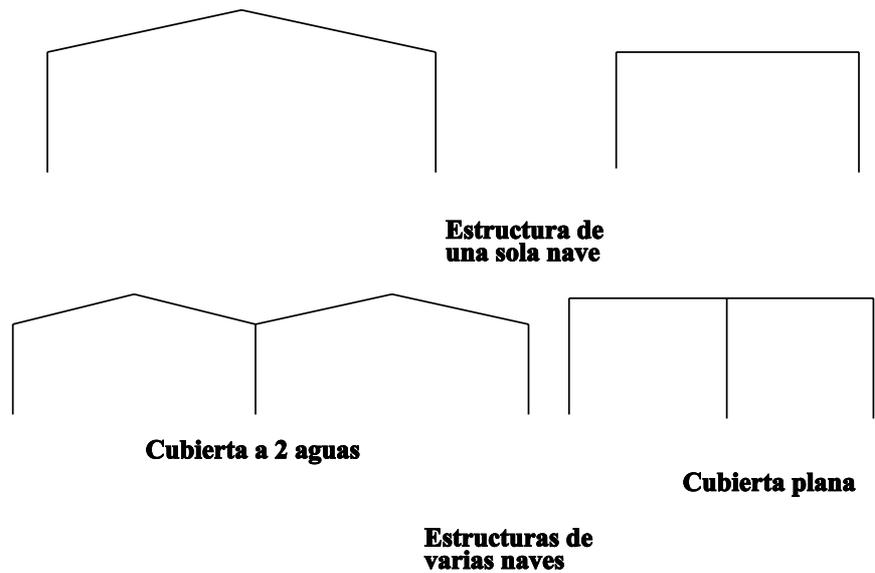


Figura 1 Tipos de pórticos

La siguiente lección presenta el cálculo de pórticos mediante el análisis plástico. El análisis plástico conseguirá la mayor economía cuando la estructura esté formada por perfiles laminados de Clase 1 y el cálculo venga determinado por la resistencia. Tal como se muestra en la figura 2a, se utiliza la redistribución plástica para aprovechar al máximo la resistencia de la estructura.

No obstante, hay situaciones en las que no puede utilizarse el análisis plástico:

- i. La estructura está formada por perfiles de Clase 1 pero el cálculo viene determinado por la rigidez (flechas).
- ii. La estructura incluye perfiles de Clase 2 o superior.

Si se utilizan perfiles prismáticos, p. ej. perfiles laminados, la distribución elástica de los momentos es tal que la estructura es relativamente ineficaz, tal como se muestra en la figura 2b. Debe escogerse un perfil de viga que satisfaga el momento gobernante en los hombros; al alejarse de los mismos, las tensiones en la viga son bajas.

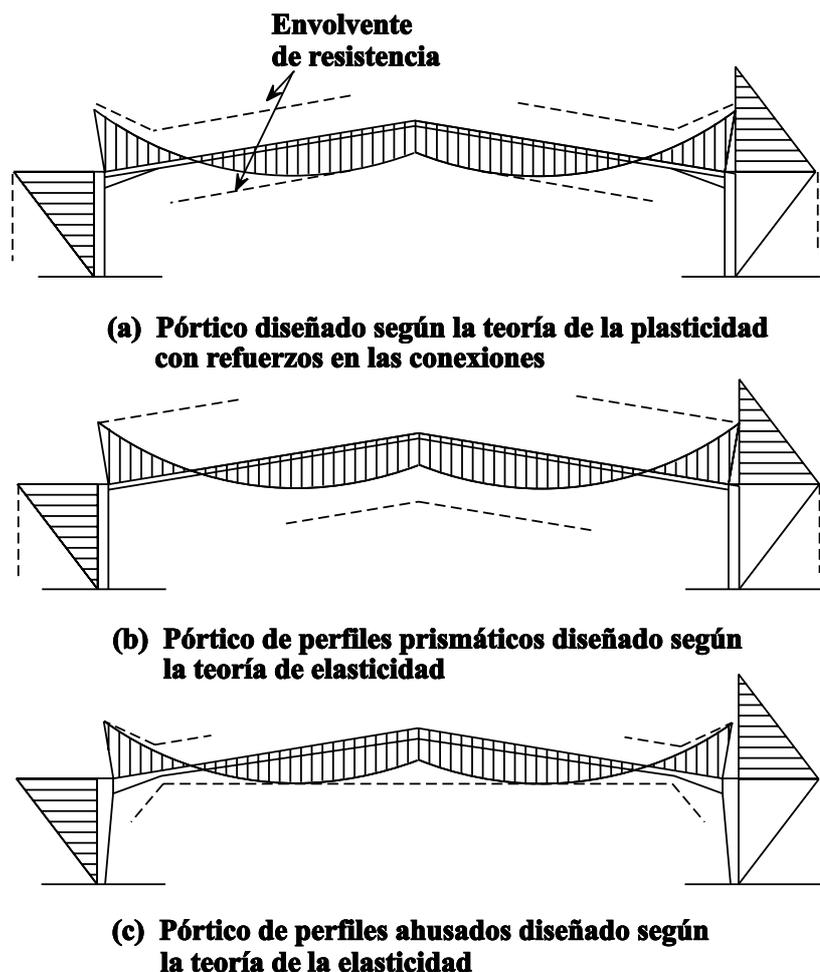


Figura 2 Diagramas de momentos para pórticos

La mejor economía de materiales de una estructura calculada elásticamente se consigue utilizando perfiles soldados de alma decreciente. Tal como se muestra en la figura 2c, la altura del perfil puede ajustarse para cubrir el momento flector, y las tensiones son altas en toda la estructura. En la figura 3 se muestra un plan de conjunto de un sistema estructural de este tipo [1].

Una vez aceptado el concepto de utilizar barras no prismáticas, el proyectista tiene la libertad de escoger los siguientes parámetros geométricos independientes:

- canto
- forma de la barra, es decir, variación del canto en distintos puntos de la barra
- anchura y espesor del ala superior (probablemente variable en distintos puntos de la estructura)
- anchura y espesor del ala inferior (probablemente variable en distintos puntos de la estructura)

- espesor del alma (probablemente variable en distintos puntos de la estructura)

Para determinar estos parámetros debe utilizarse alguna forma de idealización que tenga en cuenta los embridados reales. En la práctica se ha observado que la mayor economía suele obtenerse con:

Alas de Clase 2 o 3

Almas de Clase 3 o 4 con una relación máxima entre altura de ala (d) y espesor (t) de 200 y sin ninguna rigidización.

Con estas restricciones se pueden conseguir grandes ahorros en comparación con el diseño plástico, tal como se muestra en la figura 4.

Naturalmente, minimizar el peso no significa necesariamente minimizar el coste. En este caso, la economía general de la construcción sólo se conseguirá si se acude a la fabricación automática. Posteriormente, en esta misma lección, se resumen los últimos desarrollos en este campo.

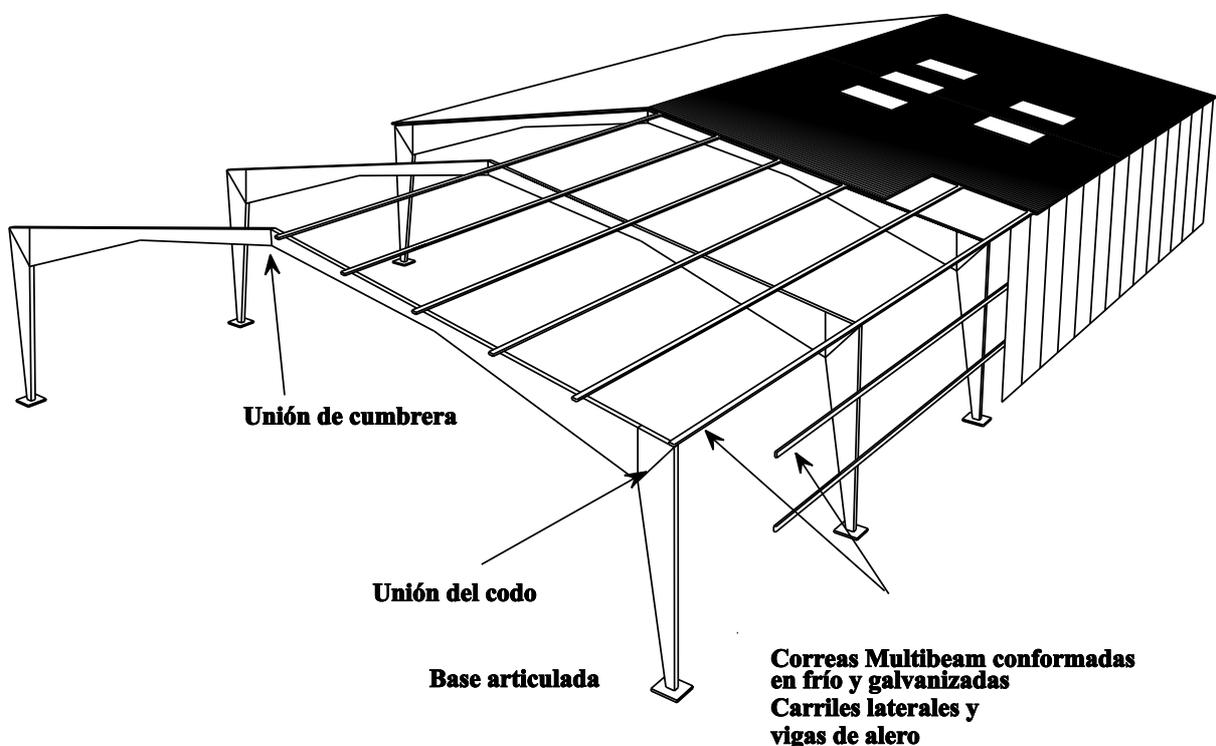


Figura 3 Perspectiva de una nave de pórticos de perfiles ahusados

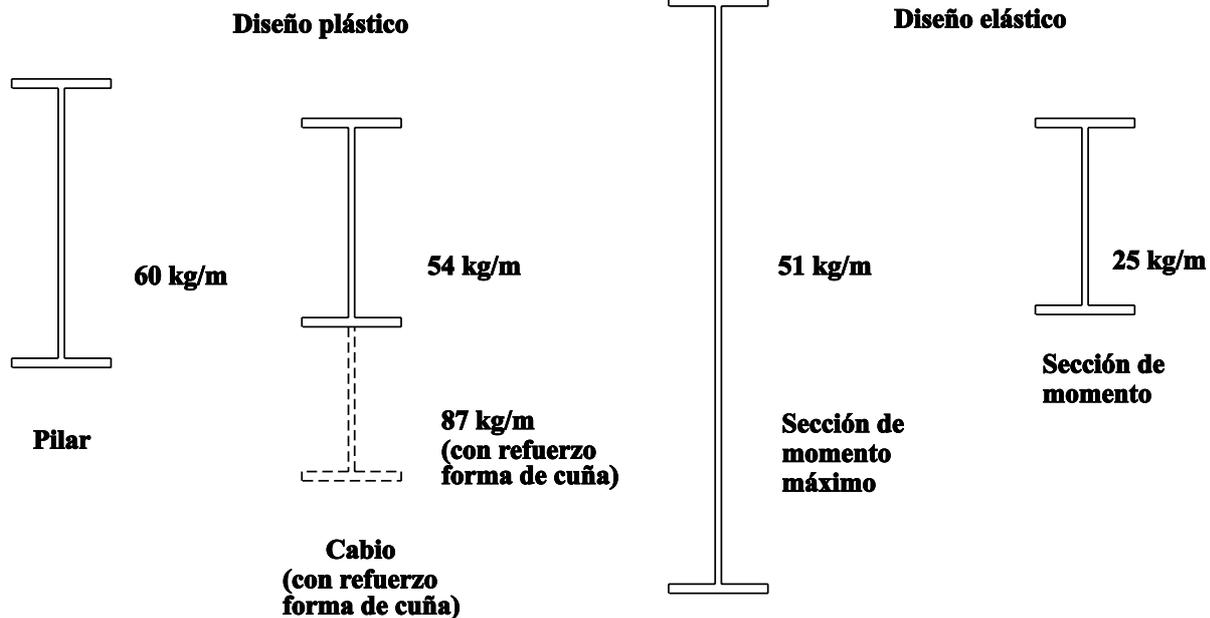


Figura 4 Comparación de secciones transversales para pórticos

El comportamiento de las secciones con elementos ligeros es, por definición, más complejo que el de los perfiles compactos de Clase 1, debido a las abolladuras y la distorsión de las secciones transversales. Son necesarios procedimientos especiales de cálculo y se ha de prestar más atención a estabilizar la estructura con el apropiado arriostramiento de la estructura secundaria. Estos temas se tratan posteriormente en la lección. La complejidad de estas comprobaciones de resistencia y la mayor complejidad del análisis hacen necesaria la adopción del cálculo asistido por ordenador.

Así, antes de plantearse los pórticos con perfiles de sección variable, es necesaria una importante inversión tanto en fabricación automática como en cálculo asistido por ordenador. Hecha esta inversión, la utilización de pórticos

con perfiles de sección variable soldados presenta importantes ventajas respecto a los pórticos de perfiles laminados:

- Permiten conseguir notables ahorros de peso y coste.
- Son intrínsecamente más rígidos gracias a que los perfiles soldados optimizados son considerablemente más altos que los perfiles laminados de la misma resistencia.
- La fabricación y el diseño automáticos pueden integrarse fácilmente en un sistema de fabricación totalmente computarizado, con muy rápida y precisa estimación de costes, control de existencias y reducción de sobrantes computarizados, planos computarizados y equipos controlados por ordenador.

2. ANÁLISIS ELÁSTICO DE PÓRTICOS

El análisis elástico de pórticos con perfiles prismáticos puede realizarse con facilidad por ordenador. También se utilizan métodos manuales y gráficos [2,3].

El análisis de los pórticos con perfiles de sección variable es algo más complejo. La varia-

ción de la rigidez en distintos puntos de la estructura hiperestática influye en la distribución de los momentos y las fuerzas axiales y de cortantes asociadas. Existen procedimientos para el análisis manual [4], pero en la práctica suele hacerse por ordenador. La figura 5 muestra un modelo analítico habitual; las vigas y soportes se dividen en elementos a cortante; cada elemento se considera como una barra prismática y se le asignan las propiedades promedio en toda su longitud. El

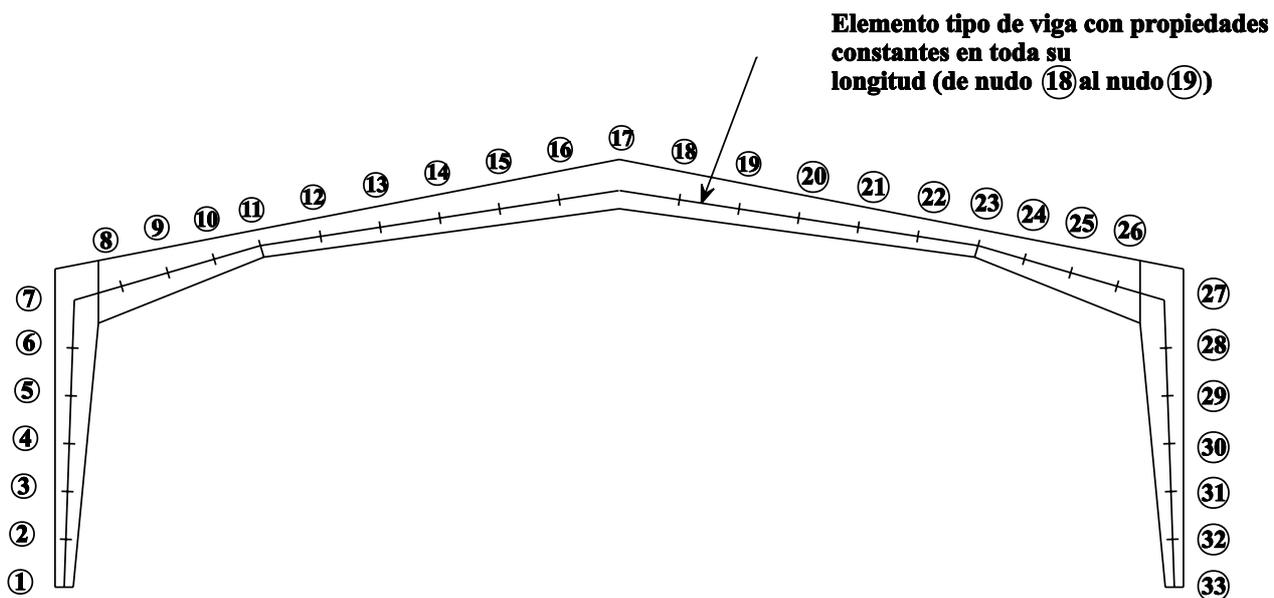


Figura 5 Modelo analítico para un pórtico de perfiles ahusados

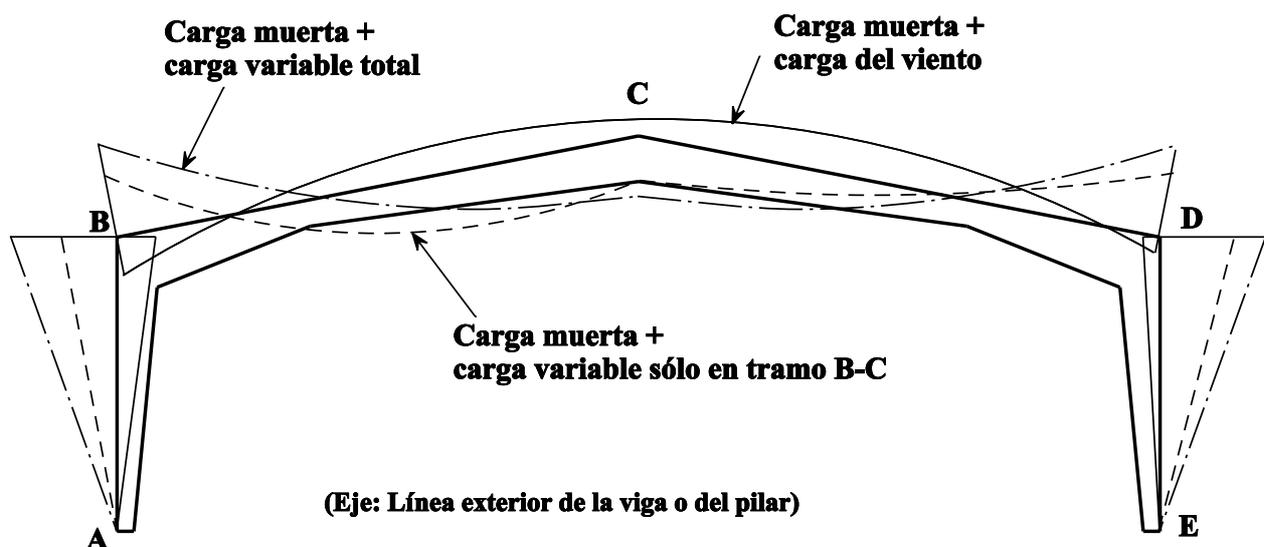


Figura 6 Diagrama de momentos flectores

análisis proporciona toda la distribución de momentos, cortantes y axiles de cada elemento.

En los perfiles de sección variable, la economía obliga a reducir localmente la altura del perfil, y por tanto su resistencia, en cualquier punto donde sea posible. Por ejemplo, el punto 11 de la figura 5 es un punto de inflexión bajo cargas verticales simétricas. Estas zonas de resistencia reducida no existen en las estructuras con barras de sección constante y, por tanto, los proyectistas no están acostumbrados a pensar en el diagrama completo de los momentos flectores de tales estructuras. La figura 6 muestra los diagramas de momentos flectores presentes en una estructura a dos aguas normal. Queda claro que, cerca de las zonas de altura mínima, el cálculo puede venir dirigido por cargas de configuración y otras no simétricas.

2.1 Estados Límite de Servicio

Bajo las combinaciones de acciones a considerar para establecer los estados límite de servicio, el Eurocódigo 3 [5] recomienda que las flechas de los pórticos no excedan los siguientes valores:

- Flechas horizontales en la parte superior de los soportes
 - pórticos sin viga-carril: $k/150$
 - otros edificios de una sola planta: $k/300$
 (donde k es la altura del soporte)
- Flechas verticales totales de las vigas: $L/200$
(donde L es la luz de la viga)

Normalmente, en los pórticos con cubierta inclinada, el criterio de flecha de las vigas no es crucial.

Todas las cubiertas con una inclinación menor del 5% deben comprobarse para garantizar que el agua no puede embalsarse. En esta comprobación debe dejarse un margen para posibles imprecisiones de construcción y para el asiento de los cimientos, flechas de los materiales de cobertura, flechas de los elementos de construcción y efectos del precurvado, si lo hay.

Si la inclinación del techo es menor del 3%, deben realizarse cálculos adicionales para comprobar que no puede producirse un colapso debido al peso del agua embalsada en los charcos que pueden formarse debido a la flecha de los elementos de construcción y el material de la cubierta o por la nieve retenida.

2.2 Imperfecciones

En el cálculo de estado límite último, en el análisis global de la estructura, deben preverse los efectos de las imperfecciones de la estructura por medio de una imperfección geométrica equivalente en forma de inclinación inicial (figura 7a) determinado a partir de:

$$\Phi = \{0,5 + 1/n_c\}^{0,5} = 1/200 \text{ donde } n_c \text{ es el número de soportes para pórticos de una sola nave}$$

En la práctica, es más cómodo, y está aceptado en el Eurocódigo 3 [5], sustituir la inclinación inicial por un sistema de fuerzas horizontales

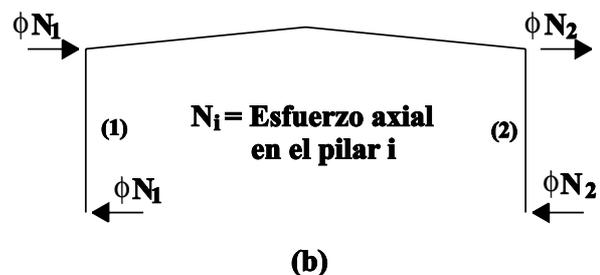
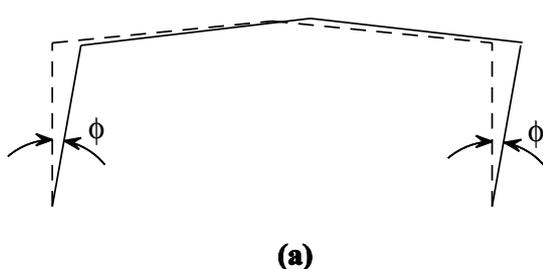


Figura 7 Imperfecciones de pórticos

tales equivalentes, tal como se muestra en la figura 7b.

Las imperfecciones de las barras se tienen en consideración al realizar el análisis global de la estructura, incorporando la curvatura adecuada en los soportes, tal como se muestra en la figura 8. El valor $e_{o,d}$ del arqueado depende del tipo y la dimensión del perfil del soporte y está indicado en el Eurocódigo 3 [5].

Las imperfecciones de las barras pueden no considerarse en el análisis global de la estructura si $\bar{\lambda} < 0,5 \{A_{fy} / N_{sd}\}^{0,5}$

donde:

N_{sd} es el valor de cálculo del esfuerzo de compresión

$\bar{\lambda}$ es la esbeltez dimensional en el plano, calculada utilizando una longitud de pandeo igual a la longitud de la barra.

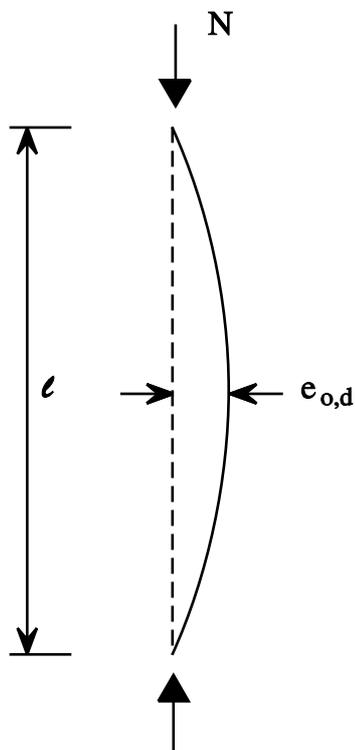


Figura 8 Imperfecciones de arqueado

2.3 Análisis Global de Segundo Orden

El análisis global de segundo orden, que incluye las imperfecciones de la estructura y de las barras es el método más exacto y adecuado para pórticos con barras de sección variable. Algunos programas de ordenador existentes:

- Calculan las propiedades del perfil en la mitad de cada elemento de viga y soporte. Conocidos los valores extremos del alma y las dimensiones del ala y el número de elementos de igual longitud de las vigas y los pilares a utilizar.
- Calculan la posición de cada nodo cuando se conocen la inclinación en la parte superior de los soportes y el arqueado en la mitad de los mismos.
- Ejecutan un análisis elástico de segundo orden de la estructura plana.

Después de obtener los resultados del cálculo por ordenador, no es necesario un cálculo manual adicional de la longitud de pandeo ni del pandeo en el plano de las barras. Las únicas comprobaciones necesarias son:

- Los valores de las tensiones en las barras, que no deben exceder la tensión de fluencia f_y ;
- El pandeo fuera del plano de los soportes, excepto si hay paredes, carriles o revestimientos que los impidan;
- El pandeo lateral por torsión de las barras.

Si la estructura incluye secciones de Clase 4, debe determinarse la sección transversal efectiva reducida. Si las secciones son de Clase 1, 2 o 3, no es necesario.

Dado que el análisis de segundo orden no es lineal, los cálculos compuestos deben realizarse para todas las combinaciones de carga. No hay posibilidad de superponer los efectos de cargas elementales.

2.4 Análisis Global de Primer Orden

También pueden aplicarse los llamados “métodos de cálculo simplificados”, pero presentan varias desventajas:

- Precisan más cálculos manuales
- Son menos precisos: necesitan aproximaciones
- Se encuentran en la banda de seguridad en comparación con los métodos de segundo orden, por lo que no son económicos dado que se tiene en cuenta el peso del acero.

En estos “métodos simplificados”, se realiza un análisis elástico global de primer orden por medio de cálculos computarizados (o a mano, pero sólo para pórticos de barras de sección constante y una sola nave) teniendo en cuenta las imperfecciones de la estructura (normalmente fuerzas horizontales).

Dado que los pórticos de una sola nave no son muy rígidos, normalmente han de ser clasificados como estructuras traslacionales. En la mayoría de estados de carga esta situación se produce si:

$$V_{cr} < 10 V_{sd}$$

donde V_{sd} es el valor de cálculo de la carga vertical total

V_{cr} es el valor elástico crítico de agotamiento en modo traslacional.

Después de realizar el análisis global de primer orden, Eurocódigo 3 incluye dos posibilidades de cálculos manuales complementarios:

Primera posibilidad - Método de “amplificación de momentos”

1. Aumentar los momentos de las fuerzas horizontales multiplicándolos por el coeficiente $1/(1 - V_{sd} / V_{cr})$.
2. Calcular las longitudes de pandeo en el plano de las barras en el modo intraslacional de pandeo.
3. Comprobar la resistencia al pandeo en el plano de las barras por medio de las fórmulas adecuadas, indicadas en el Eurocódigo 3.

Segunda Posibilidad - Método de las “longitudes de pandeo en modo traslacional”

1. Aumentar los momentos de las fuerzas horizontales sobre las vigas y las uniones entre vigas y pilares, multiplicándolos por 1,2.
2. Calcular las longitudes de pandeo en el plano de las barras suponiendo el modo traslacional.
3. Comprobar la resistencia al pandeo en el plano de las barras por medio de las fórmulas de pandeo adecuadas, indicadas en el Eurocódigo 3 [5].

Las fórmulas que deben aplicarse a los puntos 2 y 3 (longitudes de pandeo y resistencia al pandeo) se indican en el Eurocódigo 3 para las barras de sección constante, pero no son aplicables a las barras de sección variable. Para éstas, pueden utilizarse soluciones aproximadas conservadoras.

Finalmente, las comprobaciones complementarias presentadas para el análisis de segundo orden también deben realizarse mediante cálculo manual para tensiones, pandeo fuera del plano y pandeo lateral por torsión.

Si la estructura incluye perfiles de Clase 4, debe determinarse la sección transversal efectiva reducida.

3. CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DEL COMPORTAMIENTO DE LOS PÓRTICOS CON PERFILES DE SECCIÓN VARIABLE Y REGLAS DE PROYECTO ASOCIADAS

- Abolladura del alma

La esbeltez del alma (d/t) puede llegar a 200. Por tanto el alma está sometida a abo-

lladuras bajo flexiones, cortantes y compresiones del tipo mostrado en la figura 9. Esta forma de inestabilidad no es frecuente en otras formas de estructura de edificios.

- Abolladura del ala

Normalmente, las alas están restringidas a las Clases 2 y 3 y no es necesario tener en cuenta su abolladura.

- Pandeo y distorsión de la estructura entre puntos fijos

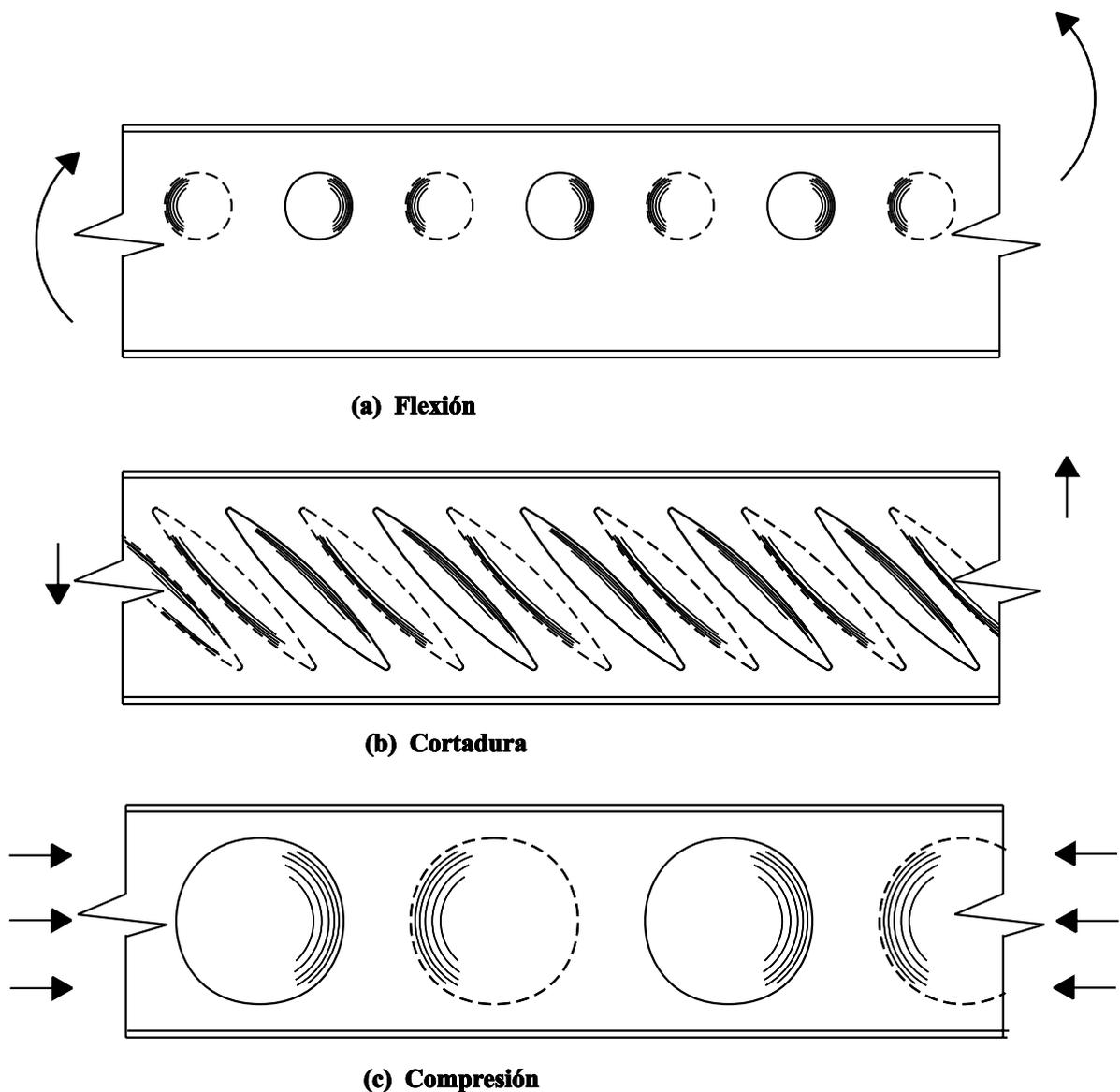


Figura 9 Abolladura de un alma delgada

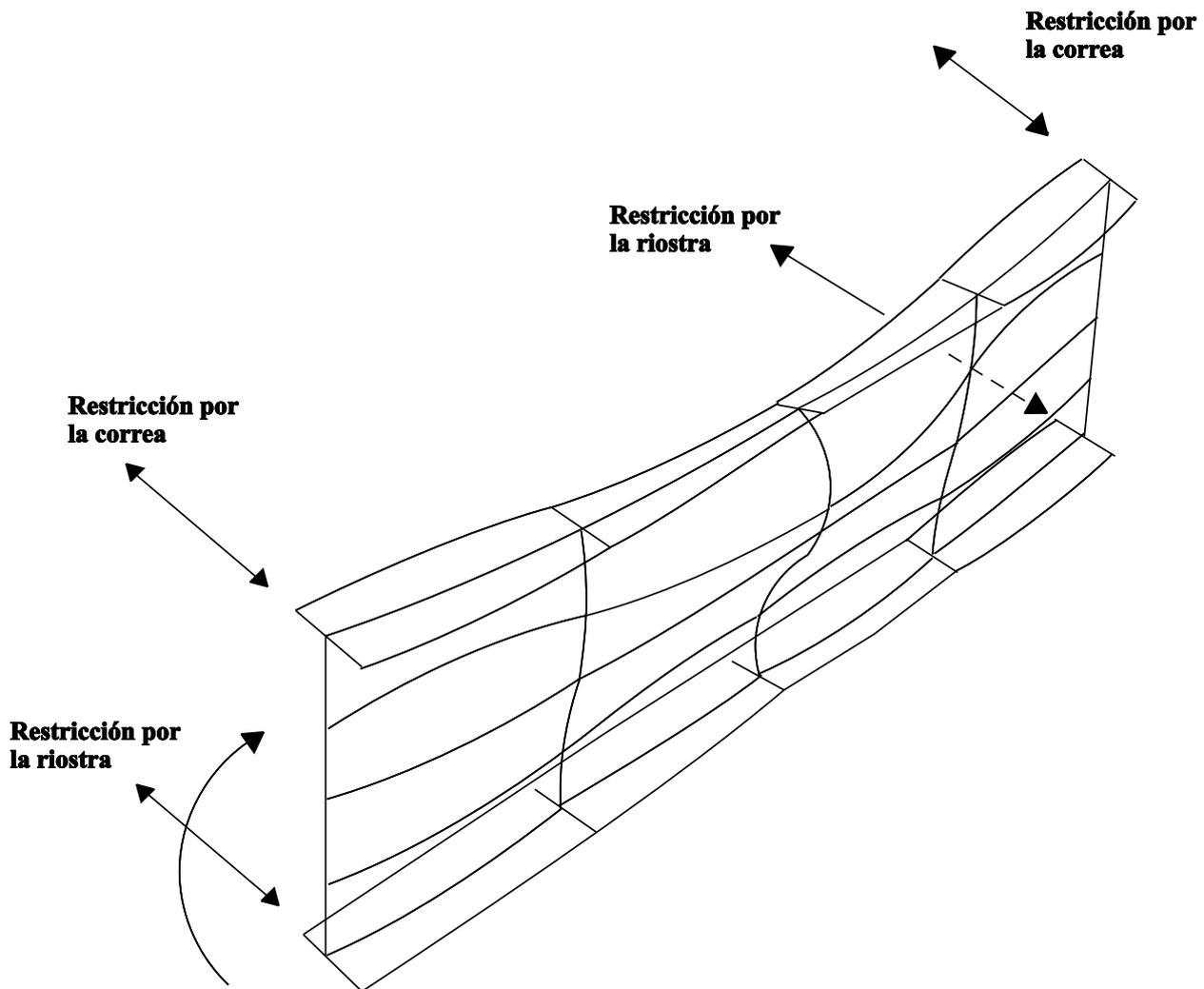


Figura 10 Pandeo distorsional entre riostras

Tal como se muestra en la figura 10, el pandeo de un cable o de un soporte entre vientos es una interacción compleja de la abolladura del alma, el pandeo lateral por torsión y la distorsión de la sección transversal. Recientes estudios [6] han considerado directamente estos efectos con el resultado de avanzados enfoques de cálculo. No obstante, el sistema de la sección transversal efectiva reducida, mostrado en la figura 11, es mucho más simple y consigue una coincidencia satisfactoria con los resultados experimentales.

La comprobación de la resistencia es entonces como sigue:

- i. Determinar las tensiones por flexión y compresión sobre la sección efectiva.
- ii. Comprobar que la resistencia a la compresión del perfil T es mayor que la compresión aplicada, suponiendo que tiene una longitud de pandeo igual a la separación entre arriostramientos.
- iii. Comprobar el ala a tracción para garantizar que no hay fluencia. La fluencia sólo será determinante si el perfil es muy asimétrico.
- iv. Comprobar la resistencia del alma bajo compresión, flexión y cortante combinadas utilizando las dos primeras acciones basadas en el punto i. anterior.

- Unión en los hombros

El comportamiento de la unión en los hombros se comprende mejor si se sigue el desarrollo de la unión utilizada por un destacado fabricante británico [7]. Originalmente, se consideraba la unión mostrada en la figura 12a. El comportamiento era satisfactorio, pero había un importante problema de estabilidad en la esquina interior. La falta de continuidad entre las alas a lo largo de la unión, agravada por la carencia de arriostramiento debida a las tolerancias de las chapas de testa, conduce al agotamiento prematuro en este punto por pandeo fuera del plano. Este problema podía controlarse fijando vientos directamente en esta esquina, pero se trata de una solución costosa en ausencia de algún carril lateral o correa adecuados para dicho viento.

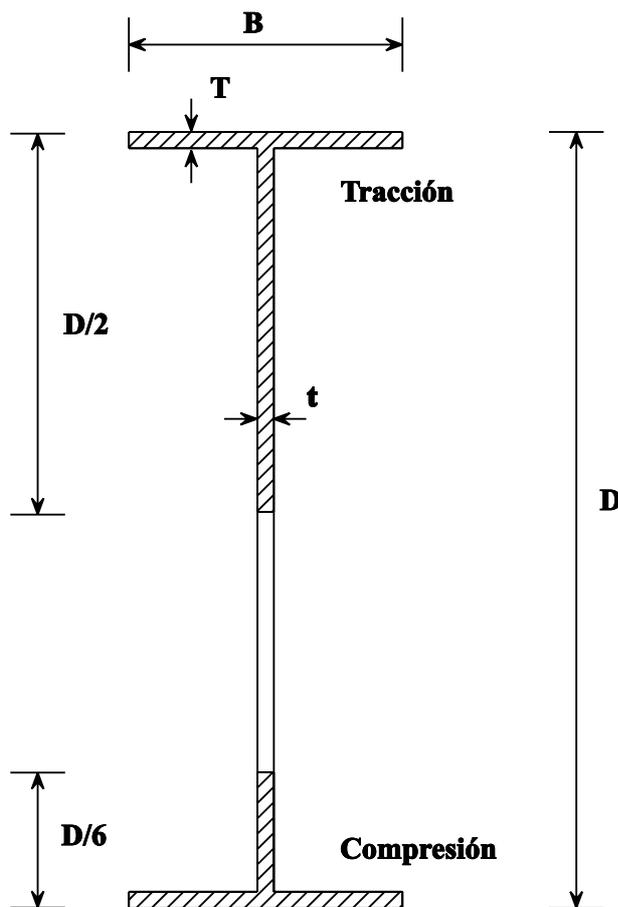


Figura 11 Reducción de la sección transversal

La estabilidad de la esquina anterior, en este cálculo elástico, puede conseguirse prolongando una u otra de las alas interiores (de compresión) a lo largo de la línea de carga a tracción, tal como se muestra en la figura 12b.

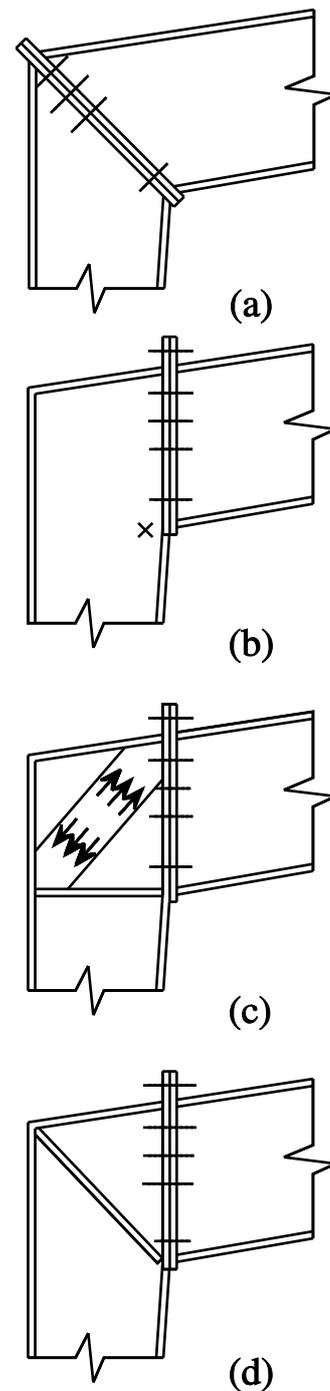


Figura 12 Tipos de conexiones de alero

Generalmente, será necesario algún tipo de rigidización en el punto X de la figura 12b. En ausencia de un rigidizador diagonal, porque el panel de la esquina sea delgado, la elevada cortante de la esquina la soporta la acción del campo de tracción mostrado en la figura 12c. El resultado es una reducción local del brazo de palanca, lo que provocará un considerable aumento de la compresión en la vecindad inmediata de la esquina interior, llevando a un agotamiento prematuro. Se decidió proporcionar una considerable rigidez diagonal, tal como se muestra en la figura 12d, que podía resistir la compresión combinada de ambas alas gracias a la triangulación directa de las fuerzas. Este rigidizador asume las funciones de mantener el brazo de palanca alrededor de la esquina, rigidizar el ala para que pueda resistir la compresión horizontal del ala entrante y estabilizar el alma delgada.

- Fuerzas sobre los Arriostramientos

Los criterios de cálculo tradicionales para las fuerzas sobre los arriostramientos son empíricas. Los valores de cálculo habituales son del 2^{1/4}% de la fuerza máxima resultante en el área comprimida de los perfiles soldados, distribuida entre los embridados situados a lo largo del elemento. La experiencia ha demostrado que este enfoque es satisfactorio. No obstante, las secciones altas y delgadas características de las estructuras con secciones armadas de sección variable fabricadas con una elevada relación entre I_{xx} e I_{yy} , son más propensas al pandeo. Trabajos anteriores [7 y 8] sugieren que un valor del 2% en cada arriostramiento sería más adecuado.

4. DISEÑO PRÁCTICO Y FABRICACIÓN DE PÓRTICOS CON PERFILES DE SECCIÓN VARIABLE

La potencial ventaja económica de los pórticos con perfiles de sección variable sólo puede conseguirse si la complejidad estructural tiene su contrapartida en unos procedimientos de gabinete y una fabricación eficientes.

El diseño, realización de planos, estimación y control de existencias deben estar informatizados. Los procedimientos de cálculo tienen

que acompañarse de análisis y comprobaciones y optimización de la resistencia y capacidad en servicio. La delineación debe generar planos completos basados en las orientaciones detalladas y especificadas por el taller. Como subproducto, se generan datos para todas las máquinas de control numérico del taller. Con estos datos se debe proceder a una precisa estimación. En la fase de licitación, se puede utilizar para la preparación de información precisa sobre costes y plazos sin la preparación de planos completos y datos de control numérico. El control de existencias puede utilizarse para reducir los sobrantes al mínimo; esto es particularmente importante en

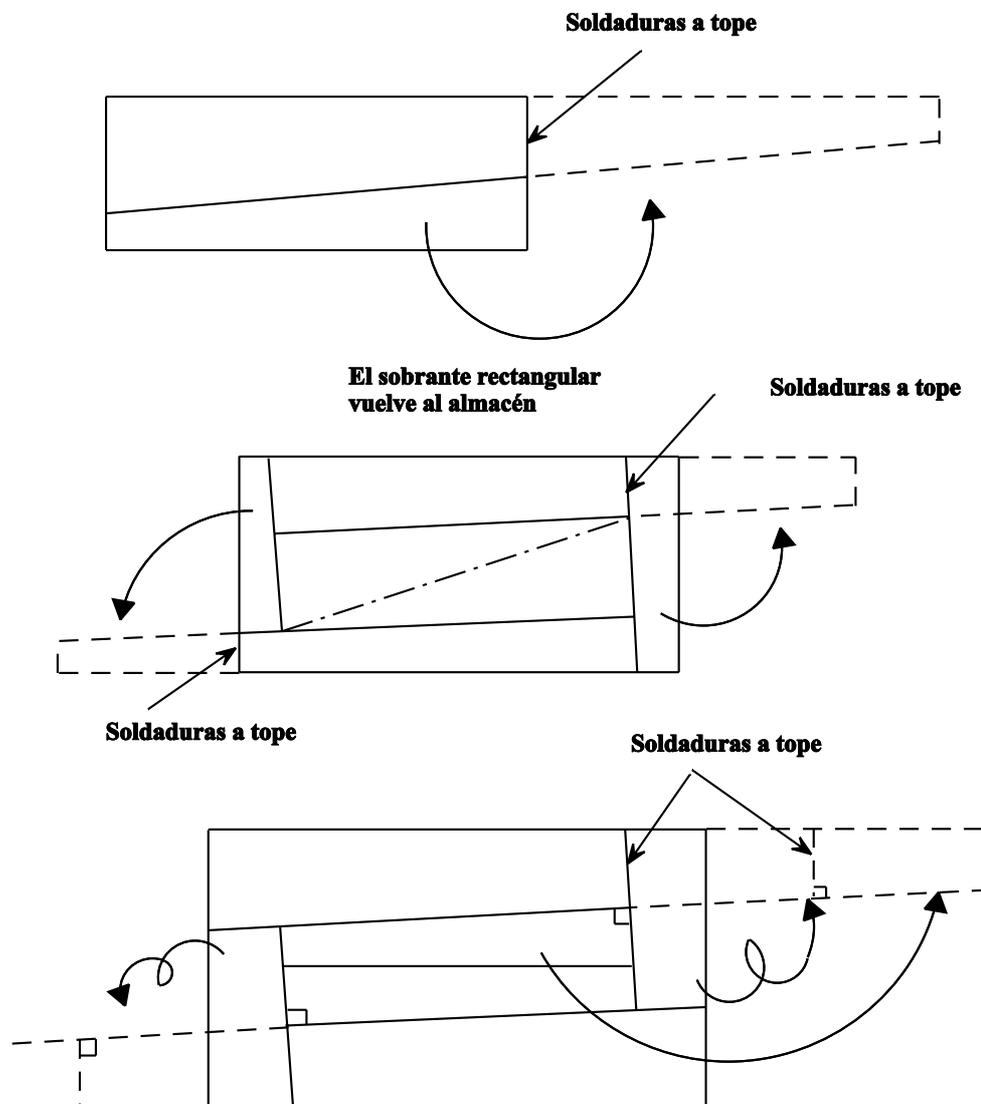


Figura 13 Patrones de corte de chapas de alma

el caso del corte eficaz de las almas de sección variable. La figura 13 muestra un esquema de corte habitual para una chapa de alma. La utilización de materiales en existencia puede introducirse como restricción en la optimización del diseño.

El núcleo de la fabricación semiautomática es la soldadura eficiente de las alas al alma. La soldadura suele basarse en el proceso de

arco sumergido monolateral mostrado en la figura 14. Las características básicas del proceso se muestran en la figura 15. En la lección 4.4, que trata el Trabajo de Taller, se proporcionan más detalles. No obstante, para conseguir una eficacia general, este proceso de fabricación tiene que estar apoyado en:

- una gestión eficaz de los materiales de los componentes de las almas y las alas.

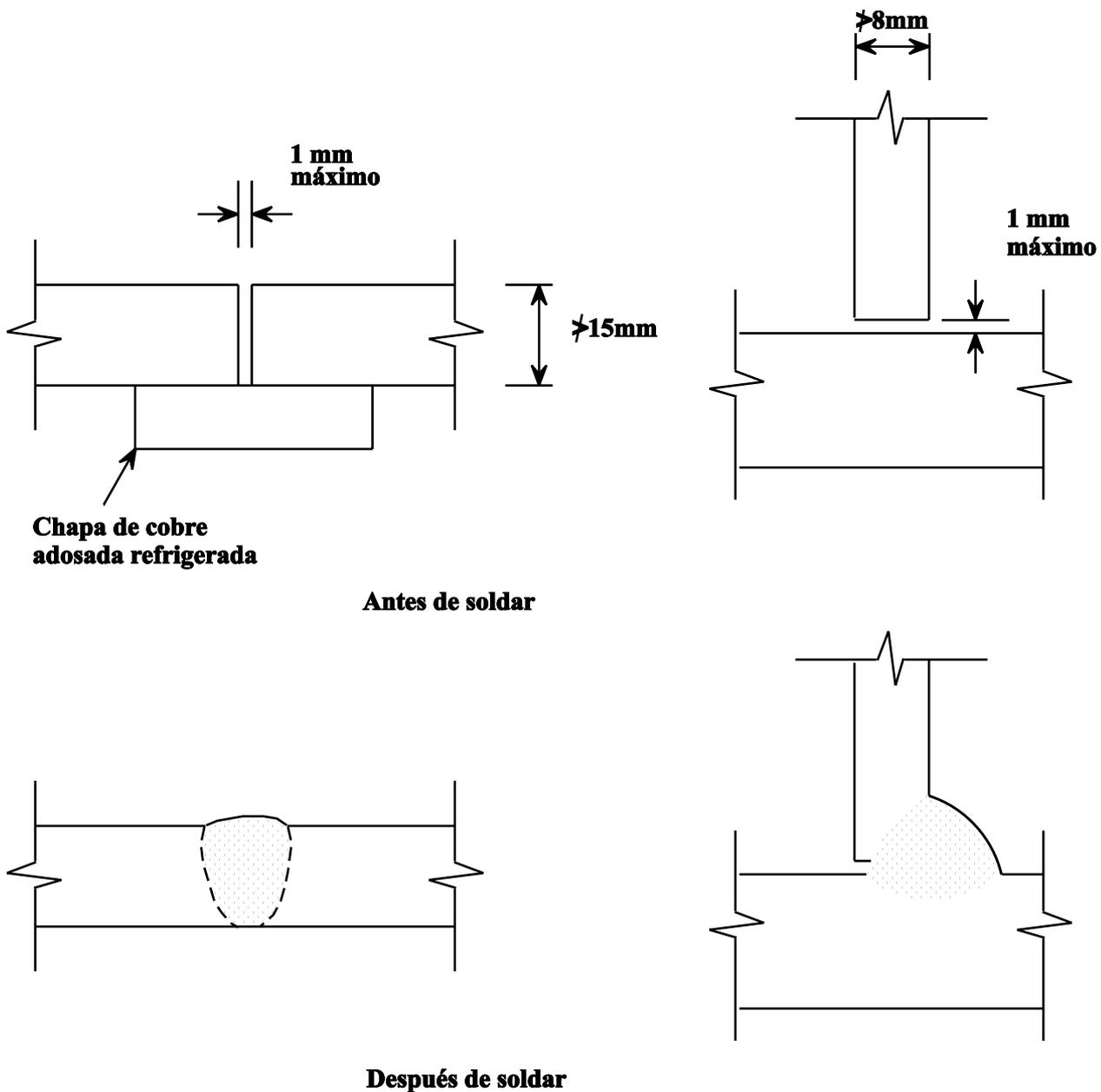


Figura 14 Soldadura por una sola cara

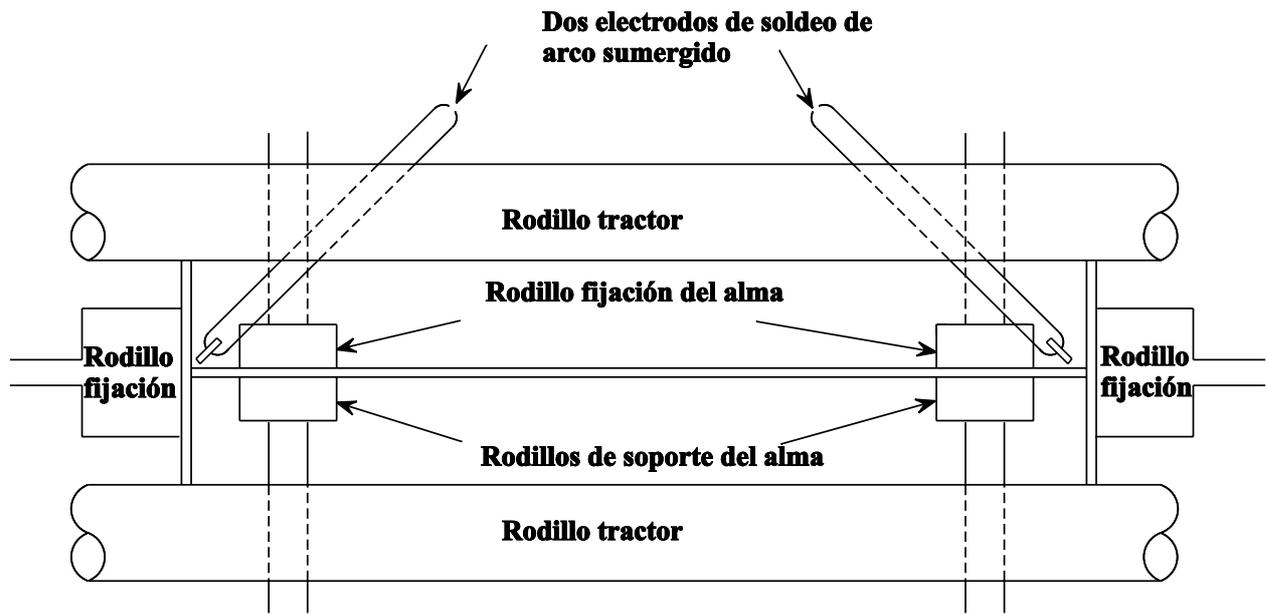


Figura 15 Equipo de soldado automático

- mecanizado por control numérico del alma, y también de las alas si se obtienen cortando una chapa.
- soldadura a tope semiautomática de las uniones entre alas y alma.

5. RESUMEN FINAL

- Los pórticos de perfiles de sección variable fabricados mediante soldadura automática pueden utilizarse para crear edificios industriales estéticos y económicos.
- Es más probable obtener una mayor economía con alas de Clase 2 o 3 y almas de Clase 3a, con un perfil que proporcione una distribución de la resistencia a la flexión lo más ajustada posible al diagrama del momento flector.
- Estas estructuras deben analizarse elásticamente.
- El comportamiento de las secciones fabricadas con almas delgadas es más complejo que el de los perfiles laminados; las comprobaciones de la resistencia deben tener en cuenta la abolladura, la distorsión de la sección transversal y la interacción entre las estructuras primaria y secundaria a través de los arriostramientos.
- Esta forma de construcción es económica si hay una inversión importante en “ingeniería de fabricación” respecto a la gestión, el diseño, la estimación y el trabajo de taller.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Dowling, P J, Mears, T.F, Owens, G.W y Raven, G.K. “A development in the automated

design and fabrication of portal framed industrial buildings”. The Structural Engineer, London, Vol. 60A. No. 10, October 1982.

[2] Kleinlogel, Mehrstielige Rahmen, Band I and II Berling, Verlag von Withelm, Ernst & Sohn.

[3] Owens, G.W y Knowles, P.R (Ed) “Steel Designers Manual” Blackwells Scientific Press, Oxford 1991.

[4] “Metal building systems manual”, Cleveland, Ohio, Metal Building Manufacturers Association 1981.

[5] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: ENV 1993-1-1, Part 1.1, General Principles and Rules for Buildings, CEN 1992.

[6] Chung, K.F y Owens, G.W., “Distortional Instability of very Slender Web Beams”. Proc. Forth Rail Bridge Centenary Conference Developments in Structural Engineering Edited by B.H.V Topping, Chapman and Hall London Volume II, Pg 747-757.

[7] “Reference 1 discussion”. The Structural Engineer, London, Volume 61A, Number 10, December 1983.

[8] Owens, G.W y Dowling, P.J., “Full scale testing of tapered portal frames”. IStructE/BRE Seminar on Structural Assessment, BRE, Watford, England 1987.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

Lección 16.3: Análisis de Pórticos: Análisis Plástico

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los principios básicos del diseño de pórticos por medio del método de cálculo rígido-plástico, que luego se expone en un ejemplo de proyecto.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

- Lección 3.3: Propiedades Mecánicas de los Aceros
- Lección 3.4: Calidades y Tipos de Acero
- Lección 9.2: Clasificación de las Secciones Transversales
- Lecciones 9.9: Vigas no Arriostradas
- Lecciones 9.10: Vigas-Columnas

LECCIONES AFINES

- Lección 13.6: Uniones de momento para Pórticos Continuos

- Lecciones 16.1: Anatomía y Análisis de los Edificios de Una Sola Planta
- Lección 16.13: Proyecto de Pórticos de varias plantas

RESUMEN

Se presentan los principios del análisis rígido-plástico con referencia a las rótulas plásticas, los efectos de la combinación de flexión, \pm esfuerzos axiales y \pm esfuerzos de cizallamiento, diagramas de momento flector "libre" y "de reacción", historia y mecanismos de colapso de las rótulas y asiento de los apoyos.

Los principios se desarrollan para las vigas semicontinuas y se amplían a los pórticos planos e inclinados. Se comentan las reglas de cálculo de los pórticos inclinados, seguidas por un ejemplo de diseño.

1. EL PÓRTICO DE ACERO ACTUAL

Las figuras 1 y 2 muestran un edificio habitual con un pórtico de acero moderno. Puede estar formado por:

- Sistema de cerramiento de acero aislado térmicamente y pintado.
- Correas de acero laminadas en caliente o en frío.
- Perfiles de acero laminado.
- Acero de clase S275.

- Normalmente una pendiente de la cubierta de un 10% por necesidades arquitectónicas o de programación.

En Reino Unido, estas estructuras se diseñan con frecuencia por medio del sencillo método de análisis rígido-plástico.

Esta lección explica el diseño de pórticos fabricados con vigas y calculados por medio del sencillo método de análisis rígido-plástico. Las referencias en el texto a cláusulas del Eurocódigo 3[1] se encuentran normalmente entre paréntesis, p. ej. (cláusula 5.3.1).

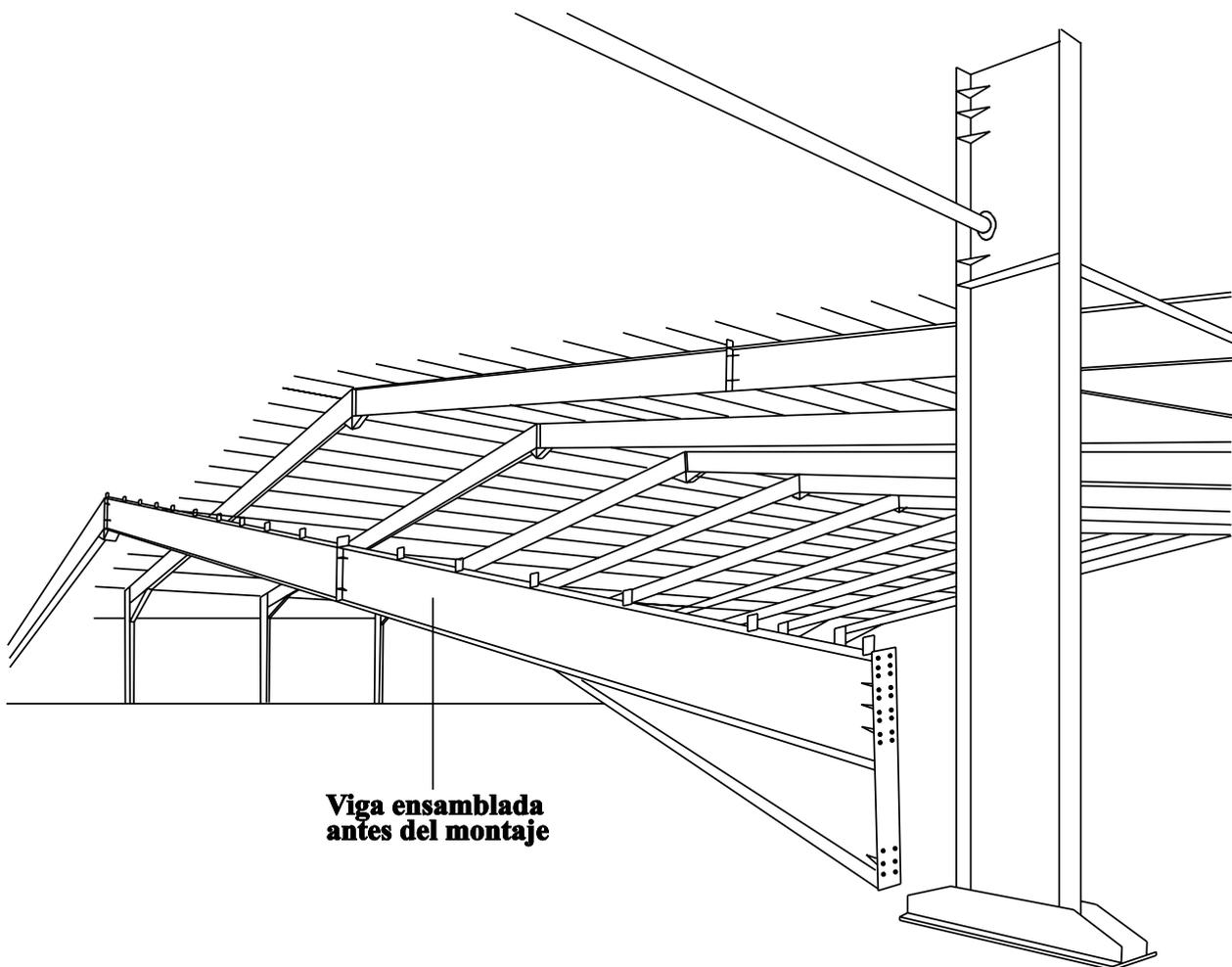


Figura 1 Edificio de una sola nave con estructura porticada de gran luz

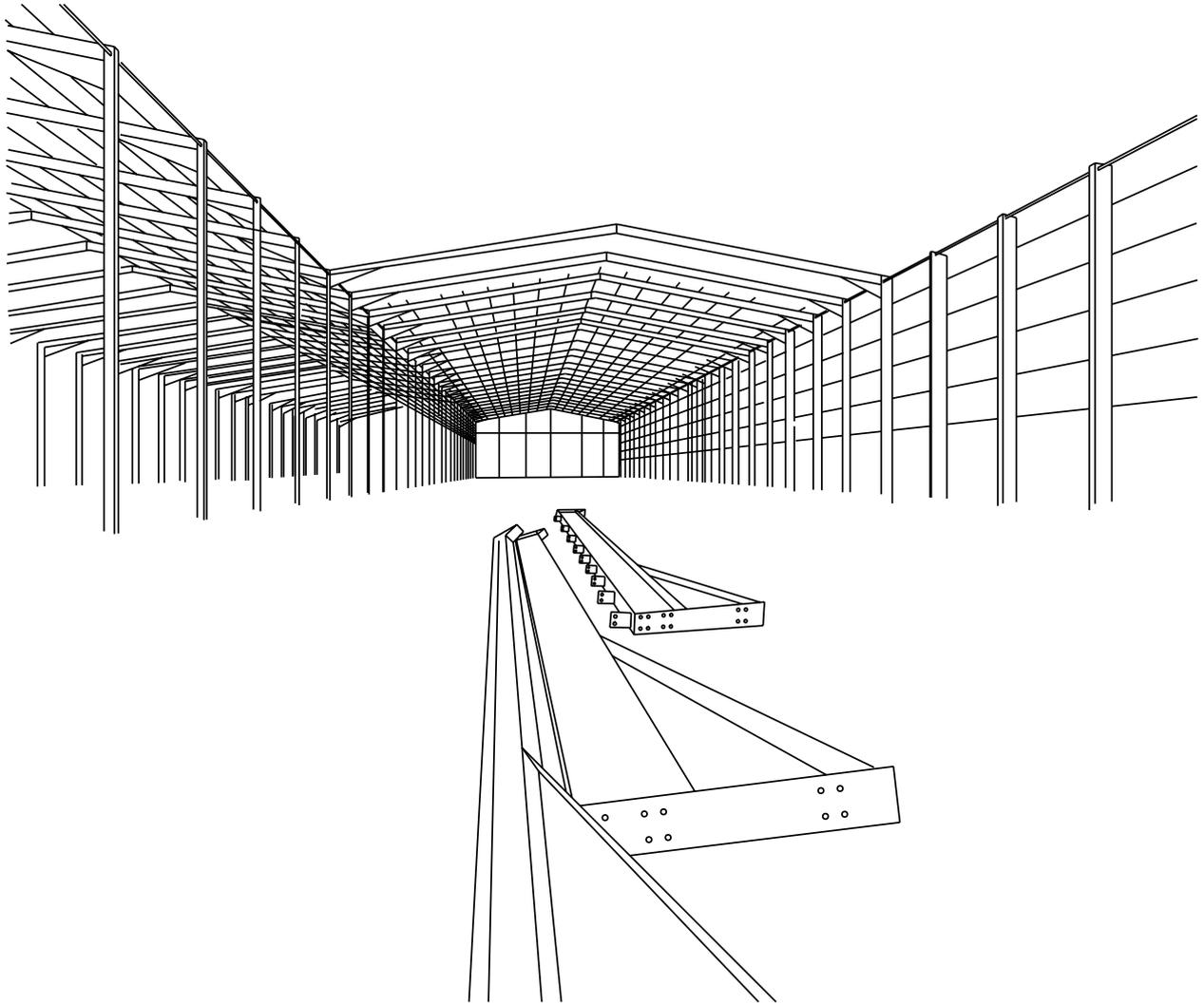
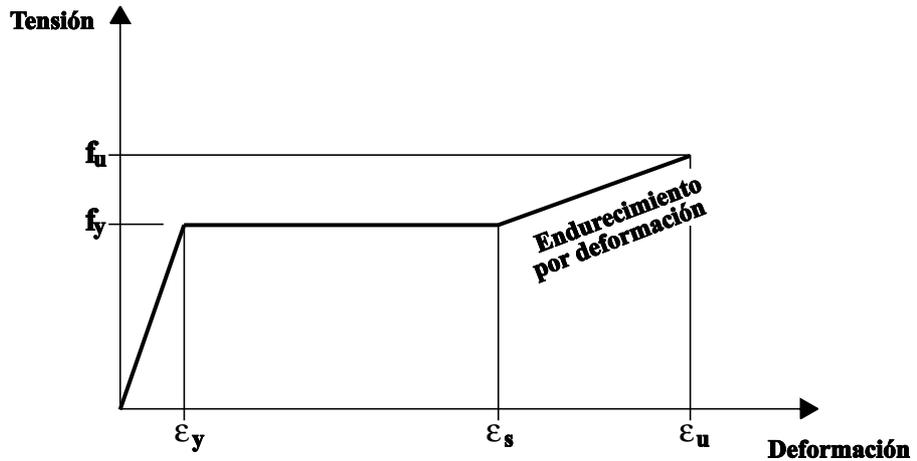


Figura 2 Edificio tipo de varias naves con estructura de pórticos

2. REQUISITOS DEL ANÁLISIS PLÁSTICO

La utilización del método de análisis plástico en el cálculo de estructuras metálicas es posible gracias a la capacidad del acero de construcción de soportar una deformación considerable sin rotura. En la figura 3 aparece una curva típica de tensión/deformación.

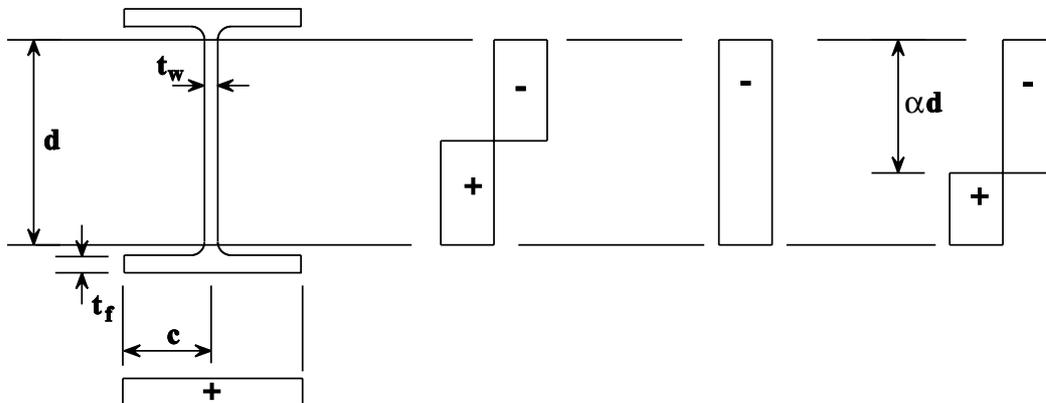


Cláusula 3.2.2.2 $\frac{f_u}{f_y} \geq 1,2$ $\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \geq 20$

Las vigas sujetas a momentos flectores deben ser simétricas alrededor del eje del plano de carga (cláusula 5.3.3.(1)) y cumplir determinadas propiedades dimensionales que debe desarrollar y mantener una rótula plástica (cláusulas 5.3.2 y 5.3.3) En la figura 4 aparece un resumen de estos criterios.

Figura 3 Curva tensión/deformación simplificada

En las figuras 5a, 5b y 5c se muestra el desarrollo de una rótula plástica de una viga I. Cualquier intento de aplicar más momento flector al perfil cuando toda la sección es totalmente



Ala	Alma		
	Flexión	Compresión	Flexión+esfuerzo axial
$\frac{c}{t_f} \leq 10\epsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 33\epsilon$	<p>para $\alpha > 0,5$:</p> $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1}$ <p>para $\alpha < 0,5$:</p> $\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$

Figura 4 Proporciones límite para una sección de clase 1 requerida para la formación de una rótula plástica con capacidad de rotación adecuada $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$

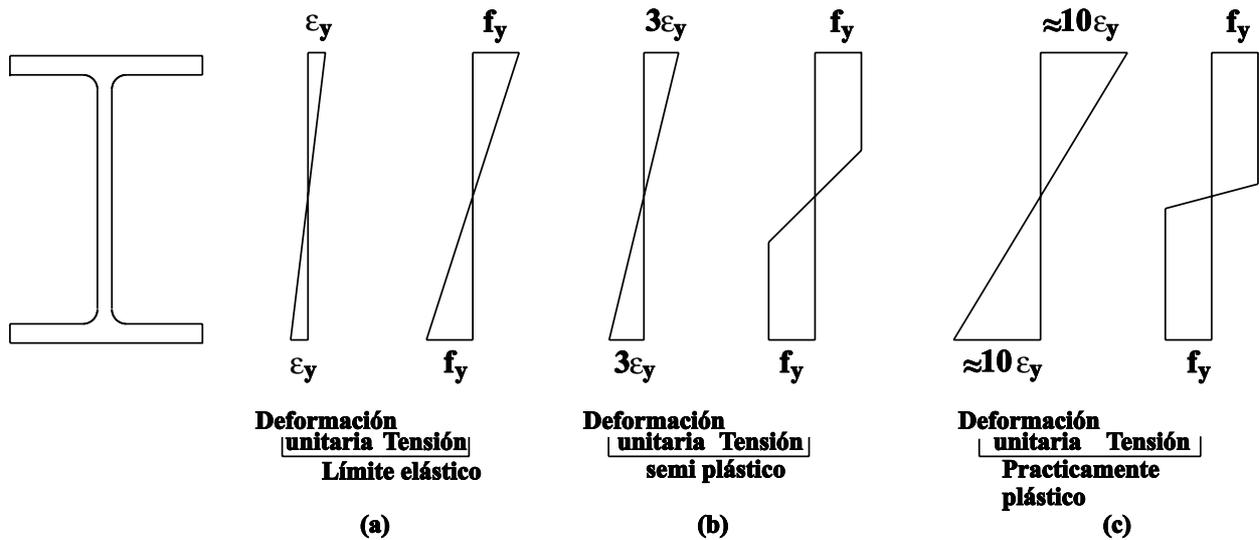


Figura 5 El desarrollo de una rótula plástica en una sección sujeta únicamente a momento flector

plástica provoca que la barra actúe como si en ese punto hubiera una rótula.

Esta acción de rótula se denomina rótula plástica. En una rótula plástica, el perfil de acero conserva el momento flector plástico y puede admitir una importante rotación, provocando momentos flectores adicionales que se transferirán a otras piezas de la barra o estructura.

La figura 5 se refiere a la situación en la que sólo existe un momento flector y la resistencia al momento en el estado de rótula plástica se denomina Capacidad Plástica a Flexión (CPF) del perfil. Según la cláusula 5.4.5.1:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$$

= momento de resistencia plástica de cálculo del perfil global

= CPF.

Los orificios de unión en el ala de tracción pueden reducir el CPF, véase la cláusula 5.4.5.3.

El CPF de un perfil se reduce si coexisten un momento flector y un esfuerzo axial o un gran esfuerzo cortante.

En la figura 6 se muestra la distribución de las tensiones de flexión y del esfuerzo axial concomitante. Debería tenerse en cuenta que nor-

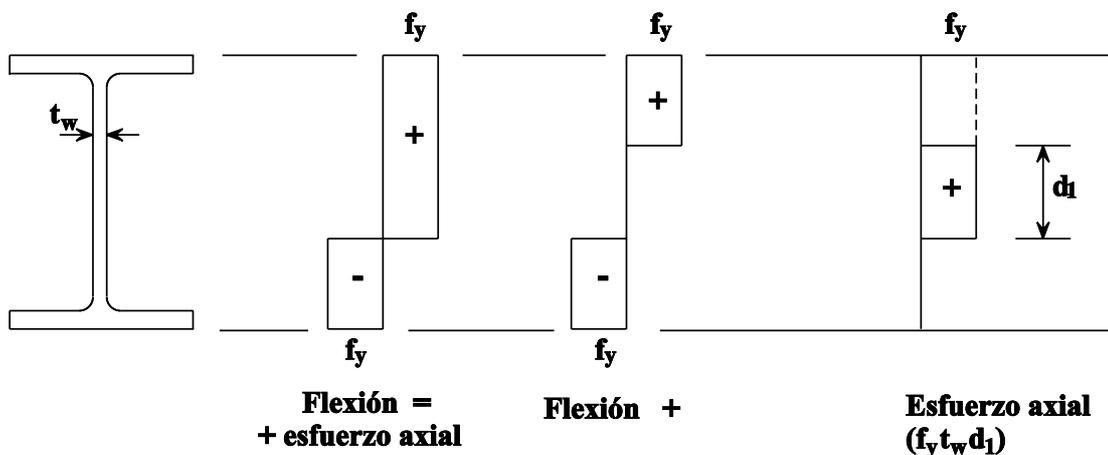


Figura 6 En una rótula plástica, la capacidad de resistir el momento flector se ve reducida por una carga axial superpuesta

malmente un esfuerzo axial solo provoca una pequeña reducción del CPF del perfil global.

Normalmente, un esfuerzo axial de $\frac{N_{pl.Rd}}{10}$ sólo reduce el CPF en un 2%.

En la cláusula 5.4.8 se indican las fórmulas para el CPF reducido ($M_{N.Rd}$)

$$M_{N.Rd} = M_{pl.Rd} [1 - (N_{Sd} / N_{pl.Rd})^2]$$

Para el estado de cálculo

$$M_{Sd} \leq M_{N.Rd}$$

La ecuación anterior puede arreglarse para dar la ecuación de interacción siguiente:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl.Rd}} + \left[\frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}} \right]^2 \leq 1$$

Las fórmulas modificadas para la flexión y la cortadura concomitantes se indican en la cláusula 5.4.7. Debe tenerse en cuenta que, si el esfuerzo cortante < 50% de $V_{I.Rd}$, entonces no se reduce el CPF.

Los efectos dominantes en las barras de pórticos son los momentos flectores. Normalmente, los esfuerzos axial y cortante tienen un efecto despreciable en la capacidad a flexión.

No obstante, en la cabeza del soporte se producen grandes esfuerzos cortantes como resultado de la unión de los nudos de los hombros.

Una práctica habitual es NO comprobar el efecto combinado del momento flector y el esfuerzo cortante en la cabeza del soporte, ni siquiera cuando el soporte tiene una rótula plás-

tica por momento flector inmediatamente por debajo de la cabeza del soporte.

No obstante, también es habitual rigidizar la cabeza del soporte si la tensión tangencial en el alma es $> f_y / \sqrt{3}$, es decir $> 0,6 f_y$. La verificación de esta práctica precisa una aclaración adicional dado que se ha informado que, aunque el endurecimiento por deformación puede justificarla, puede aparecer una deformación excesiva debida a los efectos de segundo orden del pórtico [2]. El ensayo del que se informa en [2] presenta una tensión tangencial muy elevada en el alma del soporte, lo que NO es adecuado para una cabeza de soporte de pórtico normal.

Debe haber algunas restricciones sobre la fabricación para garantizar que no existe material fragilizado en la posición de una rótula plástica. La cláusula 7.3 indica las restricciones relacionadas con:

- Oxicorte y aristas cortantes*)
- Agujeros punzonados
- Marcado
- Accesorios provisionales soldados
- Reparación por soldadura de la superficie (este requisito afecta a las condiciones de suministro del material).

También se indica que “Todas las posiciones donde se exijan restricciones a la fragilización deben estar claramente indicadas en los planos”.

El cálculo plástico aborda el estado límite final e incluye comprobaciones de la estabilidad de la estructura y la barra. El estado límite de aplicación también precisa una comprobación.

*) (Esta cláusula sólo permite la utilización para el cálculo plástico de vigas laminadas o vigas soldadas formadas por chapas laminadas).

3. APLICACIÓN DEL ANÁLISIS PLÁSTICO A UNA VIGA

En la figura 7, la viga tiene un diagrama elástico de momento flector con el momento flector máximo en el punto 2. La primera rótula plás-

tica se forma en el punto 2 con una carga de

$$F_1 = \frac{8 CPF}{L}$$

En esta fase de la carga, sólo se ha formado una rótula plástica y la viga se ha reducido

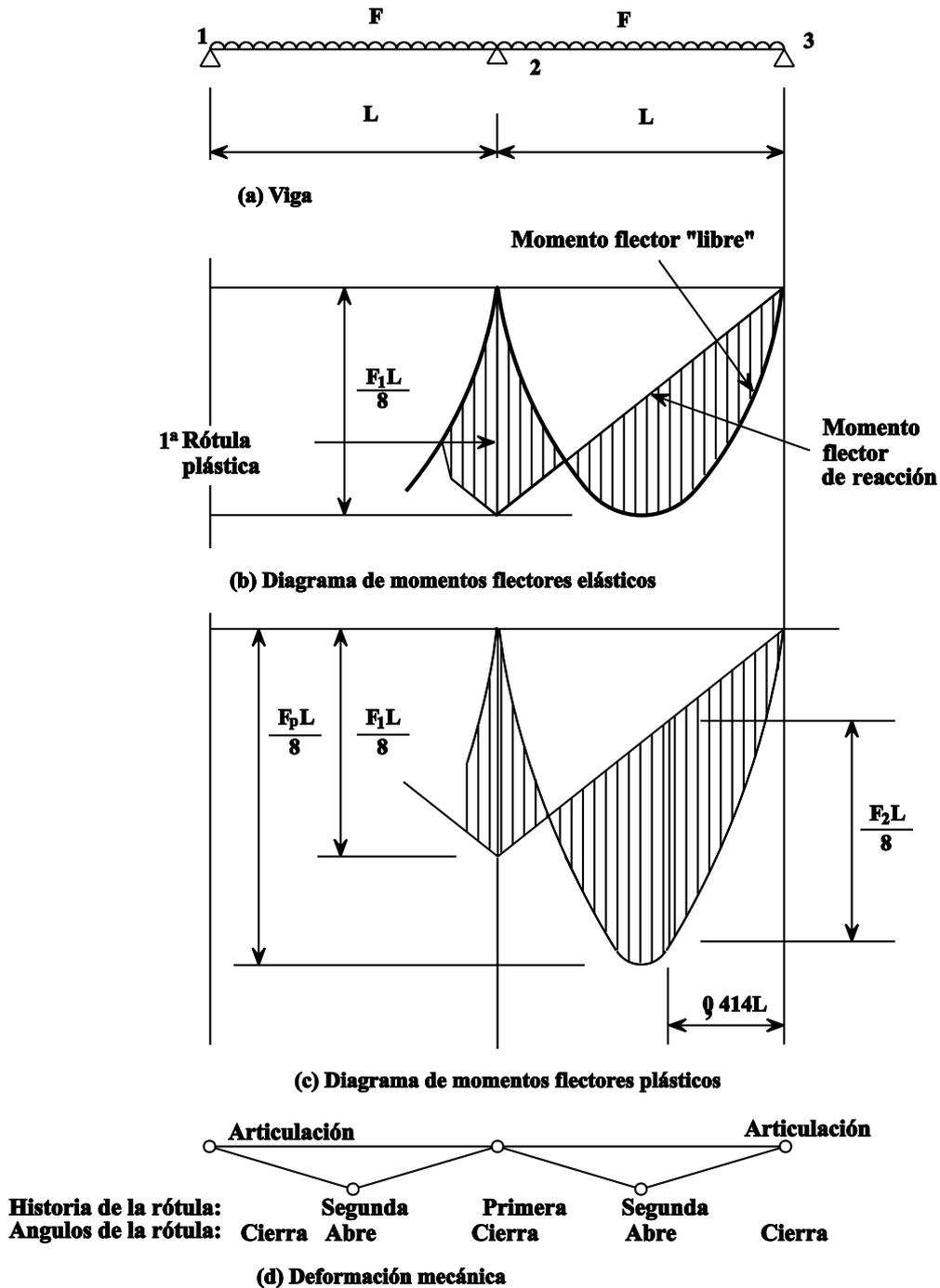


Figura 7 Aplicación del análisis plástico a la viga

a dos vigas sobre dos apoyos para cualquier carga adicional.

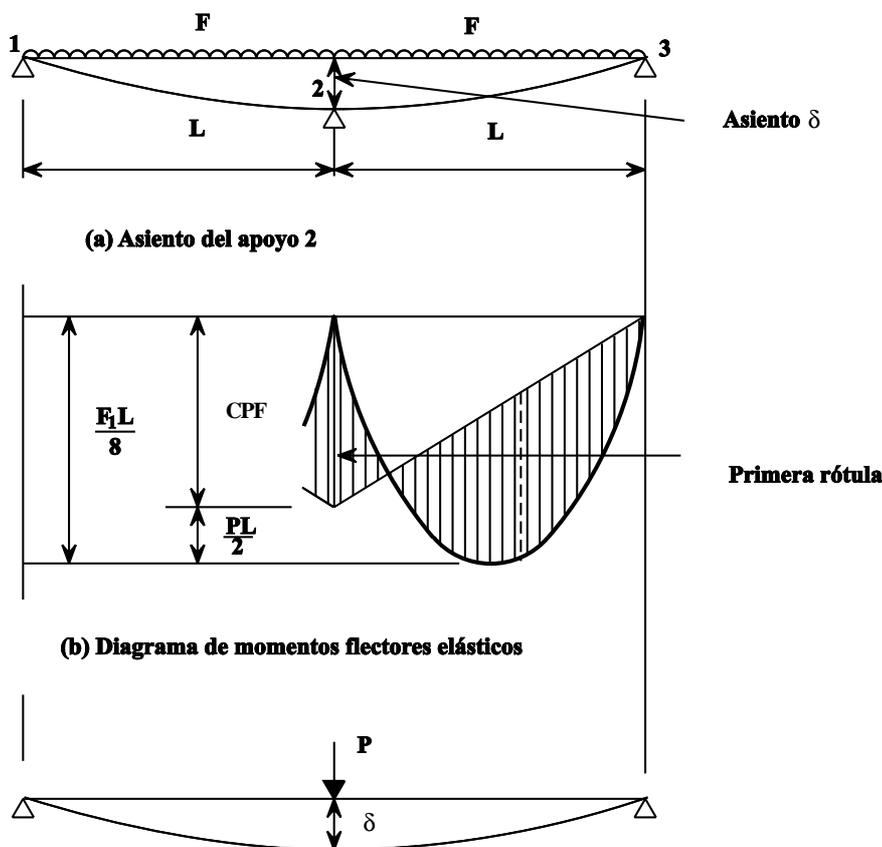
El efecto de añadir más carga se muestra en la figura 8(c). Esta carga adicional provoca la formación de una rótula plástica cerca del siguiente centro del vano de cada viga. La posición exacta de la rótula de pandeo puede determinarse y el valor de la carga de agotamiento es

$$F_p = 11,66 \frac{CPF}{L}, \text{ es decir } CPF = \frac{F_p L}{11,66}.$$

Si se compara con el análisis elástico, en el que el perfil se mantiene elástico, la resistencia adicional de adoptar un cálculo plástico es, en este ejemplo concreto:

$$\frac{F_p}{F_{el}} \cdot \frac{W_{pl}}{W_{el}} = \frac{11,66}{8} \times 1,15 = 1,67 \text{ es decir el } 67\%$$

donde $\frac{W_{pl}}{W_{el}}$ es el factor de forma (aprox. 1,15 para un perfil en I).



$$\delta = \frac{P(2L)^3}{48EI} \therefore P = \frac{48EI}{(2L)^3} \delta$$

$$\text{Momento flector del centro del vano} = \frac{P(2L)}{4} = \frac{PL}{2}$$

donde P es la carga vertical equivalente debida al asiento del pórtico δ

(c) Determinación de la fuerza de asiento y momento flector

Figura 8 Efecto del asiento sobre una viga semicontinua

No obstante, comparado con un análisis elástico en el que se comprueba con toda la capacidad plástica de la sección (que es el caso habitual), el aumento de la resistencia por adoptar un análisis plástico para este ejemplo se reduce a:

$$\frac{F_p}{F_{el}} = 1,46 \quad \text{es decir el 45\%}$$

El esfuerzo cortante en la Posición 2 puede reducir el CPF y, por tanto, la F_p .

En la figura 7(d) se muestra la historia de la rótula plástica. Se puede ver que, si a las cargas de servicio las rótulas plásticas no son aceptables, entonces, en este ejemplo, la carga de servicio no debe ser mayor que $\frac{8}{11,66} = 0,686$ veces la carga de agotamiento.

En la figura 8(d) se muestra el mecanismo de colapso en el que puede observarse que:

- Rótulas = articulaciones
- Las rótulas adyacentes están abierta/cerrada/abierta...
- El número de rótulas plásticas necesarias para colapsar un tramo es de 2, es decir $r + 1$, donde r es el número de redundancias.

El efecto del asiento de los cimientos en las estructuras calculadas plásticamente es:

- No cambia la carga de agotamiento.
- Cambia la carga a la que se forma la primera rótula.

No obstante, los estados de carga admisibles deben comprobarse por si hay flechas y para determinar si se ha formado o no una rótula plástica. En la figura 8(a) se muestra el asiento del Apoyo 2 y se puede ver que el momento en el Soporte se reduce y:

- Aumentan las flechas de la viga por momento positivo.
- Aumenta la carga a la que se forma la primera rótula plástica.
- El asiento influye en la distribución de momentos de un cálculo elástico.

La carga a la que se forma la primera rótula plástica en el apoyo 2 es:

$$F_1 = \frac{8}{L} (CPF + PL/2)$$

donde P es la carga vertical equivalente debida al asiento de la estructura δ .

En teoría existe una posibilidad de que la primera rótula en formarse sea la rótula de vano si hay un asiento suficientemente grande en el apoyo 2.

Los efectos del desfase de cortante los trata la cláusula 5.4.2.3 y se aplican a los análisis elástico y plástico. Si la distancia entre los puntos de momento nulo es menor que 10 veces el ancho del ala de la viga en l , significa que no todo el ancho de ala es eficaz.

El anterior ejemplo mostrado en la figura 7 se refiere a una viga continua entre los Apoyos 1 y 3. Si se incluyen uniones en el Apoyo 2, debe hacerse referencia al Eurocódigo 3, cláusula 6.9: "Uniones entre Viga y Pilar".

Las uniones entre viga y soporte están clasificadas según sus características de resistencia al momento y de rigidez rotacional:

Resistencia al momento (cláusula 6.9.6.3)	Rigidez rotacional (cláusula 6.9.6.2)
--	--

Nominalmente articulada	Nominalmente articulada
Resistencia plástica total	Rígida
Resistencia plástica parcial	Semirrígida

La resistencia plástica total o parcial puede ser rígida o semirrígida.

Así, el ejemplo de la figura 7 puede clasificarse como:

Apoyos 1 y 3	Nominalmente articulada
	Nominalmente articulada
Apoyo 2	Resistencia plástica total
	(rótula plástica) Rígida

Si en el Apoyo 2 la conexión fuera “semi-rígida”, la capacidad de la unión puede ser distinta de la viga y, por tanto, sería “resistencia plástica parcial”. Puede verse que si las características $M-\phi$ de la conexión son demasiado flexi-

bles, la propia conexión se convierte en una rótula plástica porque el momento del mecanismo de colapso no ha alcanzado $FL/11,66$. En tales circunstancias, los momentos en las otras posiciones de las rótulas son mayores y se necesita una viga de mayor capacidad. Las características de $M-\phi$ también determinan la cadencia de formación de rótulas y las flechas en el estado límite de servicio.

Esta exposición del comportamiento de una viga continua incluye algunas de las características del cálculo plástico que deben tenerse en cuenta en el cálculo plástico de pórticos.

4. APLICACIÓN DEL ANÁLISIS PLÁSTICO A UN PÓRTICO SIMPLE

Como ejemplo, la figura 9(a) ofrece los detalles generales de un pórtico simple. Puede

observarse que las reacciones vertical y horizontal deben pasar por las articulaciones de las bases para que la estructura se comporte con eficacia si se analiza elástica o plásticamente. El valor de H determina la posición del momento

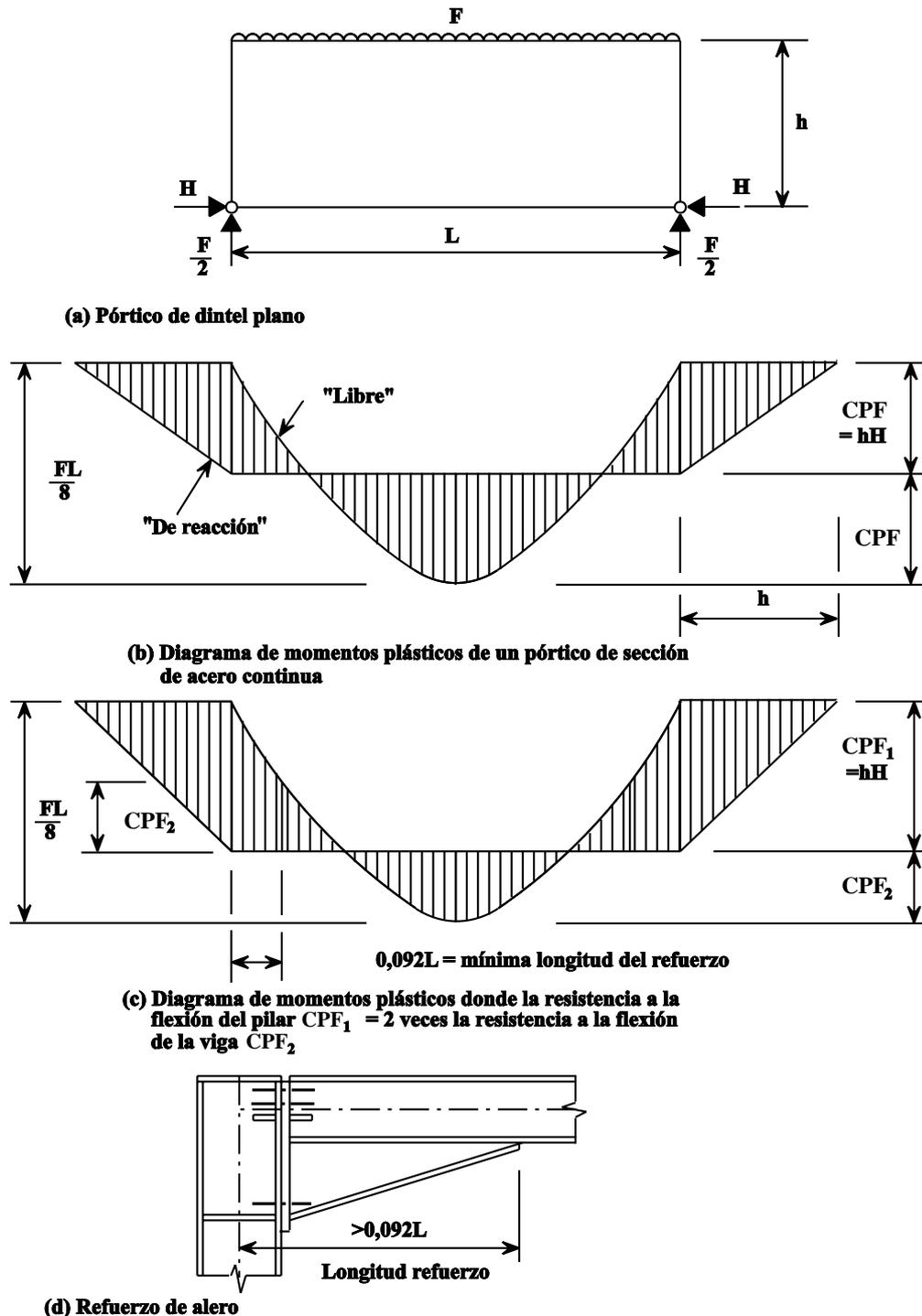


Figura 9 Análisis plástico de pórtico simple siempre de dintel plano

flector de “cierre” en el diagrama de momentos flectores.

En el análisis elástico, el valor de H lo determinan las rigideces relativas de los elementos metálicos. Por contra, en el análisis plástico lo determinan las resistencias relativas a la flexión. El análisis del desarrollo de rótulas plásticas (el historial) tiene que comprobarse por su efecto en el rendimiento en servicio de la estructura.

En la figura 9(b) el dintel y los soportes tienen la misma sección, mientras que en la figura 9(c) el soporte se ha elegido arbitrariamente para tener una capacidad a flexión que duplique la de la viga. En la figura 9(c) puede observarse que la viga tiene que reforzarse en su unión con el soporte en una longitud al menos de $0,09175L$. Este refuerzo puede conseguirse fabricando un nudo, tal como se muestra en la figura 9(d). Por razones de estabilidad, el nudo suele diseñarse para permanecer elástico en toda su longitud cuando la estructura presenta la ULS necesaria, véase el Anexo A(c) iv.

No es necesario ni deseable que ambas rótulas CPF_1 y CPF_2 estén adyacentes al nudo. La longitud de pandeo en la comprobación de la estabilidad del acartelamiento es función de los valores de los momentos flectores en sus extremos [3]. El diseño de la figura 9(c) muestra que para una longitud del refuerzo $\approx 10\%$ del tramo, la resistencia de la viga sólo tiene que ser el 50% de la resistencia del soporte. En función de la relación luz/altura de la estructura, este diseño puede ahorrar costes en comparación con la solución de perfil constante de la figura 9(b).

El momento en la unión entre viga y pilar puede reducirse por medio de una unión de resistencia plástica parcial (véanse las lecciones 16.10 y 16.11). Esta reducción tiene el efecto de aumentar el tamaño de viga necesario pero reduce las fuerzas transmitidas a través de la unión. Si la unión tiene una resistencia al momento relativamente baja, puede evitarse la necesidad de un rigidizador de alma en el soporte. Dado que la fabricación de elementos de rigidización puede ser una operación costosa y que precise mucha mano de obra, puede obtenerse un ahorro global.

5. PRINCIPIO DE LOS TRABAJOS VIRTUALES

En el punto 4, los CPF necesarios de los perfiles se derivaban de la manipulación de los diagramas de Momentos Flectores. El principio de los Trabajos Virtuales es un método alternativo que precisa suponer el mecanismo de colapso a partir del cual pueden calcularse los CPF de los perfiles de acero a partir de:

$$\Sigma M\theta = \Sigma W\delta$$

Trabajo interno = Trabajo externo

donde cada $M\theta$ = CPF de la rótula plástica x rotación de la rótula

y cada $W\delta$ = Carga aplicada x distancia recorrida.

La aplicación al primer pórtico plano mostrado en las figuras 9a y 9b es entonces:

Suponer un mecanismo basado en la figura 9b y que la rotación de la rótula de la cabeza del soporte es θ . Entonces:

$$M\theta = \begin{matrix} \text{Hombros} & & \text{centro del vano} & & \text{hombros} \\ M\theta & = & M\theta & + & 2M\theta & + & M\theta & = & 4M\theta \end{matrix}$$

$$\Sigma W\delta = \frac{F(\theta L)}{4}$$

$$4M\theta = \frac{FL\theta}{4}$$

$$M = \frac{FL}{16} = \text{CPF necesario}$$

6. MÉTODOS DE ANÁLISIS PLÁSTICO

Hasta ahora sólo hemos utilizado estructuras simples como ejemplos de la aplicación del análisis plástico. El método de análisis utilizado

se denomina método (simple) de análisis rígido-plástico.

En la cláusula 5.2.1.4 se indican tres métodos de análisis plástico. En la tabla 1 se resumen las diferencias entre ellos.

Criterios	Plástico Rígido	ELÁSTICO-PLÁSTICO BASADO EN ORDENADOR	
		Elástico Perfectamente plástico	Elástico-Plástico
1. Efectos de primer orden			
i) Momentos flectores.	✓	✓	✓
ii) Efecto de los esfuerzos axiales en la resistencia a flexión de las barras.	Opcional	Opcional	✓
iii) Efecto de los esfuerzos cortantes en la resistencia a la flexión de la barra.	–	–	✓
2. Entorno de rótulas plásticas			
i) Barras linealmente elásticas hasta la formación repentina de rótulas a $f_y W_{pl}$.	✓	✓	–
ii) Concentrada en la posición de la rótula.	✓	✓	–
iii) La plasticidad se distribuye en la sección y, parcialmente, a lo largo del miembro a medida que el momento flector aumenta de $f_y W_{el}$ a $f_y W_{pl}$.	–	–	✓
iv) Se dispone del historial de la rótula.	–	✓	✓
3. Efectos de segundo orden en el análisis ULS			
i) Flechas en los nodos principales debido a los efectos de los momentos flectores de primer orden.	–	–	incluidas en iii
ii) Sin cambios en los valores de EI de la barra.	✓	✓	–
iii) Pérdida de rigidez de la barra debido al efecto de los esfuerzos flector y axial (λ y de cortadura?) y se desplaza el perfil de la barra.	–	–	✓
iv) Endurecimiento en las posiciones de las rótulas plásticas.	–	–	✓

Tabla 1 Métodos de análisis plástico

La calibración del método elasto-plástico ha demostrado que para muchas (pero no todas) estructuras, incluidos los pórticos, no es necesario utilizar este método más exacto. Se

han desarrollado reglas empíricas sencillas que pueden utilizarse con el método rígido-plástico y obtener diseños satisfactorios y económicos.

7. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS RÍGIDO-PLÁSTICO SIMPLE AL DISEÑO DE UN PÓRTICO INCLINADO

En las secciones anteriores puede verse que el método de análisis rígido-plástico simple es puramente una manipulación de las resistencias de los momentos de flexión de los elementos metálicos a las que se superpone el momento de cierre sobre el momento flector “libre”. En el caso de los pórticos, esta manipulación puede realizarse gráficamente. Este procedimiento fue el único medio de diseño antes de la aparición de las calculadoras electrónicas y los ordenadores. Este método gráfico puede aplicarse a prácticamente cualquier combinación, incluidos los vientos huracanados.

Como consecuencia de la sencillez del método, deben comprobarse otros criterios, indicados a continuación:

- a. Es preferible que no se formen rótulas plásticas en el estado límite de servicio dado que habría que tenerlas en cuenta al comprobar las flechas de la estructura. Las flechas de la estructura pueden acercarse a los límites máximos aceptables y por tanto no es deseable la aparición de rótulas plásticas [4]. La aparición de la primera rótula plástica puede determinarse a partir de un análisis elástico de la estructura.

En 4.2.2.(4) se indica un estado límite de servicio (SLS) para los pórticos, pero también deben tenerse en cuenta los efectos de las flechas del SLS en el revestimiento o la fábrica del cierre lateral y el anclaje del revestimiento de la cubierta en naves adyacentes a estructuras de acoplamiento poco flexible. No es necesario comprobar las flecha de los pórticos en estados entre SLS y ULS.

- b. En algunas combinaciones de estructuras y cargas es posible que una rótula

plástica se “forme” y “desaparezca” y no participe en ningún mecanismo de colapso. Este fenómeno aparecería en programas de ordenador basados en el clásico método de la rigidez, en el que la carga se “aplica” incrementalmente a una estructura y se determina el historial de la rótula plástica. Se ha informado de algunos programas de ordenador que obtienen este aspecto de forma incorrecta [4] y también que ofrecen resultados incorrectos debido a la insuficiente precisión del procesador del ordenador. Un punto importante respecto a las rótulas “desaparecidas” es que deben tenerse en cuenta en las comprobaciones de la estabilidad de las barras.

- c. Es necesario determinar la adecuación del método de análisis rígido-plástico al pórtico real que se está diseñando dado que los efectos de segundo orden provocados por las flechas de la estructura pueden reducir muchísimo la resistencia ULS real de la misma.

La cláusula 5.2.6.3 permite utilizar el análisis rígido-plástico simple, junto con una tolerancia indirecta para los efectos de segundo-orden, siempre y cuando:

La relación de carga elástica crítica, $V_{Sd}/V_{cr} \leq 0,20$

donde V_{Sd} = valor de cálculo de la carga vertical total

V_{cr} = valor elástico crítico de agotamiento en modo traslacional

En el caso de los pórticos, esto sólo es válido en los casos en que:

- no aparecen rótulas plásticas en los soportes, o
- los soportes satisfacen las limitaciones de esbeltez en el plano indicadas en 5.2.7.

La tolerancia indirecta para los efectos de segundo-orden implica aumentar todos los esfuerzos y momentos por el factor indicado en 5.2.6.2(3).

$$\text{Factor de aplicación} = \frac{1}{1 + V_{Sd}/V_{cr}}$$

- d. Si $V_{Sd}/V_{cr} \leq 0,10$, la estructura puede clasificarse como intraslacional y, si presenta una resistencia adecuada en modo oscilante, no es necesaria ninguna comprobación adicional de la estabilidad de la estructura.
- e. La mayoría de pórticos presentan índices de carga elástica crítica ente 0,10 y 0,20. Por tanto, son estructuras traslacionales y pueden analizarse mediante el método rígido-plástico aumentando

los esfuerzos y momentos. Los coeficientes de amplificación suelen estar alrededor de 1,1.

- f. Debe comprobarse la estabilidad de las barras. Normalmente la comprobación se realiza en las dos áreas de nudo de hombro más par adyacente y los soportes, en especial si las alas de compresión no están arriostradas.
- g. Las cargas aplicadas a los pórticos, incluidas las cargas del viento, se clasifican normalmente como cargas estáticas. Normalmente no es necesario comprobar la plasticidad dinámica en las estructuras de los edificios, véase la cláusula 5.2.1.4.(11).

En el Anexo A se proporcionan algunas reglas de diseño para pórticos simples.

8. RESUMEN FINAL

1. Los perfiles de acero de Clase 1 permiten la utilización del método de análisis rígido-plástico aumentando más el uso eficiente del acero.
2. El método de análisis rígido-plástico es simple pero potente y comprobado para calcular pórticos que cumplan los requisitos de ULS. Los requisitos de SLS pueden comprobarse mediante un análisis elástico.
3. Los reglamentos de diseño modernos, como el Eurocódigo 3 [1] aplican índices menores que los anteriores a las cargas ULS/de servicio. Por tanto, debe demostrarse que los efectos de segundo orden son despreciables. Este requisito ha hecho necesario garantizar que el índice de carga elástica crítica es satisfactorio. Hay una necesidad de complementos sencillos y precisos del cálculo para obtener los índices de carga elástica crítica.
4. Los pórticos fabricados con vigas en I laminadas en caliente y con nudos acartelados pueden ofrecer estructuras económicamente atractivas sin necesidad de grandes inversiones en maquinaria de producción.
5. Los nudos de hombro acartelados proporcionan un medio para modificar los tamaños de los perfiles de los pares y soportes para adecuarse a las proporciones dimensionales de la estructura.

9. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Eurocode 3: "Design of Steel Structures": European Prestandard ENV 1993-1-1: Part 1.1 General rules and rules for buildings, CEN, 1992.
- [2] Morris, L. J. and Newsome, C. P., "Bolted Corner Connection subject to an out-of-balance moment - The behaviour of the column web panel". International Conference, Teeside Polytechnic, Middlesborough, Cleveland - 6-9th April 1981. Additional Papers Volume.
- [3] Draft Revision Amendment No. 2 to BS 5950: Part 1: 1990.
- [4] Davies, J. M., "False Mechanisms in Elastic-Plastic Analysis". The Structural Engineer, page 268, August 1988.
- [5] Morris, L. J. and Nakane, K., "Member Stability in Portal Frames", pages 305-336 of "Steel Framed Structures", Narayanan, R. Elsevier Applied Science Publishers.

10. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Baker, J., Horne, M. R. and Heyman, J., "The Steel Skeleton. Vol II. Plastic Behaviour and Design". Cambridge University Press, 1956 reprinted 1965.
2. Morris, L. J. and Randall, A. L., "Plastic Design". Constrado 1975. The Steel Construction Institute, Ref. SCI-P-026 (plus SCI-P-027).

ANEXO A
ALGUNAS REGLAS DE CÁLCULO PARA
PÓRTICOS SIMPLES

La figura 10 muestra el diagrama de momentos flectores plásticos y el mecanismo de colapso de un pórtico simple del que los siguientes aspectos se han establecido y extendido como reglas de cálculo:

(a) La combinación de cargas mostrada, de Cargas Muertas, de Nieve y Horizontales Equivalentes (por las imperfecciones de diseño), suele ser el criterio principal, pero depende de la intensidad de las car-

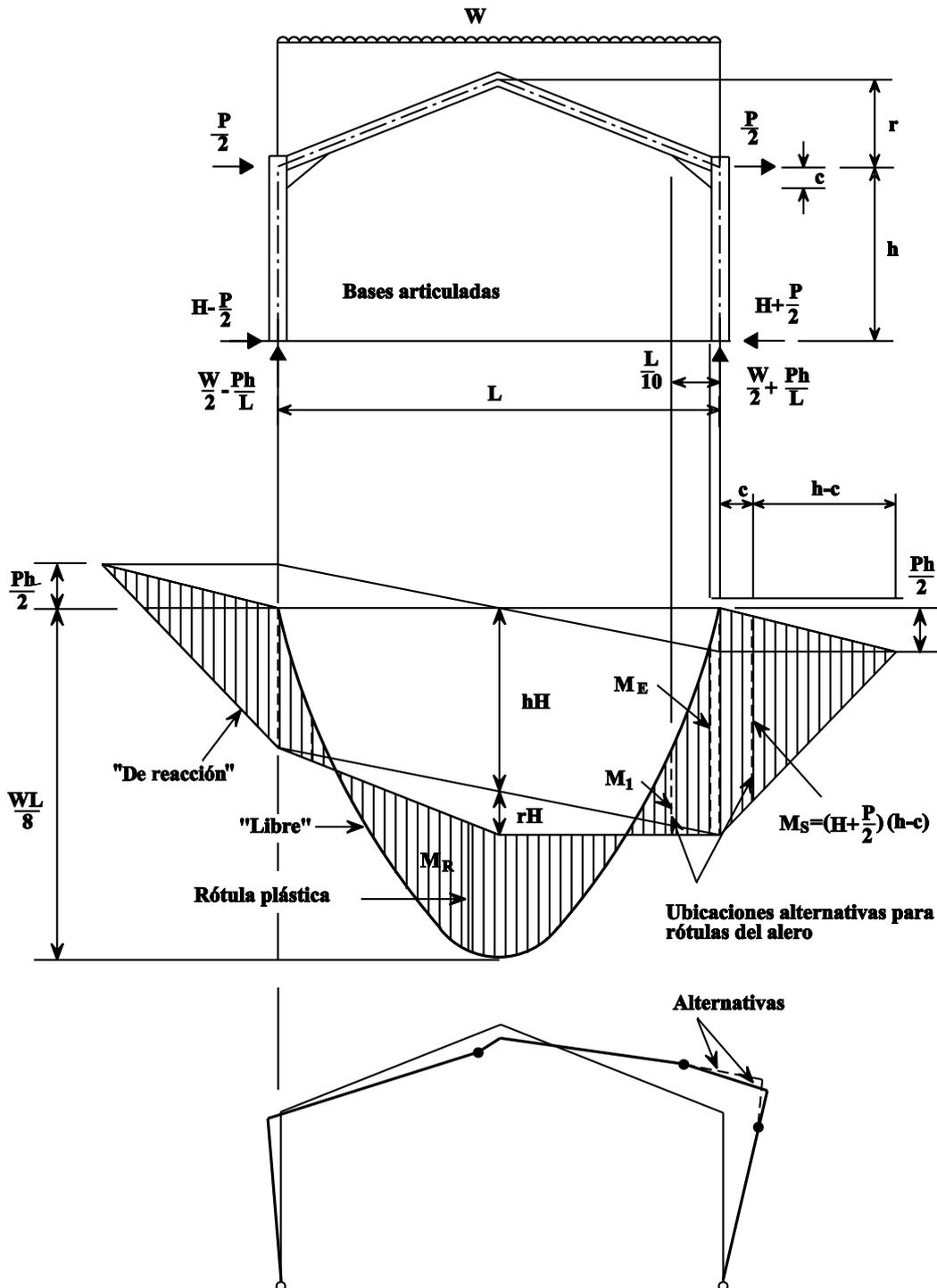


Figura 10 Mecanismo de colapso para un pórtico simple

gas Muertas, de la Nieve y del Viento, y del índice h/L .

- (b) En el pórtico real son necesarias dos rótulas plásticas para crear un mecanismo de colapso, dado que ya hay otras dos rótulas disponibles en la cimentación articuladas.

La rótula por “momento positivo” se produce en el par cerca de la cumbre-ra (M_R).

La rótula “por momento negativo” puede producirse en el par cerca del hombro (M_1) o en el soporte (M_S). En general, el proyectista puede escoger dónde por

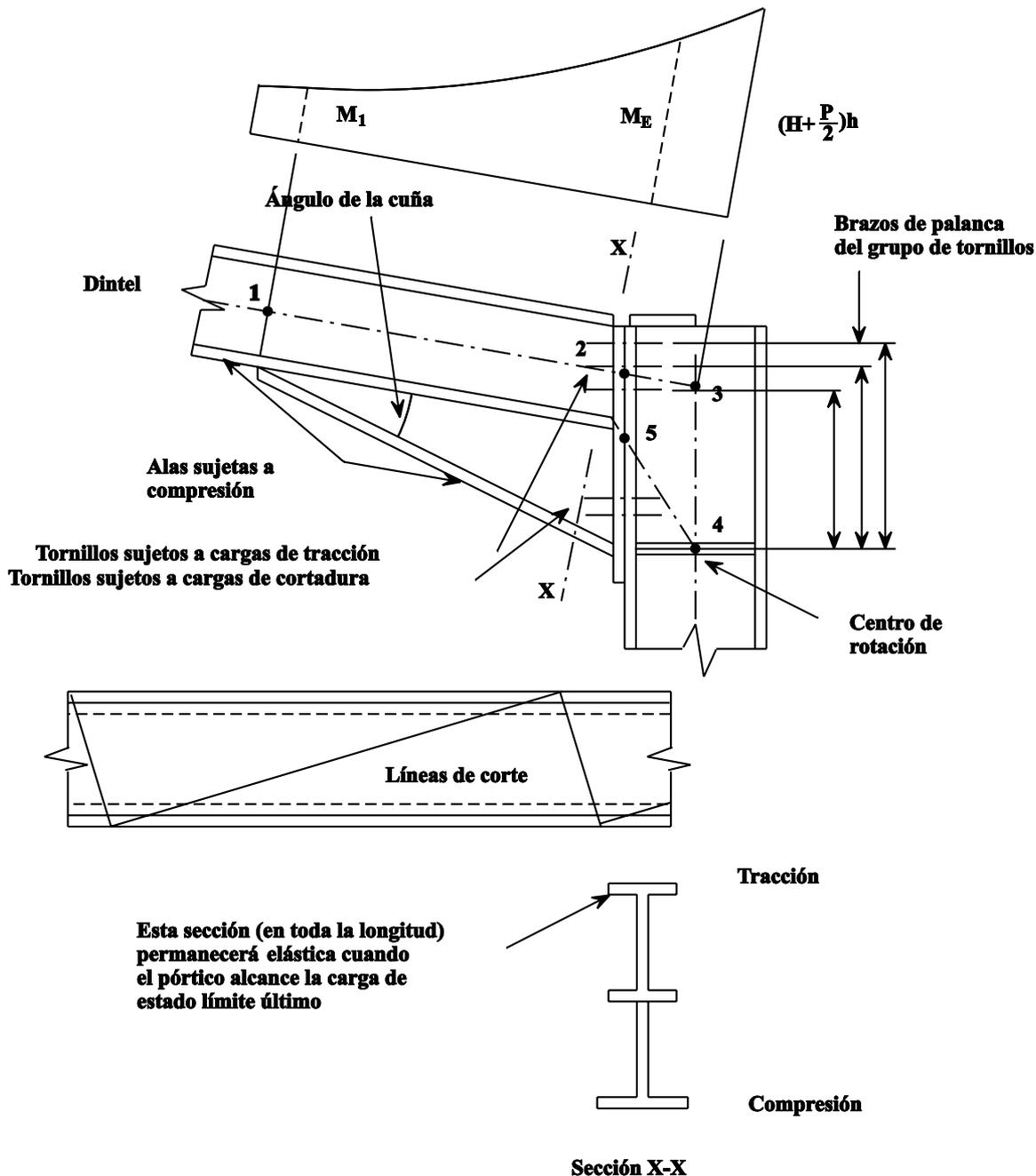


Figura 11 Refuerzo de alero del dintel

medio de la adecuada selección de las características del soporte y el nudo.

(c) El nudo es un elemento importante y también deben tenerse en cuenta varios aspectos (véase también la figura 11):

i. Una longitud de nudo de $L/10$ es una buena primera aproximación. Un nudo más corto acerca la sección de los pares a la de los soportes, mientras que si es más largo reduce el tamaño del par pero puede provocar problemas en el taller o no poder alcanzar la resistencia M_E .

ii. Normalmente el nudo se fabrica cortándolo de otro perfil laminado en caliente y soldándolo al par y a la placa de testa.

El corte proporciona un “nudo de tres alas” y es preferible a un “nudo de dos alas” conseguido mediante una inserción en la placa, dadas sus mejores características de estabilidad [5].

El ángulo de la cartela debe mantenerse por encima de 7° para reducir al mínimo el efecto de las tensiones remanentes generadas durante la fabricación.

iii. Un corte en el perfil del par genera un perfil simétrico. En tal caso las tensiones de compresión son altas y pueden llevar a la necesidad de un embridado menos espaciado del ala de compresión.

iv. La forma del nudo su longitud, y el diagrama de momentos flectores, provocan que estén sometidos a una tensión prácticamente constante, por lo que una rótula plástica se formaría en toda la longitud del nudo y podría provocar problemas de inestabilidad. Una forma

de evitarlo es que los nudos se mantengan elásticos en toda su longitud cuando la estructura está a su ULS establecida.

Si se adopta este enfoque, el ala de compresión cortada del nudo está sometida a menores tensiones. Por ello es más fácil garantizar la estabilidad. Además, la rigidez de la estructura aumenta y se reducen las flechas de SLS.

v. El ala y las chapas de testa del nudo normalmente se diseñan por medio del método de líneas de rotura. También deben tenerse en cuenta otros criterios, como las cargas de tornillos pretensados, las tensiones de tracción locales en el alma del par y las soldaduras, o la necesidad de rigidizadores locales (lección 13.6).

Normalmente se utilizan tornillos de alta resistencia de Grado 8.8. El grupo superior proporciona la fuerza de tracción que hace bajar el brazo de palanca hacia el punto de rotación del ala comprimida cortada. Otros factores que limitan el tamaño de los tornillos son las dimensiones para acceder a ellos y apretarlos, las distancias al borde y el espesor del ala del soporte y de la placa del extremo del nudo.

vi. En una unión, todas las soldaduras deben ser soldaduras en ángulo. Las soldaduras a tope son más caras y pueden provocar problemas de retracción, p. ej. el punto de rotación puede desplazarse de la posición requerida.

vii. El nudo se diseña como una unión rígida. Los requisitos de Eurocódigo 3 [1] sobre uniones se indican en la tabla 5.2.1. Un pórti-

co, analizado globalmente según “pórtico continuo” y “rígido-plástico”, precisa una conexión de “resistencia total” según la cláusula 6.4.3.2.

La subcláusula 6.4.3.2 (1) exige que la resistencia de una conexión de resistencia-plástica total debe ser “como mínimo igual a la de la barra conectada”.

Si la capacidad de rotación de una conexión de resistencia-plástica total está limitada, la resistencia de cálculo de la conexión debe ser al menos 1,2 veces la resistencia plástica de cálculo de la barra (6.4.3.2(2)) para admitir la posible “sobrerresistencia” de las barras. No obstante, no es necesario comprobar la capacidad de rotación de una unión adyacente a un nudo, suponiendo que la unión es capaz de resistir los momentos y esfuerzos máximos que resultarían si aumentara el CPF de una o más de las

rótulas plásticas de las barras, dado que las barras en cuestión tienen una tensión de fluencia real 1,2 veces el valor especificado. Por ejemplo, si la rótula de los hombros se forma en el soporte, la resistencia al momento de la conexión debe ser al menos 1,2 veces la resistencia plástica al momento del perfil del soporte. No es necesario comprobar la estabilidad de las barras en función de la nueva distribución de momentos.

- (d) Si la rótula por momento negativo se encuentra en el soporte (M_S) la comprobación de la estabilidad exigirá más arriostramiento que si el soporte se mantuviera elástico. Esto puede ser importante si el cliente quiere puertas con la anchura de la nave en los laterales del edificio.
- (e) La representación del nudo en el análisis de la estructura se indica, para simplificarlo, por medio de las líneas de puntos 1-2-3-4. Una alternativa es 1-5-4.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

**Problema resuelto 16.3: Cálculo de un Pórtico mediante
el Análisis Rígido-Plástico**

CONTENIDO

1. DIMENSIONES DEL PÓRTICO
2. ACCIONES
3. COMBINACIONES DE CARGAS DE CÁLCULO
4. COMBINACIONES DE CARGA PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO
5. IMPERFECCIONES
6. CARGAS DE CÁLCULO PARA EL ELU: COMBINACIÓN PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS PERFILES DE ACERO
7. DIMENSIONAMIENTO INICIAL DEL PERFIL: CABIO, APOYO Y NUDO DE LOS ALEROS
8. ESTABILIDAD DEL PÓRTICO Y COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN
9. COMPROBACIÓN DETALLADA DEL PROYECTO

Diagrama de Momentos Plásticos para el ELU

Efecto de las cargas axiales en los momentos plásticos de resistencia de cálculo de los perfiles de acero

Conexión de los Nudos de los Aleros

Nudo del Ápice

Otras combinaciones de cargas (Estado Límite Último)

Estabilidad de las Barras

Estados límite de servicio (flechas)

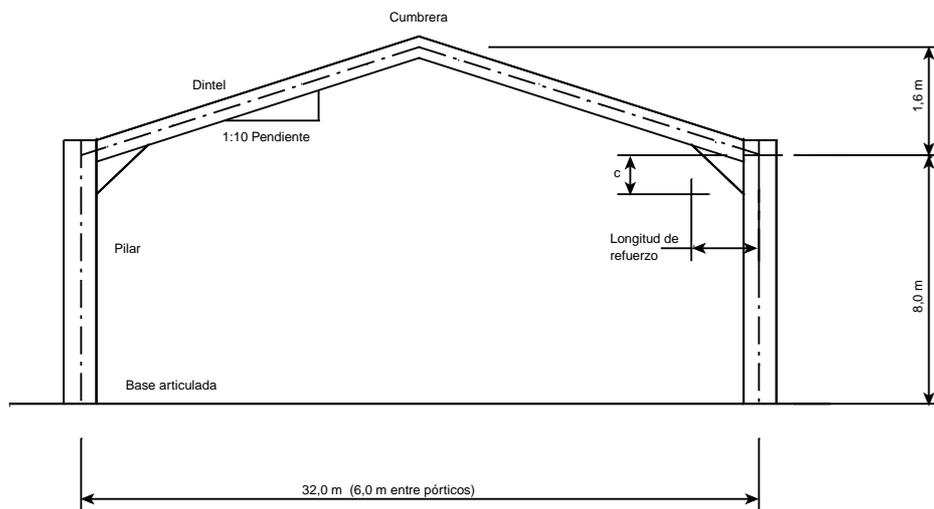
APÉNDICE 1 CÁLCULOS DE LA RELACIÓN CRÍTICA DE CARGA, V_{Sd}/V_{cr}

BIBLIOGRAFÍA

Referencias

1. DIMENSIONES DEL PÓRTICO

Las dimensiones básicas del pórtico de este ejemplo de cálculo son:



Las referencias indicadas remiten a las cláusulas de Eurocódigo 3: ENV 1993-1-1, siempre que no se indique lo contrario

2. ACCIONES

Acciones permanentes y variables supuestas:

Acciones Permanentes	Valores característicos (kN/m ²)
Sistema de cerramiento térmicamente aislado y pintado	0,15 ⁽¹⁾
Correas de acero laminado en frío	0,03 ⁽¹⁾
Servicios	0,10 ⁽¹⁾
Cabios	0,13 ⁽²⁾
	0,41

(1) Determinado con anterioridad para cumplir los requisitos del cliente.

(2) Seleccionado por la experiencia y la repetición de proyectos.

Acciones Variables

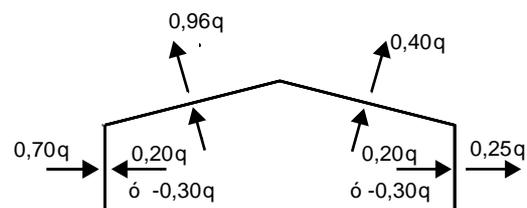
Nieve 0,75 kN/m²

Presión del viento habitual de cálculo q 0,70 kN/m²

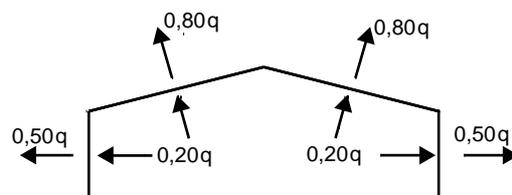
Coeficientes de presión del viento:

Se obtendrían de EC1, pero dado que éste aún no se ha publicado, los siguientes coeficientes se han basado en BS CP3: Capítulo V: Parte 2 [1].

Viento transversal



Viento longitudinal



Referencias

3. COMBINACIONES DE CARGAS DE CÁLCULO

“Se tendrán en cuenta todas las situaciones de cálculo y casos de carga adecuados”.

Si se utiliza el método de análisis rígido-plástico, el proyecto suele abordarse sin utilizar programas de ordenador más que para las condiciones del Estado Límite de Servicio (ELS). Por tanto, el proyectista debe aplicar la experiencia para seleccionar las combinaciones de cargas de cálculo críticas más probables.

Es habitual que el criterio para el cálculo del pórtico sea la combinación de cargas permanentes y de la nieve y que luego se compruebe para las otras combinaciones. En este proyecto se utiliza este criterio.

2.3.1(2)

4. COMBINACIONES DE CARGA PARA EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

2.3.3

ACCIONES PERMANENTES		ACCIONES VARIABLES		
Cerramiento Correas y cabio	Servicios	Nieve	Viento longitudinal	Viento transversal
1,35	1,35	1,5		
1,0				1,5 (presión interna)
1,35	1,35			1,5 (aspiración interna)
1,0			1,5 (presión interna)	
1,35	1,35	1,35		1,35 (aspiración interna)

Nota: Este ejemplo toma las cargas de servicio como acciones permanentes.

5. IMPERFECCIONES

Las imperfecciones de las barras pueden despreciarse en el análisis global excepto las de las barras a compresión en pórticos con flecha horizontal con conexiones resistentes al momento y cargas axiales que no satisfagan los criterios de esbeltez en el plano indicados en 5.2.4.2(4).

5.2.4

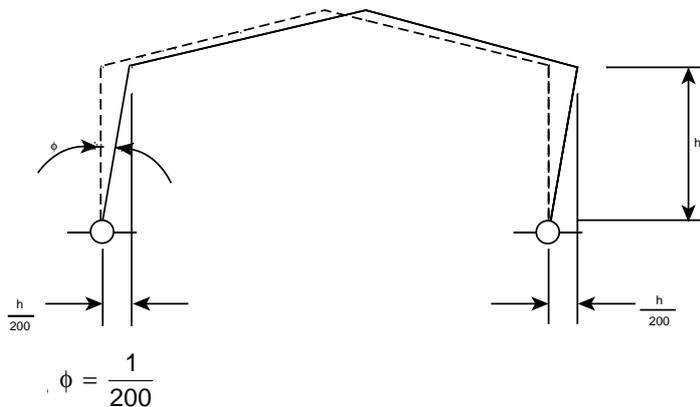
No obstante, en el proyecto de pórticos mediante el análisis rígido-plástico, la estabilidad en el plano de las barras la aborda la comprobación de estabilidad en el plano del pórtico de 5.2.6.3(3) (véase el apartado 8).

5.2.7

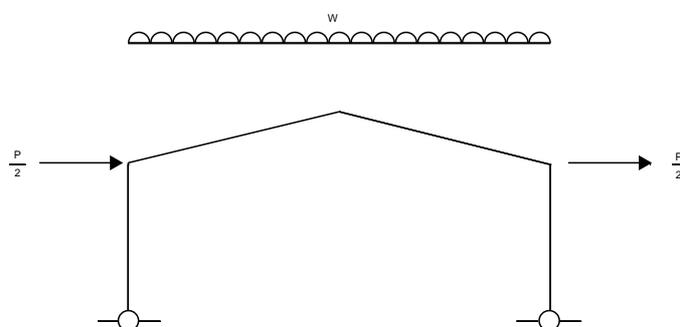
Deben incluirse los efectos de las imperfecciones del pórtico. Se ofrecen dos opciones:

5.2.4.3

Imperfección inicial por flecha horizontal Φ



o fuerzas horizontales equivalentes (FHE)



$$FHE = P = \phi W = \frac{W}{200}$$

donde W carga vertical ponderada total

Las FHE deben aplicarse en todos los casos de carga

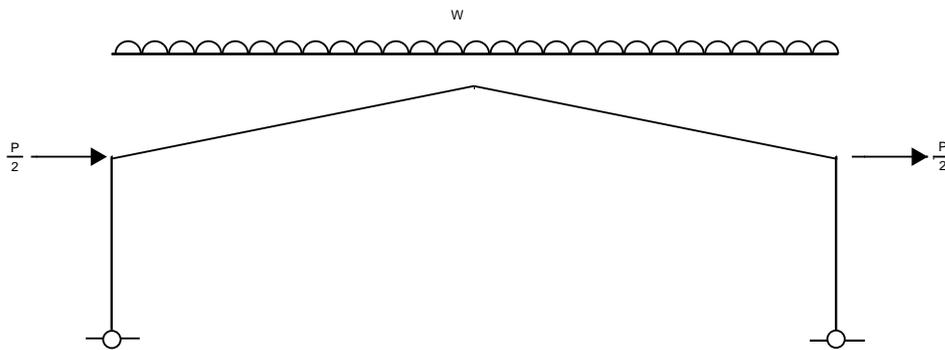
En los apoyos deben aplicarse las reacciones equilibradoras de las fuerzas horizontales equivalentes (en equilibrio con las fuerzas y momentos internos) para que la fuerza horizontal equivalente en el conjunto del pórtico sea nula.

Referencia

5.2.4.3

5.2.4.3(8)

6. CARGAS DE CÁLCULO PARA EL ELU: COMBINACIÓN PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS PERFILES DE ACERO



$$W = (0,41 \times 1,35 + 0,75 \times 1,5) \times 6 \times 32 = 322,3 \text{ kN}$$

$$P = W/200 = 1,6 \text{ kN}$$

7. DIMENSIONAMIENTO INICIAL DEL PERFIL: CABIO, APOYO Y NUDO DE LOS ALEROS

Se ha desarrollado un gráfico de cálculo que muestra la variación de la fuerza horizontal en la base del tramo, H , y la resistencia plástica al momento requerida para el cabio, M_R , en función de h/L (véase la página siguiente). En el pórtico considerado se tomó una longitud de nudo de $L/10$. A partir del gráfico y suponiendo que la rótula de los aleros se encuentran en el apoyo:

$$\text{Para } \frac{h}{L} = \frac{8}{32} = 0,25$$

$$\frac{M_R}{WL} = 0,0370 \quad \frac{H}{W} = 2,293$$

Por tanto:

$$M_R = 0,0370 WL = 0,0370 \times 322,3 \times 32$$

$$M_R = 381,6 \text{ kNm}$$

$$H = 0,293 W = 0,293 \times 322,3 = 94,4 \text{ kN}$$

Suponiendo $c = 0,75 \text{ m}$, entonces

$$M_S = \left(H + \frac{P}{2} \right) (h - c) = \left(94,4 + \frac{1,6}{2} \right) \times 7,25$$

$$M_S = 690,2 \text{ kNm}$$

Tamaño del Cabio

IPE A 500 Grado S275 Perfil de clase 1 a flexión

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

El momento plástico de resistencia de cálculo = $W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$

$$= \frac{1946 \times 275}{1000 \times 1,1} = 486,5 \text{ kNm}$$

Figura 10
Lección 16.3

5.3.2

Tabla 3.1

5.4.4.1

5.1.1(2)

Tamaño del apoyo

IPE A 600 Clase S275 Perfil de Clase 1 a flexión

5.3.2

$$W_{pl} f_y / \gamma_{M0} = \frac{3141 \times 275}{1000 \times 1,1} = 785,3 \text{ kNm}$$

En este ejemplo de cálculo se supone que el nudo se mantiene elástico en toda su longitud y que el cable se mantiene elástico en la posición del punto inferior del nodo (M_1 en la figura 10 de la lección 16.3) es $\approx M_R / 1,15 = 423,0 \text{ kNm}$.

El momento máximo en el cable es:

$$\frac{f_y W_{el}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \times 1728}{1,1 \times 1000} = 432,0 \text{ kNm} > M_1 \therefore \text{VALE}$$

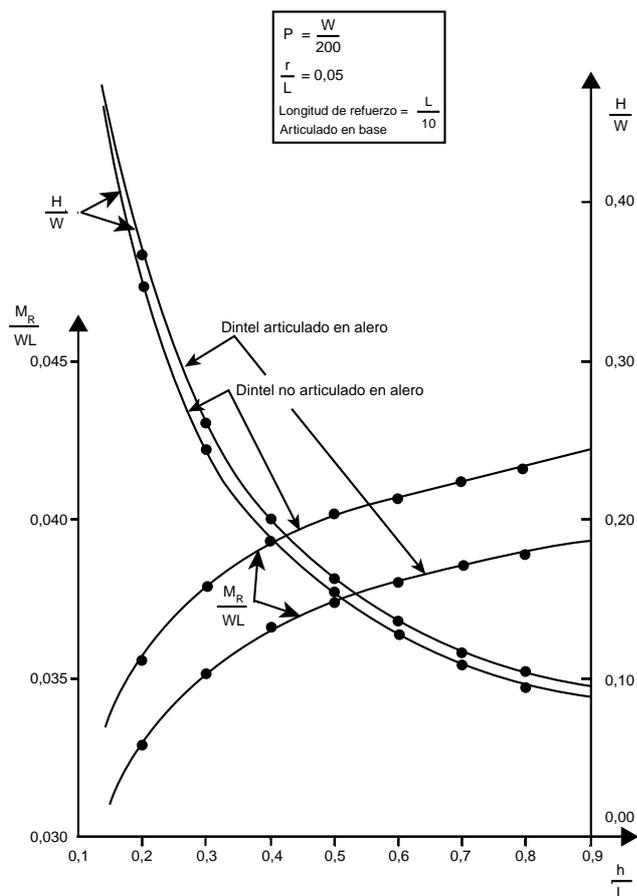
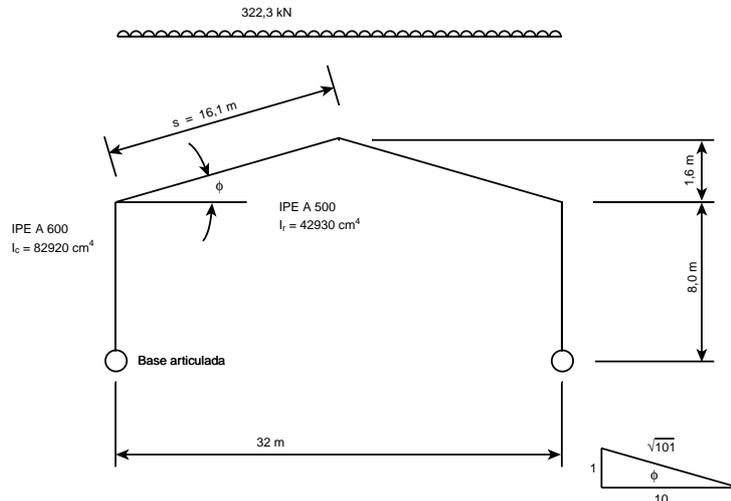


Gráfico de cálculo para diseño plástico de pórticos

8. ESTABILIDAD DEL PÓRTICO Y COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN (véase el apéndice 1)



Fórmulas del apéndice 1

Cargas axiales elásticas P_r y P_c

$$m = 1 + \frac{r}{h} = 1 + \frac{1,6}{8,0} = 1,2$$

$$R = \frac{I_c S}{I_r h} = \frac{82920 \times 16,1}{42930 \times 8,0} = 3,89$$

$$N = 2 \left[1 + \frac{1}{R} + m + m^2 \right] = 2 \left[1 + \frac{1}{3,89} + 1,2 + 1,2^2 \right] = 7,79$$

$$P_r = \frac{wL^2 (3 + 5m)}{16Nh} \cos \phi + \frac{wL}{4} \operatorname{sen} \phi$$

$$wL = 322,3 \text{ kN}$$

$$P_r = \left(\frac{322,3 \times 32 \times 9}{16 \times 7,79 \times 8} \right) \frac{10}{\sqrt{101}} + \left(\frac{322,3}{4} \right) \frac{1}{\sqrt{101}} = 100,6 \text{ kN}$$

$$P_c = \frac{wL}{2} = \frac{322,3}{2} = 161,2 \text{ kN}$$

Relación de carga elástica crítica V_{Sd}/V_{cr}

$$\begin{aligned}
 V_{Sd}/V_{cr} &= \frac{s(P_c h + 0,3 P_r s)}{3 E I_r} \\
 &= \frac{16,1(161,2 \times 8 + 0,3 \times 100,6 \times 16,1) 10^9}{3 \times 210000 \times 42930 \times 10^4} \\
 &= 0,106
 \end{aligned}$$

Dado que $V_{Sd}/V_{cr} > 0,1$, el pórtico es con flecha horizontal.

5.2.5.2(3)

Dado que $V_{Sd}/V_{cr} \leq 0,20$, EC3 permite una tolerancia indirecta para efecto de segundo orden en el análisis rígido-plástico, siempre que los apoyos satisfagan los criterios de pandeo en el plano de 5.2.7. Es algo que se comprueba en la verificación detallada del proyecto (apartado 9).

5.2.6.3(3)
5.2.7

La tolerancia indirecta, denominada método de la flecha horizontal ampliada, consiste en amplificar todas las fuerzas y momentos internos por el siguiente coeficiente:

$$\begin{aligned}
 \text{Coeficiente de amplificación} &= \frac{1}{1 - V_{Sd}/V_{cr}} \\
 &= \frac{1}{1 - 0,106} = 1,12
 \end{aligned}$$

5.2.6.2(3)

Comprobar los perfiles escogidos $\frac{\text{Sección CPF}}{\text{CPF Requerido} \times \text{factor de amplificación}}$

$$\text{Cabio IPE A 500} \quad \frac{486,5}{381,6 \times 1,12} = 1,14$$

$$\text{Apoyo IPE A 600} \quad \frac{785,3}{690,2 \times 1,12} = 1,02$$

Por tanto los perfiles son correctos.

Nota: Este enfoque del cálculo de V_{Sd}/V_{cr} desprecia el efecto beneficioso del nudo. Si se tiene en cuenta el nudo, el análisis por ordenador predice que $V_{Sd}/V_{cr} < 0,10$ y entonces el pórtico puede clasificarse como sin flecha horizontal y no es necesario aplicar ningún coeficiente de amplificación.

5.2.5.2(3)

Por inspección de los resultados del "Dimensionamiento del perfil" puede verse que:

Referencia

- El cabio está sobredimensionado y, por tanto, no necesita una longitud de nudo del alero de $L/10$.
- El apoyo no está tan sobredimensionado como el cabio.

La longitud del nudo puede reducirse hasta que las anteriores comprobaciones de los elementos dieran 1,0 en lugar de 1,14 y 1,02. Alternativamente, con una longitud del nudo de 3,2 m el pórtico estaría ligeramente sobredimensionado.

El diagrama de momentos plásticos debe basarse en los valores reales de los momentos plásticos de resistencia de cálculo del cabio y el apoyo. Sustituyendo la resistencia al momento plástico del perfil del cabio por M_R y la resistencia al momento plástico del perfil del apoyo por M_S , la carga de cálculo real que puede soportar la estructura se determinó a partir del diagrama de momentos flectores como ≈ 380 kN.

Comprobación de la esbeltez en el plano del apoyo

El pórtico no está arriostrado.

5.2.5.3

Un apoyo de un pórtico no arriostrado calculado mediante el método de cálculo rígido-plástico y con una rótula plástica debe satisfacer:

$$\bar{\lambda} \leq 0,32 \left(\frac{A f_y}{N_{Sd}} \right)^{0,5}$$

5.2.7(3)

$$\text{donde } \bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) (\beta_A)^{0,5}$$

5.5.1.2

$$y \lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{donde } \varepsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0,5}$$

$$y \beta_A = 1,0 \text{ para perfiles de Clase 1, 2 o 3}$$

5.5.1.1

$$\text{Entonces } \frac{\lambda}{93,9 \left(\frac{235}{275} \right)^{0,5}} \leq 0,32 \left(\frac{A f_y}{N_{Sd}} \right)^{0,5}$$

$$y \lambda \leq 27,8 \left(\frac{A f_y}{N_{Sd}} \right)^{0,5}$$

Apoyo IPE A 600 $\lambda \approx \frac{h}{i_{yy}} = \frac{8000}{246} = 32,5$

y $Af_y = \frac{13700 \times 275}{1000} = 3768 \text{ kN}$

Luego $N_{Sd} \leq \left(\frac{27,8}{32,5}\right)^2 \times 3768$

$\leq 2757 \text{ kN}$

$N_{Sd} \text{ real} = \frac{322,3}{2} + \text{apoyo} + \text{cerramiento de la pared}$
 $= 200 \text{ kN}$

Luego el apoyo es satisfactorio

Estabilidad puntual del cabio

Los pórticos con cubiertas inclinadas no trianguladas también han de ser comprobados respecto al pandeo puntual.

5.2.6.1(4)

En EC3 no se indica ninguna comprobación, por lo que se seguirán las reglas de BS 5950: Parte 1 [2]:

La inestabilidad puntual puede deberse al balanceo de los apoyos y la inversión del cabio, pero normalmente sólo es crítica en una nave interna de un pórtico de varias naves.

Para evitarla, la esbeltez del cabio debe ser tal que:

$$\frac{L_b}{D} \leq \left[\frac{22(4 + L/h)}{\Omega(\Omega - 1)} \right] \left[1 + \frac{l_c}{l_r} \right] \left[\frac{275}{P_{yr}} \right] \tan 2\theta_r$$

donde L_b = luz efectiva de la nave

D = altura mínima de los cabios

L = luz de la nave = 32,0 m

h = altura del apoyo = 8,0 m

l_c = momento mínimo de inercia del apoyo para el pandeo en el plano del pórtico (se toma cero si el soporte no está conectado rígidamente al cabio)

= 82920 cm⁴

Referencia

- I_r = momento mínimo de inercia de los cables para el pandeo en el plano del pórtico
 = 42930 cm⁴
- p_{yr} = resistencia de cálculo de los cables = 275 N/mm²
- Ω = coeficiente de arqueado = W_r/W_o
- W_r = carga vertical ponderada sobre los cables = 322,3 kN
- W_o = valor máximo de W_r que podría provocar un agotamiento plástico del cable tratado como una barra empotrada de luz L.
- θ_r = en un pórtico simétrico es la inclinación del cable
 = 5,71°
- L_b = $L - L_h$ dado que la altura del nudo más el cable no es menor que 2D.
- L_b = 32 - 3,2 = 28,8

Suponiendo que el efecto de la carga axial en la resistencia al momento del cable sea pequeña,

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_o L}{16} = W_o = \frac{16 \times M_{pl.Rd}}{L} = \frac{16 \times 486,5}{32} = 243,3 \text{ kN}$$

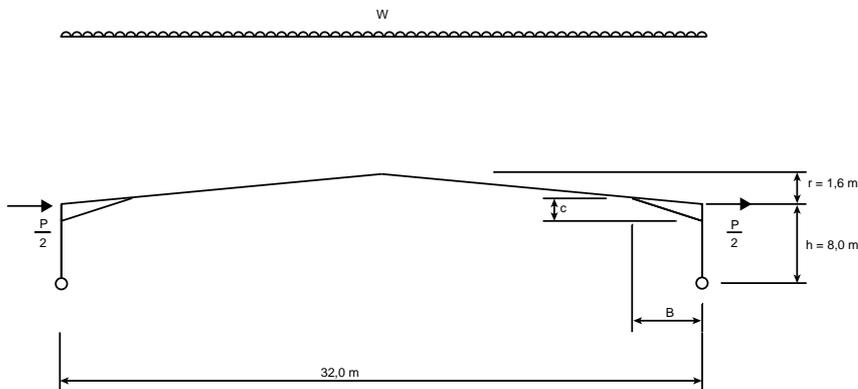
$$\Omega = \frac{322,3}{243,3} = 1,32$$

$$\frac{L_b}{D} \leq \left[\frac{22(4 + 32/8)}{1,32(1,32 - 1)} \right] \left[1 + \frac{82920}{42930} \right] \left[\frac{275}{275} \right] \tan(2 \times 5,71) \leq 246,7$$

$$\frac{L_b}{D} = \frac{28,8}{0,5} = 57,6$$

∴ La estabilidad puntual del cable es adecuada.

9. COMPROBACIÓN DETALLADA DEL PROYECTO



$W =$ ELU (nieve + cerramiento + correas + cabio + servicios)

$= 322,3 \times$ coeficiente de amplificación 1,12

$= 361,0$ kN

$P =$ Fuerza horizontal equivalente de las imperfecciones del pórtico

$$\frac{W}{200} = 1,80 \text{ kN}$$

Los momentos flectores del pórtico de la figura 10 (lección 16.3) puede obtenerse gráficamente o mediante cálculos basados en las posiciones supuestas de las rótulas (un enfoque alternativo sería calcular la carga aplicada que podría provocar el mecanismo de colapso.) El pórtico sería capaz de soportar eficazmente esta mayor carga (véase la página 148).

Por tanto, conociendo las dimensiones, cargas y perfiles de acero del pórtico:

$$H = 0,284 W = 102,5 \text{ kN}$$

$$M_R = 0,04024 WL = 464,9 \text{ kNm} = \text{rótula}$$

$$M_S = 0,06495 WL = 750,3 \text{ kNm} = \text{rótula}$$

$$A = 0,02965 L = 0,95 \text{ m}$$

$$M_A = 0,03979 WL = 459,7 \text{ kNm}$$

$$M_1 = 0,03499 WL = 404,2 \text{ kNm}$$

$$L_h = 0,0855 L = 2,74 \text{ m}$$

Diagrama de Momentos Plásticos para el ELU

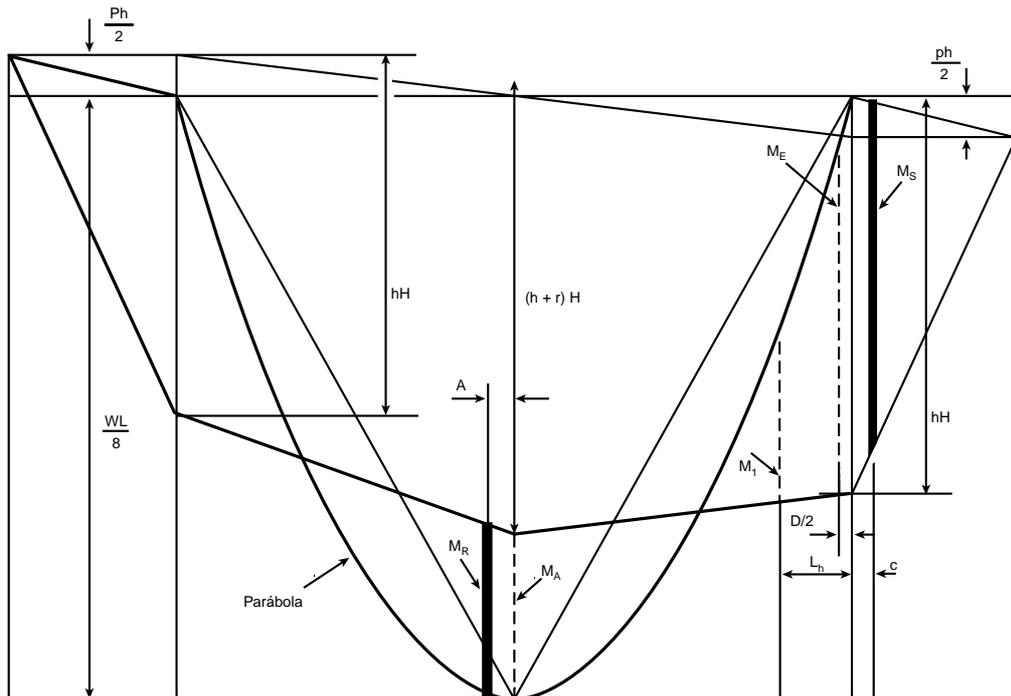
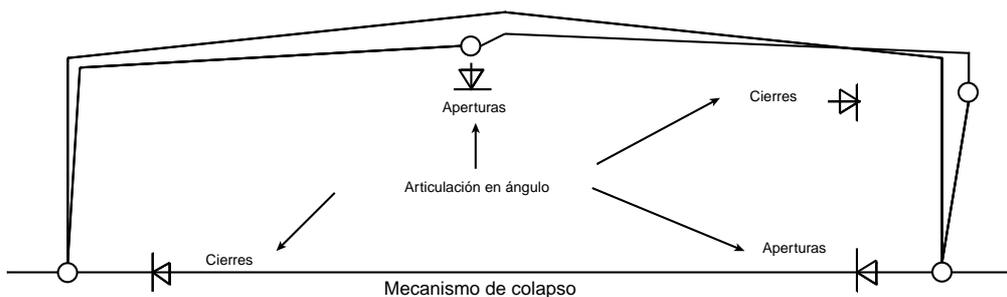


Diagrama de momento plástico ULS

M_R y M_S = Rótulas plásticas

$M_1 \leq$ que la resistencia elástica al momento del cable (= 432,0 kNm) porque si M_1 y M_S son ambas rótulas plásticas, es probable que se precisen más embrizados para la estabilidad del nudo.



Referencia

Efecto de las cargas axiales en los momentos plásticos de resistencia de cálculo de los perfiles de acero

$$\text{Carga axial sobre el cable} = H \cos \Phi = 102,0 \text{ kN}$$

$$\text{Carga axial sobre el apoyo} = \frac{W}{2} = 181,0 \text{ kN}$$

(Se ignoran los efectos despreciables de P)

Consúltese la figura 6 de la lección 16.3

$$\text{Apoyo } M_{pl.Rd} = 785,3 \text{ kNm}$$

Clasificación de almas bajo flexión compuesta

$$\alpha = 0,5(1 + \gamma_{M0} \sigma_w/f_y)$$

$$\text{donde } \sigma_w = \frac{N_{Sd}}{d t_w}$$

$$N_{Sd} = 181 \text{ kN} \Rightarrow \sigma_w = \frac{181 \times 10^3}{514 \times 9,8} = 35,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 0,5 (1 + 1,1 \times 35,9/275) = 0,57$$

$$\text{Si } \alpha > 0,5 \quad d/t_w \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} \quad \text{para la clase 1}$$

$$\varepsilon = 0,92 \text{ para la clase S275} \rightarrow$$

$$d/t_w \leq \frac{396 \times 0,92}{(13\alpha - 1)} = 56,8$$

$$d/t_w = 52,4 \quad \therefore \text{Bajo flexión compuesta el alma es de clase 1}$$

El ala es de clase 1 a compresión dado que $c/t_f (= 6,3) < 10\varepsilon (= 9,2)$

Para perfiles de clase 1:

$$\text{Momento plástico de resistencia reducido } M_{N.Rd} = M_{pl.Rd} (1 - (N_{Sd}/N_{pl.Rd})^2)$$

$$\text{donde } N_{Sd} = 181 \text{ kN}$$

Tabla 5.3.1

Tabla

5.3.1

5.4.8.1(2)

$$N_{pl.Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$$

$$= \frac{13700 \times 275}{1,1 \times 10^3} = 3425 \text{ kN}$$

$$\therefore M_{N.Rd} = 785,3 (1 - (181/3425)^2) = 783,1 \text{ kNm}$$

$$\therefore \frac{PMR}{M_S} = \frac{783,1}{750,3} = 1,044 \quad \therefore \text{El perfil es correcto}$$

Cambio $M_{pl.Rd} = 486,5 \text{ kN}$

Clasificación de almas bajo flexión compuesta

$$\alpha = 0,5(1 + \gamma_{M0} \sigma_w/f_y)$$

donde $\sigma_w = \frac{N_{Sd}}{d t_w}$

$$N_{Sd} = 102 \text{ kN} \Rightarrow \sigma_w = \frac{102 \times 10^3}{426 \times 8,4} = 28,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 0,5 (1 + 1,1 \times 28,5/275) = 0,56$$

Si $\alpha > 0,5$ $d / t_w \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$ para la clase 1

$$\varepsilon = 0,92 \text{ para grado S275} \Rightarrow d / t_w \leq \frac{396 \times 0,92}{(13\alpha - 1)} = 58,0$$

$$d/t_w = 50,7 \quad \therefore \text{Bajo flexión compuesta el alma es de clase 1}$$

El ala es de clase 1 a compresión dado que $c/t_f (= 6,9) < 10\varepsilon (= 9,2)$

$$N_{Sd} = 102 \text{ kN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{10100 \times 275}{1,1 \times 10^3} = 2525 \text{ kN}$$

Para perfiles de clase 1:

$$\therefore M_{N.Rd} = 486,5 (1 - (102 / 2525)^2) = 485,7 \text{ kNm}$$

$$\therefore \frac{CPF}{M_R} = \frac{485,7}{464,9} = 1,045 \quad \therefore \text{El perfil es correcto}$$

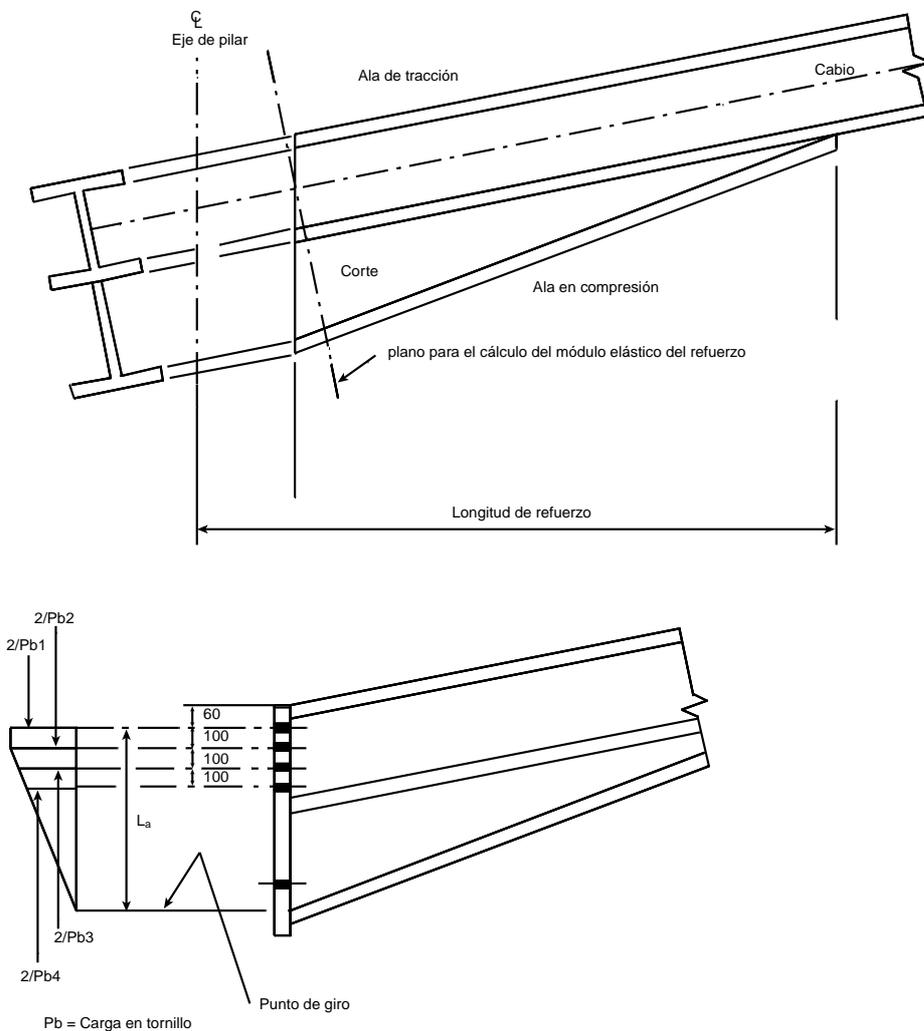
Referencia

5.4.4(1)

Tabla 5.3.1

Tabla 5.3.1

Nudo de los aleros



La resistencia al momento del perfil del nudo = M_h

$$M_h = \frac{f_y W_{el.min}}{\gamma_{M0}}$$

$W_{el.min}$ = el menor de $W_{el.tracción}$ (ala superior) y $W_{el.compresión}$ (ala inferior)

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Longitud del nudo} = 2740 \text{ mm}$$

La figura 11 de la lección 16.3 muestra los detalles del nudo, cuyas dimensiones y propiedades de los módulos elásticos se obtiene fácilmente con una calculadora programable.

Cabio IPE A 500

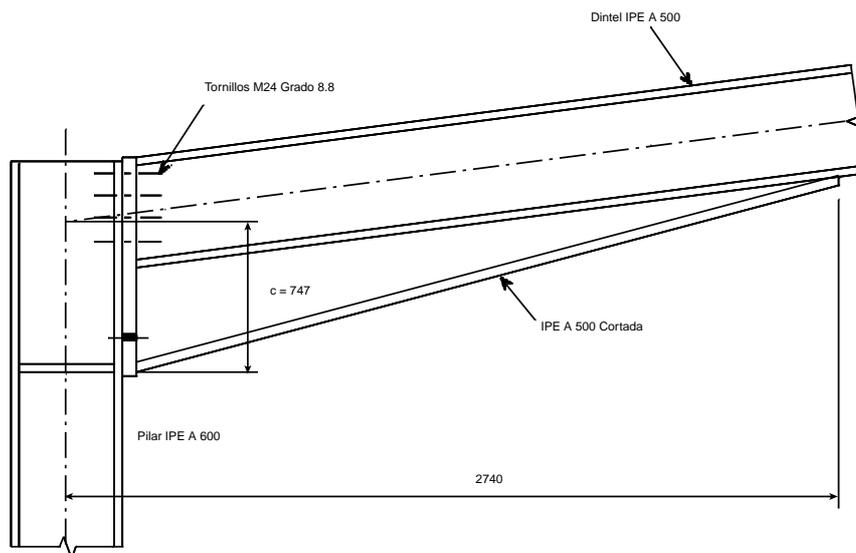
Perfil	I cm ⁴	W _{trac} cm ³	W _{comp} cm ³	c mm	M _h kNm
IPE A 500	200856	4131	4056	747	1014

El momento flector en el nudo de la cara del apoyo es M_E

$$M_E = \left(H + \frac{P}{2} \right) h + \frac{D}{L} \left(H_r - \frac{Ph}{2} \right) - \frac{WD}{4} \left(1 - \frac{D}{2L} \right) = 776,5 \text{ kNm}$$

$$M_E \leq M_h$$

776,5 < 1014 ∴ El nudo es correcto



Conexión en los Nudos de los Aleros

Los requisitos de EC3 para las conexiones se indican en la tabla 5.2.1. Un pórtico se encuentra en la categoría de estructuras continuas' y el análisis global rígido-plástico' exige una conexión de resistencia plástica total' de acuerdo con la cláusula 6.4.3.2. La resistencia de cálculo de una conexión de resistencia plástica total debe ser por lo menos igual a la de la barra conectada.

6.4.3.2(1)

Es necesario tener en cuenta la posibilidad de que las barras sean sobre-resistentes. La precaución al respecto en EC3 es garantizar que la resistencia de la conexión sea al menos 1,2 veces la resistencia plástica de cálculo de la barra.

6.4.3.2(2)

Por tanto, la resistencia de cálculo al momento de la conexión del nudo debe ser al menos 1,2 veces el momento plástico del apoyo ($= 1,2 \times 785,3 = 942,4 \text{ kNm}$) y $\geq M_E$.

Debe hacerse referencia a la lección 13.6 “Uniones de Momento para pórticos continuos” para el procedimiento de cálculo de la conexión del nudo. En estas conexiones suelen utilizarse tornillos M24 de grado 8.8.

Nudo del Ápice

El nudo del ápice es mucho menor que el de los aleros pero se calcula de forma similar. El momento de cálculo primario es un momento positivo y, al estar adyacente a la rótula plástica del cabio, la resistencia de cálculo al momento del nudo debe ser al menos 1,2 veces el momento plástico del cabio.

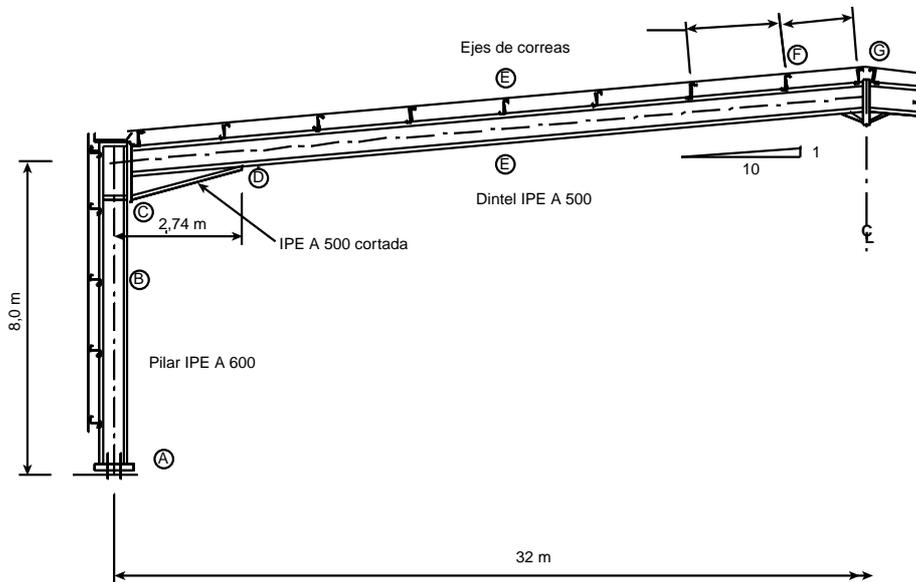
Otras combinaciones de cargas (Estado Límite Último)

Los momentos de cálculo de las demás combinaciones de carga del ELU dadas en la página 140 se calcularon.

Los valores de Sección CPF/Momento de cálculo (en la rótula) indican que el pórtico no tiene rótulas plásticas a las cargas de rotura de proyecto y que sería mejor comprobarlo mediante un análisis elástico que plástico.

Las cargas de viento pueden provocar que las barras estén sometidas a momentos flectores de signo opuesto a los de las combinaciones de cargas primarias, es decir, negativos en lugar de positivos y viceversa.

Estabilidad de las Barras



Estabilidad de las barras bajo los momentos dominantes: combinación de nieve, cerramiento, correas, cables y servicios en el estado límite último.

Las rótulas plásticas se encuentran en (C) en el apoyo y en (F) en el cable.

El punto de inflexión se encuentra en (E).

El ala más interior está a compresión de (A) → (B) → (C) → (D) → (E).

El ala más exterior está a compresión de (E) → (F) → (G).

Las alas a compresión deben restringirse suficientemente en su posición para garantizar que no se produce un pandeo lateral por torsión.

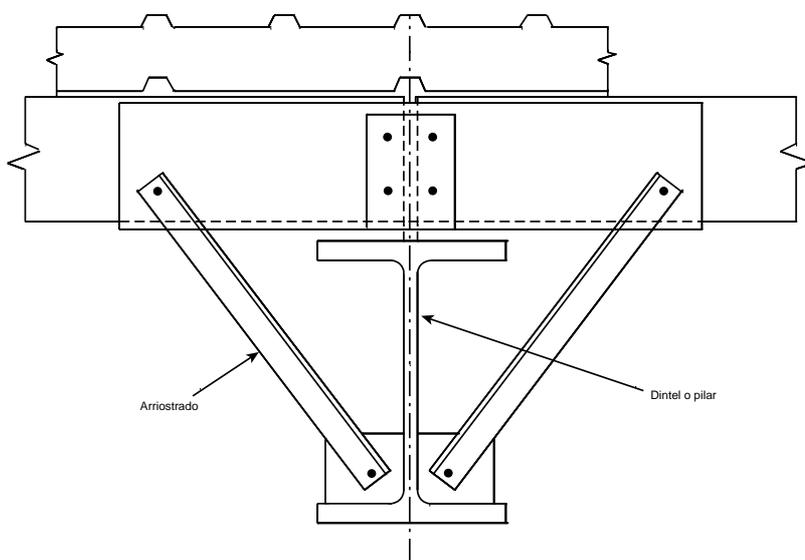
En las posiciones de las rótulas plásticas (C) y (F) se requieren restricciones a la torsión, aunque ello no sea absolutamente necesario en (F) dado que es la última rótula en formarse y por tanto no precisa una capacidad de rotación frente a momentos.

Probablemente el apoyo necesitará una restricción lateral en el ala de compresión en (B).

El punto de inflexión puede aceptarse como la posición de la restricción lateral del ala más interior si la especificación y la conexión de la correa o el cable adyacente proporcionan una restricción nominal a la torsión.

Probablemente el cable necesitará una restricción lateral para el ala de compresión en la posición (D).

Todas estas restricciones (en (B) (C) (D) y (E)) pueden realizarse por medio de jabalcones.



El ala de compresión del cable entre las posiciones (E) a (G) está restringida por las correas, siempre que el espaciado de las mismas no sea demasiado grande.

Por tanto, las siguientes longitudes se comprueban individualmente respecto a que satisfacen la cláusula 5.5.4, resistencia al pandeo de barras sometidas a flexión y compresión axial:

- B - C
 - C - D (es decir el nudo)
 - D - E
 - A - B
- Espaciado de las correas

El Problema Resuelto de la lección 9.10 indica el procedimiento de proyecto.

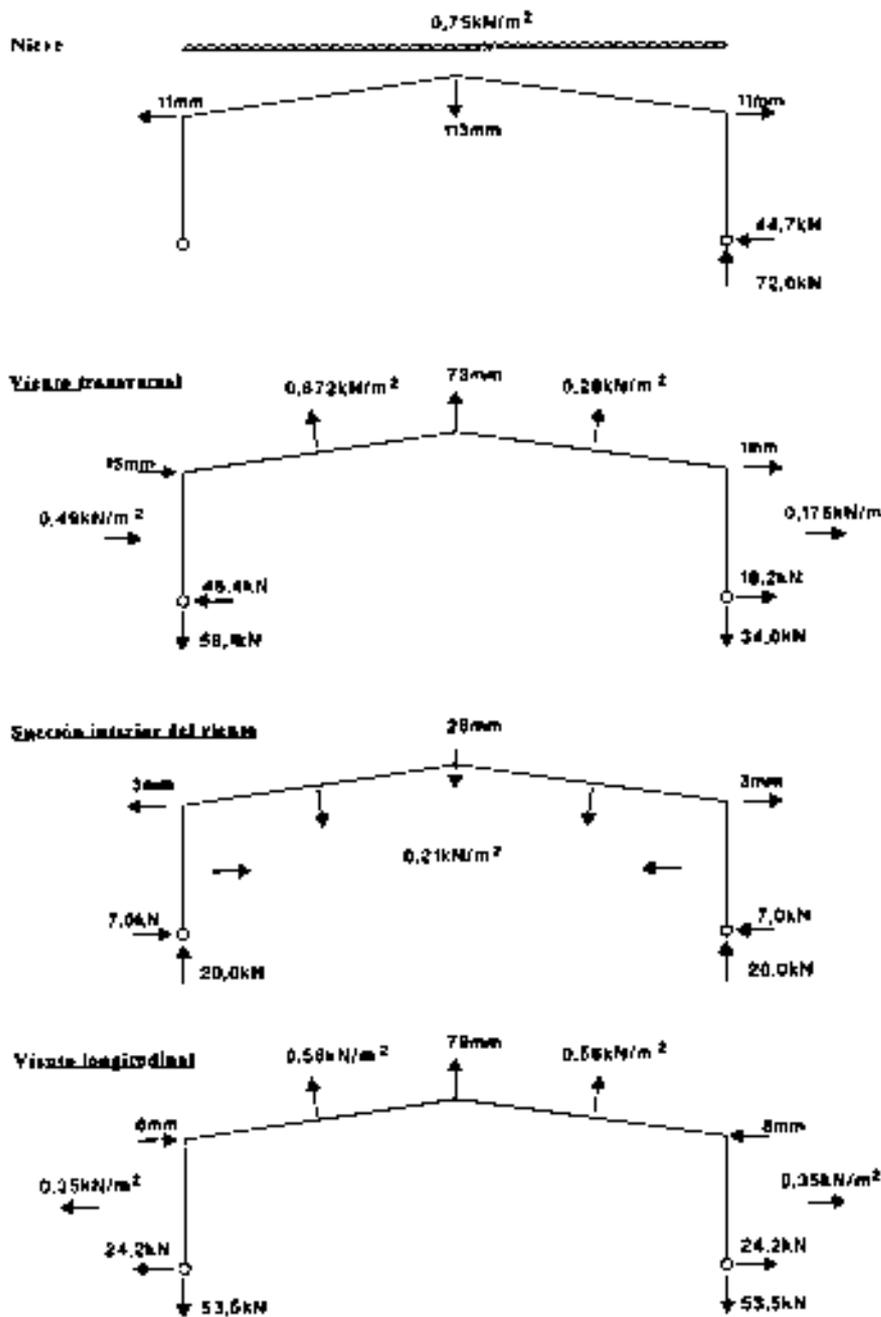
Puede aprovecharse el efecto beneficioso de la restricción sobre el ala de compresión remota que proporcionan las correas (o carriles). BS5950: Parte 1, Apéndice G [2] indica un método para calcular los valores reducidos de λ y λ_{LT} que pueden utilizarse en las ecuaciones de interacción de EC3.

5.5.4

Referencia

En algunos casos las demás combinaciones de carga pueden provocar que el ala más interior sea el “ala de compresión” entre las posiciones (E) a (G) y que necesite refuerzos de jalcón. Depende de la velocidad del viento y de las acciones resultantes.

Estados límite de servicio (flechas)



Referencia

4.2.2

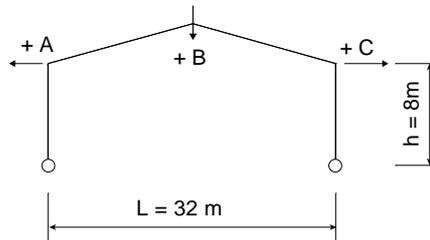
Resumen de las flechas

δ_1 de las acciones permanentes

δ_2 de las acciones variables $\leq \frac{L}{250}$

$\delta_{\text{máx}} = \delta_1 + \delta_2 \leq \frac{L}{200}$

movimiento de la cabeza del soporte $\leq \frac{h}{150}$



Todas las flechas están en mm

Acciones	Flecha		
	A	B	C
1 Permanente (0,31 kN/m ²)	5	47	5
2 Servicios (0,10 kN/m ²)	2	15	2
3 Nieve (0,75 kNm)	11	113	11
4 $\delta_1 = (1 + 2)$	7 = h/1142	62 = L/516	7 = h/1142
5 $\delta_{\text{máx}} = (1 + 2 + 3)$	18 = h/444	175 = L/183	18 = h/444
6 L/200		160	
Es necesario un precurvado		15	
7 Viento transversal	-15	-73	1
8 Succión interna	3	28	3
9 Presión interna	-2	-18	-2
10 Viento longitudinal	-8	-79	-8
11 1 + 2 + 3 + 7 + 8	6	130 = L/246	22
12 1 + 2 + 7 + 9	-10	-29	6
13 1 + 2 + 3 + 10 + 8	13 = h/615	124 = L7/258	13 = h/615
14 1 + 2 + 10 + 9	-3	-35	-3
15 1 + 2 + 0,9 (3 + 7 + 8)	6	123 = L/260	21
16 1 + 2 + 0,9 (3 + 10 + 8)	13	118 = L/271	12

el factor 0,9 de 15 y 16 viene de 2.3.4(5)

2.3.4(5)

APÉNDICE 1 CÁLCULO DE LA RELACIÓN CRÍTICA DE CARGA, V_{Sd}/V_{cr}

El cálculo indicado a continuación se toma de [3].

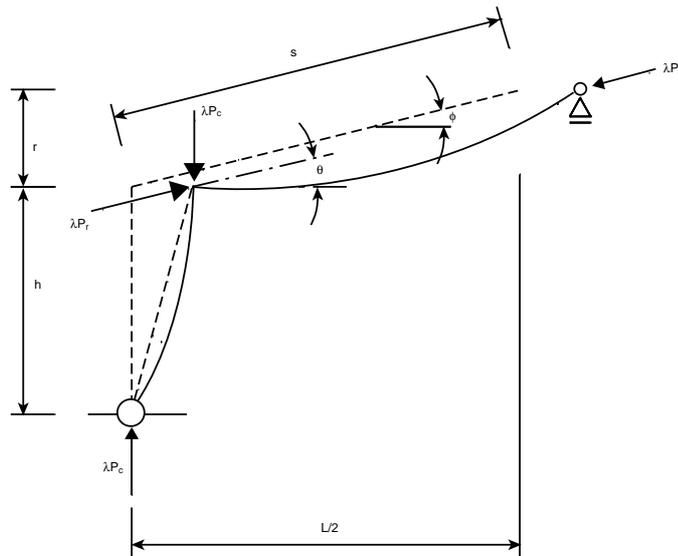


Figura 1 Cálculo optimizado del pandeo en pórticos

La solución de la ecuación (21) o (24) en relación con [3] exige conocer los valores de las fuerzas axiales P_c y P_r con el coeficiente de carga unitaria. Si se procede a un análisis elástico lineal por ordenador de la estructura, se conocerán con precisión dichos valores.

Alternativamente, pueden calcularse los valores necesarios, despreciando el nudo, por medio de las ecuaciones siguientes

$$m = 1 + \frac{r}{h}, \quad N = 2 \left[1 + \frac{1}{R} + m + m^2 \right]$$

Para una carga repartida uniformemente w y con P calculada en el centro del cable,

$$P_r = \frac{wL^2 (3 + 5m)}{16 Nh} \cos \phi + \frac{wL}{4} \sin \phi$$

$$P_c = \frac{wL}{2}$$

Referencia

Para pórticos con base articulada

$$V_{Sd} / V_{cr} = \frac{s [P_c h + 0,3 P_r s]}{3 E I_r}$$

donde

P_c es el esfuerzo axial en el apoyo exterior

P_r es el esfuerzo axial en el cable exterior

I_c es el momento de inercia del apoyo exterior

I_r es el momento de inercia del cable exterior

h es la altura hasta los aleros

s es la longitud del cable

BIBLIOGRAFÍA

- [1] BS CP 3 Code of Basic Data for the Design of Buildings Chapter V: Loading, Part 2 Wind Loads, BSI, 1972.
- [2] BS 5950 Structural use of steelwork in building Part 1. Code of practice for design in simple and continuous construction, BSI, 1990.
- [3] Davies, J. M., "In-plane Stability of Portal Frames", The Structural Engineer, 68(8), London, April 1990.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

Lección 16.4: Vigas Carril de Puentes Grúa

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar las funciones estructurales de la viga-carril de puente-grúa y ofrecer una orientación para el proyecto de la viga y sus distintos componentes.

Lección 16.1.2: Edificios de Una Sola planta: Cerramientos y Estructura Secundaria

Lección 16.3: Análisis de Pórticos: Análisis Plástico

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lecciones 2.5: Introducción al Diseño de Edificios Industriales

Lecciones 8.6: Pandeo de los Elementos Estructurales Reales

Lecciones 9.9: Vigas No Arriostradas

Lecciones 10.4: Comportamiento y Diseño de Vigas Armadas

Lecciones 13: Diseño de Uniones: Carga Estática

LECCIONES AFINES

Lecciones 14: Diseño para Fatiga

Lección 16.1.1: Edificios de Una Sola Planta: Introducción y Estructura Primaria

RESUMEN

Las vigas-carril de puente-grúa se consideran normalmente como parte de la estructura del edificio y se diseñan en consecuencia.

Un enfoque más realista es considerarlas como parte del sistema de transporte mecánico, cuyo elemento principal es la grúa.

Hay una gran interacción entre las partes móviles y estacionarias del sistema de la grúa. No puede proyectarse satisfactoriamente la propia grúa ni la viga-carril de puente-grúa si se tratan como estructuras separadas.

Las fuerzas a las que la grúa somete a la viga son en parte debidas al comportamiento de la propia grúa, especialmente por lo que se refiere a la rigidez vertical y lateral de la viga. La transmisión de las reacciones de la rueda de la grúa a la viga-carril de puente-grúa generan un complejo esquema de tensiones en la parte superior de la viga y provocan agotamientos de servicio prematuros si no se tienen en consideración al proyectarla.

1. INTRODUCCIÓN

Al proyectar grúas, carriles, vigas-carril y la estructura de soporte, los parámetros más importantes son los pesos máximo y frecuente que se van a elevar, la velocidad y la aceleración, y la altura libre por debajo de la grúa. Las cargas máximas por rueda se determinan a través de la capacidad neta y el peso muerto de la grúa y sus efectos dinámicos.

La posibilidad de manipulación en los edificios de un solo pórtico proviene con frecuencia de puentes-grúa ligeros soportados por vigas-carril apoyadas en ménsulas de apoyo fijadas a los soportes (véase la figura 1a).

La capacidad máxima de las grúas así sostenidas está alrededor de 100 kN. Por encima de esta capacidad es mejor disponer un perfil o aumentar el canto del pilar bajo la viga-carril para que tenga un apoyo adecuado.

Si se incluye un puente-grúa en un edificio, debe prestarse especial atención para garantizar que el edificio está adecuadamente arriostrado en ambas direcciones. No está de más mencionar que, en caso de grúas pesadas, las vigas-carril de puente-grúa pueden estar sometidas a condiciones de fatiga severas.

1.1 La Viga-Carril de Puente-Grúa y la Estructura

El método de apoyo de la viga-carril de un puente-grúa depende de la magnitud de las reacciones que produce respecto a la resistencia del pórtico.

Algunas disposiciones habituales, desde las más ligeras a las más pesadas, se muestran en la figura 1. En caso de grúas pesadas, resulta interesante proveer un perfil de apoyo directo para la grúa, tal como se muestra en las figuras

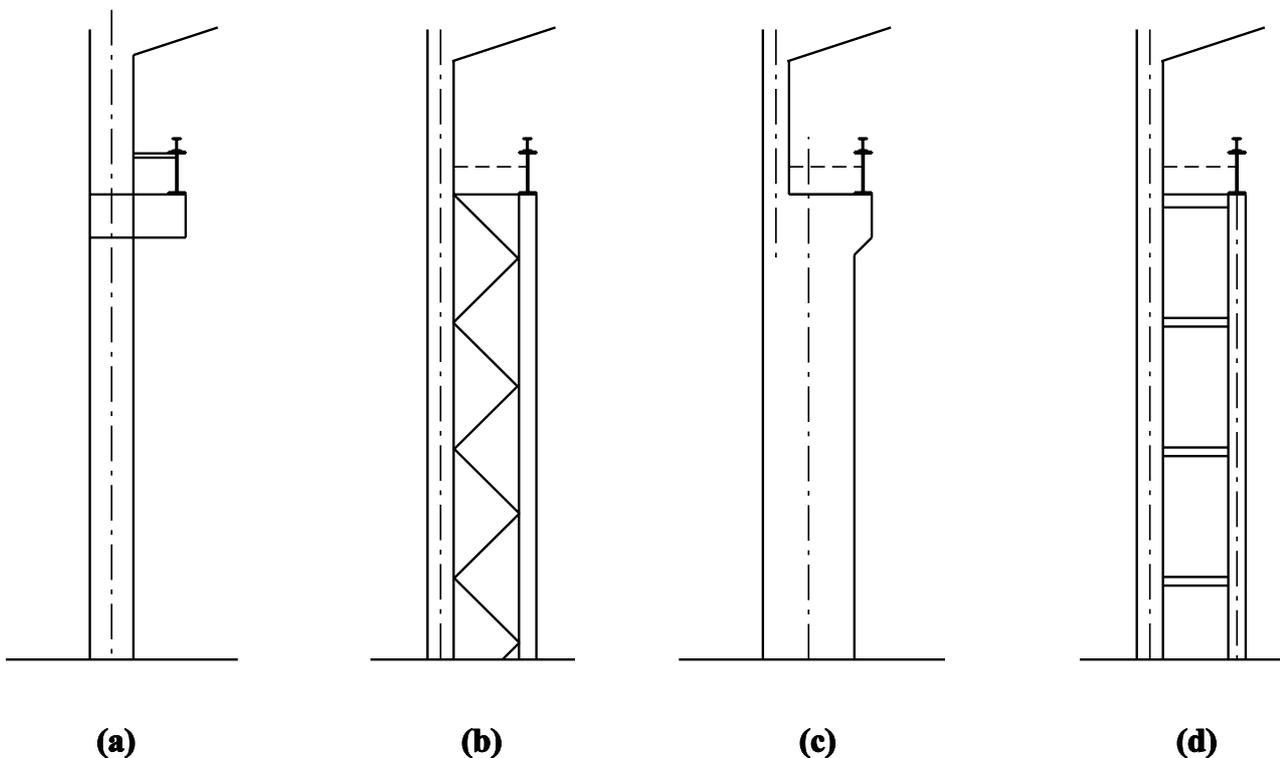


Figura 1 Pilares de puentes grúa
(a) Para grúas relativamente ligeras
(b-d) Para grúas de gran capacidad

1b y 1d, ya que permite tratar aisladamente el efecto de la grúa. No obstante, ello implica un peligro, dado que el desplazamiento del pilar del pórtico puede provocar sobretensiones en la conexión entre ambos pilares. Un enfoque correcto y más realista es analizar los perfiles como un solo pilar compuesto.

Debe prestarse mucha atención a la transferencia de las fuerzas horizontales del ala superior de la viga al pilar. Esta conexión debe:

- resistir con seguridad las reacciones horizontales

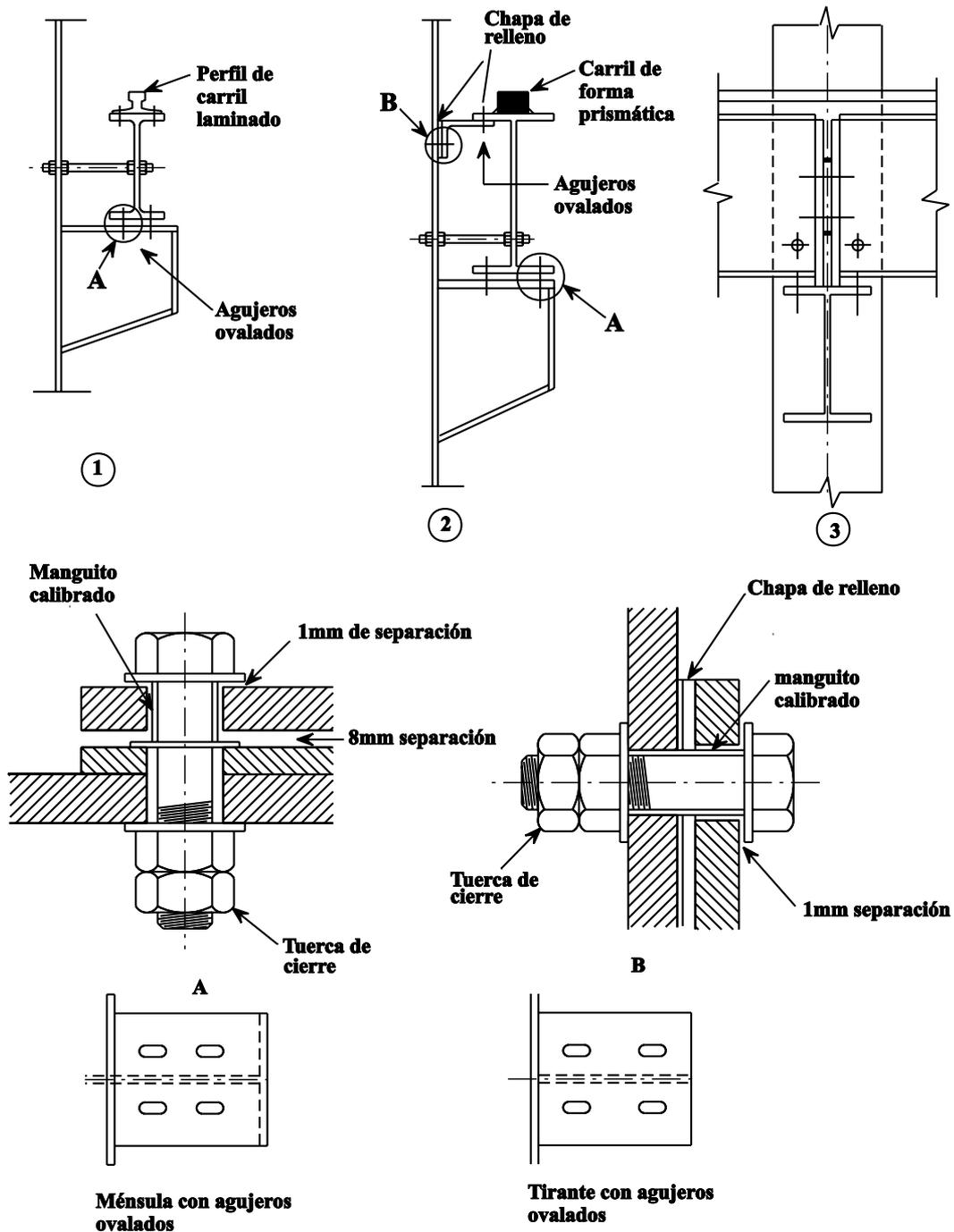
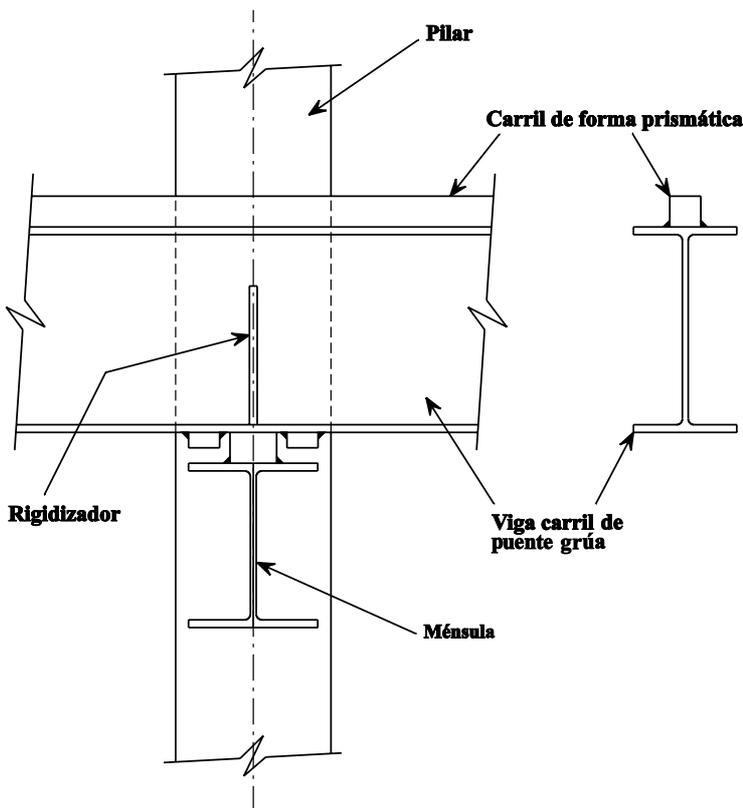


Figura 2 Montaje de puentes-grúa sobre dos apoyos



La rotación libre en los apoyos de las vigas-carril es importante para evitar los momentos flectores y torsores de los pilares.

La rotación en los apoyos de una viga continua puede conseguirse con un detalle adecuado y flexible, tal como se muestra en la figura 3.

La rotación en el extremo de una viga simplemente apoyada tiene como resultado un movimiento longitudinal del ala superior respecto a la línea media. La barra cuya ala superior conecta con el pilar del edificio debe, por tanto, ser capaz de permitir el movimiento longitudinal libre sin esfuerzos. Una simple pletina flexible puede ser satisfactoria si los movimientos son menores de 1 mm, pero una conexión con agujeros ovalados es una solución más segura en la mayoría de los casos (véase el detalle B de la figura 2).

Figura 3 Apoyo flexible de una viga carril de puente grúa sobre ménsulas

- permitir la rotación libre en el apoyo de la viga-carril
- permitir el ajuste lateral de la viga-carril una vez finalizado el edificio.

La necesidad de ajuste es un aspecto muy importante. Es imposible montar estructuras de edificios con la tolerancia exigida por el fabricante de la grúa y por tanto es esencial que toda la viga-carril pueda ser ajustada hasta 10 mm con respecto a los pilares del edificio. Por tanto, se precisan agujeros rasgados y espaciadores, tal como se muestra en la figura 2.

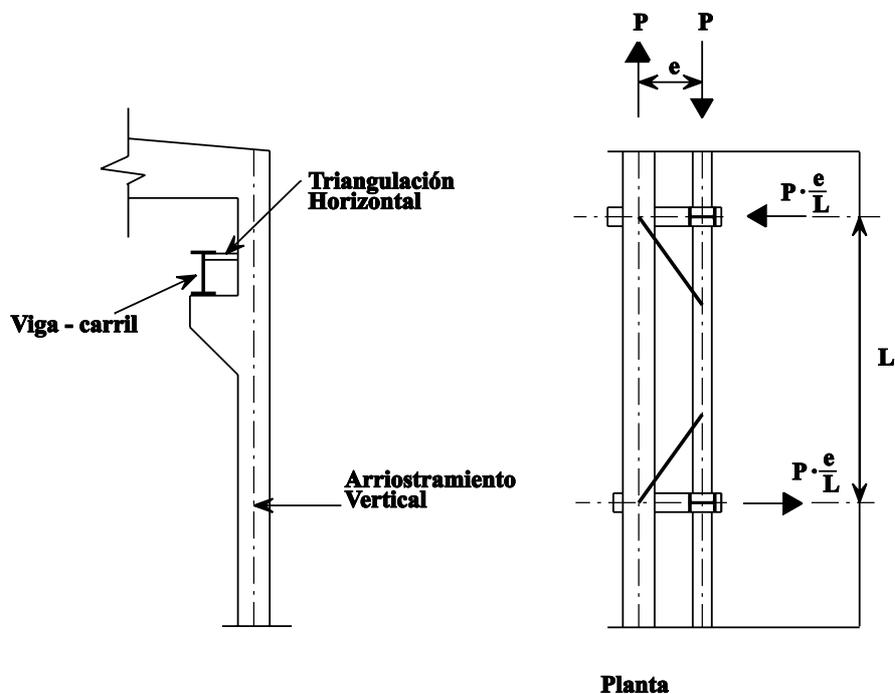


Figura 4 Triangulación horizontal como restricción contra la torsión del pilar

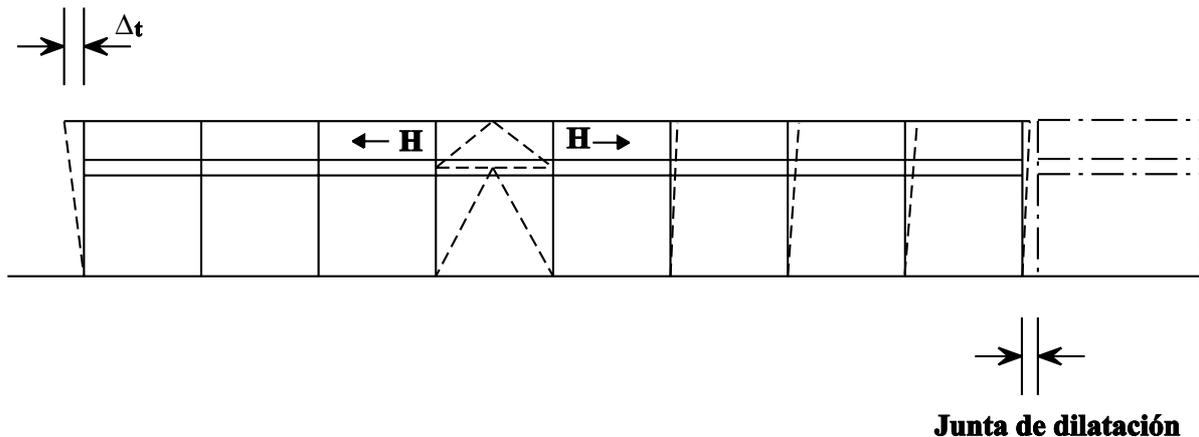


Figura 5 Juntas de dilatación

Otro aspecto crucial es que la distancia entre los dos pilares de un pórtico a la altura del carril varía con la carga. El cambio de distancia entre ambos soportes puede llegar fácilmente a $1/180$ de la altura del pilar. Las holguras en el carril deben ser pues mucho mayores que las esperadas a primera vista (a menudo se recomiendan 50 mm o más).

El arriostramiento longitudinal del edificio y de las vigas-carril de puente-grúa puede disponerse de varias maneras:

- arriostramiento vertical utilizado como arriostramiento del edificio y de la viga-carril.
- naves de arriostramiento vertical con conexión directa a las ménsulas de apoyo y colocadas en el plano de la viga-carril (para grúas pesadas).
- arriostramiento vertical en los planos tanto de la viga-carril como de los pilares del edificio (sólo para grúas muy pesadas).

Si se aplica el último método, debe haber un arriostramiento efectivo de ménsulas de apoyo de la grúa para evitar la torsión del pilar. Este embrizado se consigue normalmente por

medio de una viga triangulada horizontal, tal como se muestra en la figura 4.

El lugar ideal para disponer la triangulación es a mitad de camino entre las juntas de dilatación de la viga-carril o en el centro del edificio (véase la figura 5). Esta disposición evita el aumento de los esfuerzos de compresión debidos a la temperatura, que podrían provocar el pandeo de las vigas-carril. Además, provoca que la expansión sea bidireccional, reduciendo el movimiento total. Sólo los pilares situados bajo la viga-carril se deforman. Lo que limita la distancia entre las juntas de dilatación es la magnitud de las tensiones secundarias asociadas a esta deformación. La máxima distancia admisible entre las juntas de dilatación depende de la capacidad de desplazamiento longitudinal horizontal de los pilares de apoyo de la viga-carril (véase la figura 5).

En la figura 2.3 se muestra un método de transmitir-directamente a través de la junta del apoyo los esfuerzos axiales de una viga simplemente apoyada. El detalle también muestra un método eficaz de apoyar las vigas por medio de rigidizadores. Debe prestarse atención a la excentricidad local del rigidizador del aparato de apoyo en relación con el alma de la ménsula de apoyo.

2. TIPOS DE GRÚA

Los tipos de grúa más habituales montadas sobre vigas carril son:

- Puentes-grúa de pórtico apoyados formados por una viga simple o doble apoyada en los carros extremos (figura 6a).
- Puentes-grúa de pórtico suspendidos con carros especiales en los extremos, en los

que las ruedas se desplazan sobre el ala inferior de la viga carril (figura 6b).

2.1 Clasificación de las Grúas

Las cargas de las ruedas de la grúa tienen componentes dinámica y estática. Ambas componentes son funciones del tiempo y varían según la posición de la grúa y la magnitud de la carga. Las cargas transportadas por la

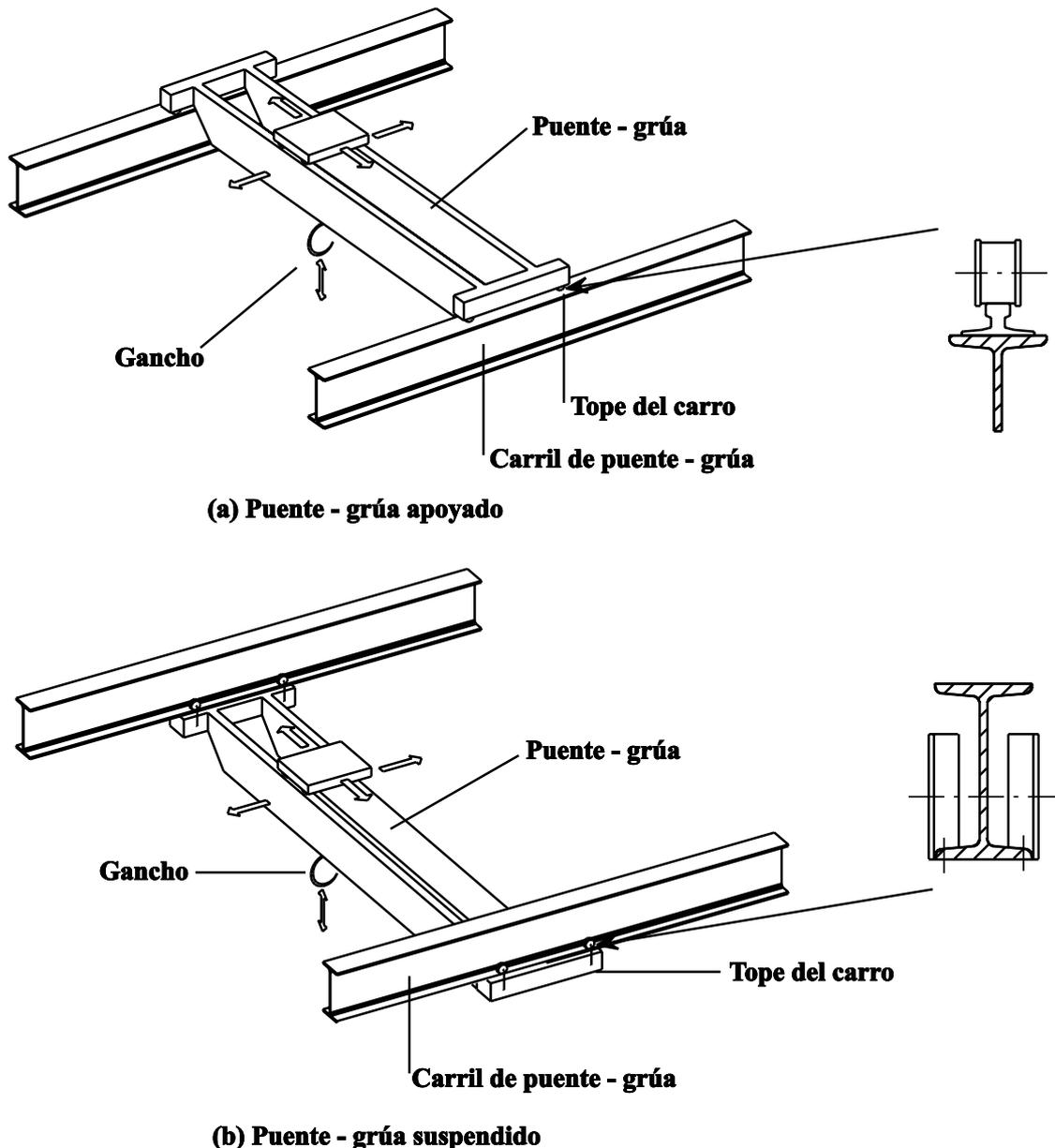


Figura 6 Tipos de grúas

grúa pueden ser ligeras, medias o pesadas. Las fuerzas dinámicas debidas a la aceleración y al frenado, la elevación y las irregularidades de los carriles también dependen de cada instalación.

Para garantizar un diseño económico de las grúas, normalmente se dividen en varias clases en función de su frecuencia de uso, el coeficiente medio de las cargas elevadas respecto a la carga admisible y los efectos dinámicos provocados en servicio. De esta forma se puede eva-

luar el riesgo de fatiga de la grúa y su viga carril durante la vida prevista.

La clasificación se basa en dos factores:

- Frecuencia de uso.
- Estado de la carga (coeficiente de magnitud de la carga real o supuesta respecto a la carga útil admisible).

La selección de los valores de frecuencia de uso y estado de carga determina la clasificación final de la grúa.

3. CARRILES DE RODADURA

El carril de rodadura y su interacción con el ala de la viga tiene una gran influencia en el rendimiento de la grúa. Por tanto, al diseñar el carril de rodadura y la viga carril es importante saber qué tipo de grúa se va a utilizar. Las características de carga deben adoptarse de acuerdo con la grúa que va a instalarse. Estas características pueden conseguirse de los manuales de los fabricantes. En la práctica, a veces es imposible preparar al mismo tiempo el diseño de la grúa y de la viga-carril, ya que la grúa se encarga mucho después que la estructura del edificio. El

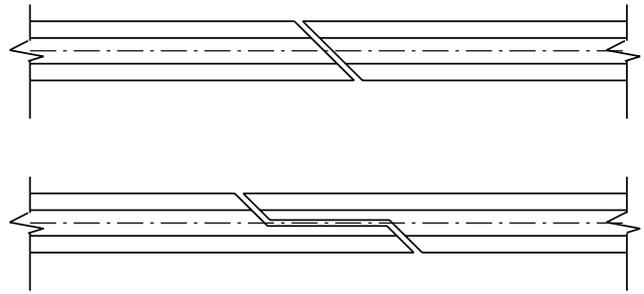


Figura 7 Biselado del carril

resultado puede ser un diseño incorrecto que provoca problemas como un desgaste excesivo

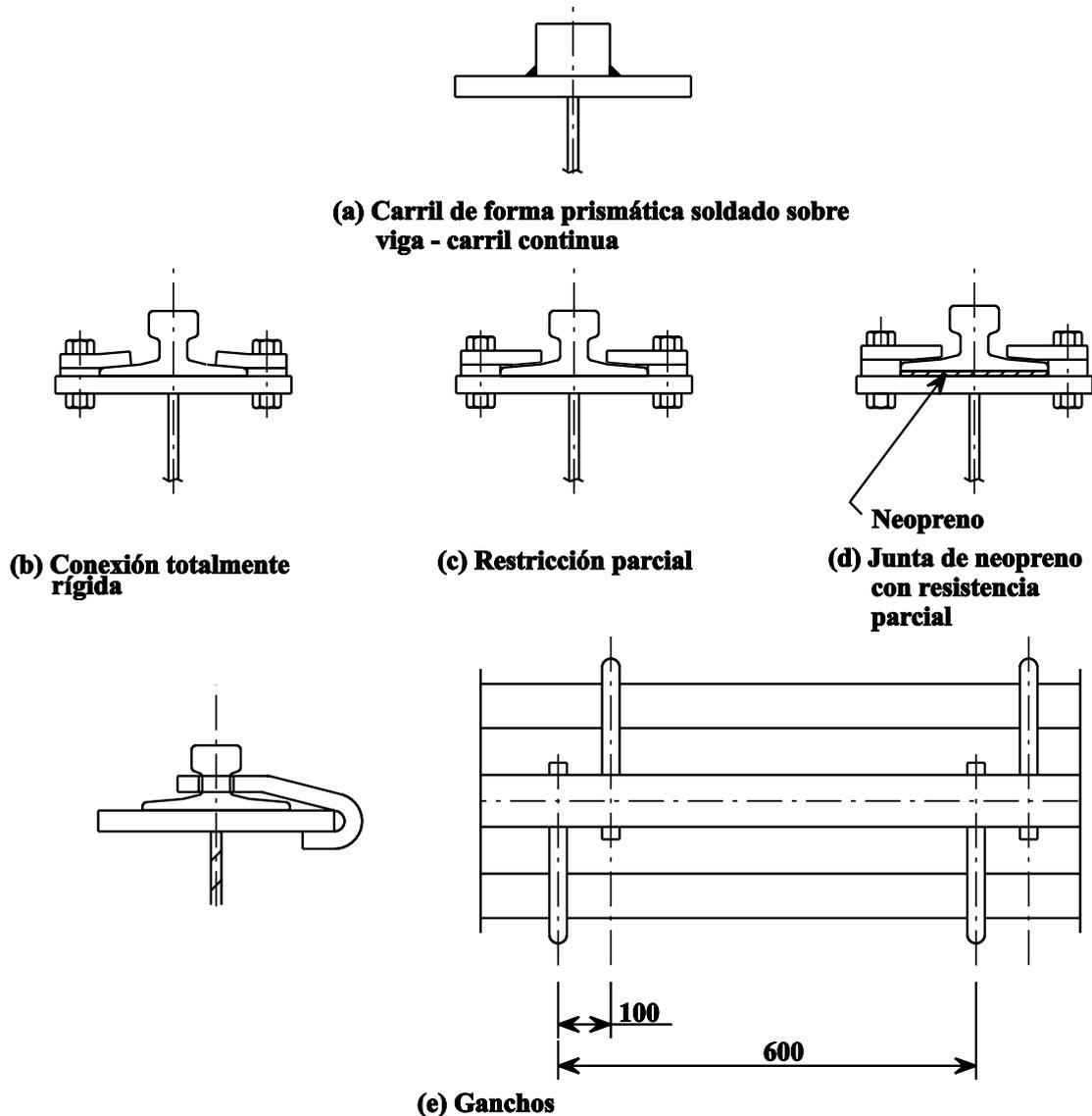


Figura 8 Fijación del carril

del carril de rodadura y de las alas de la rueda del puente-grúa o fisuración por fatiga en la parte superior del alma de la viga.

El carril de rodadura debe cumplir los requisitos de proteger del desgaste el ala y de distribuir las cargas por rueda sobre la mayor longitud posible. En consecuencia, el carril de rodadura debe presentar:

- resistencia al desgaste adecuada
- elevada rigidez a la flexión.

En la figura 2 se muestran dos tipos de carril de rodadura:

- cuadradillos.
- perfil laminado de carril.

3.1 Juntas de los Carriles

Hay dos tipos de juntas:

- Juntas que unen tramos.
- Juntas de expansión.

Pueden obtenerse carriles largos soldándolos o atornillándolos ente ellos. Las juntas soldadas suelen ser mejores que las atornilladas, dado que la unión soldada evita las separacio-

nes y proporciona una superficie de rodadura continua. Si el acero presenta un alto contenido de carbono o magnesio debe prestarse especial atención a la operación de soldadura.

En las vías de rodadura largas, deben incluirse juntas de dilatación en los carriles cuando estos se fijan a las vigas. Deben coincidir con las juntas de la viga principal. Si los extremos del carril se cortan en diagonal, tal como se muestra en la figura 7, se garantiza una transmisión gradual de la carga por rueda de un carril al otro.

3.2 Fijaciones de los Carriles

En la figura 8 se muestran varios tipos de fijaciones de carriles. El enfoque tradicional es proporcionar una sujeción que embride el carril en todas direcciones. La fijación de carriles de cuadradillos se realiza siempre por soldadura en el taller. La fijación de los perfiles de carril laminados se consigue normalmente por medio de una mordaza totalmente rígida o soldando el carril al ala de la viga-carril.

La soldadura presenta la ventaja de que el carril puede colocarse con precisión sobre la línea central de la viga dado que puede procederse al ajuste lateral. No obstante, en algunos casos la soldadura presenta problemas. Por ejemplo:

- Puede ser difícil la substitución.

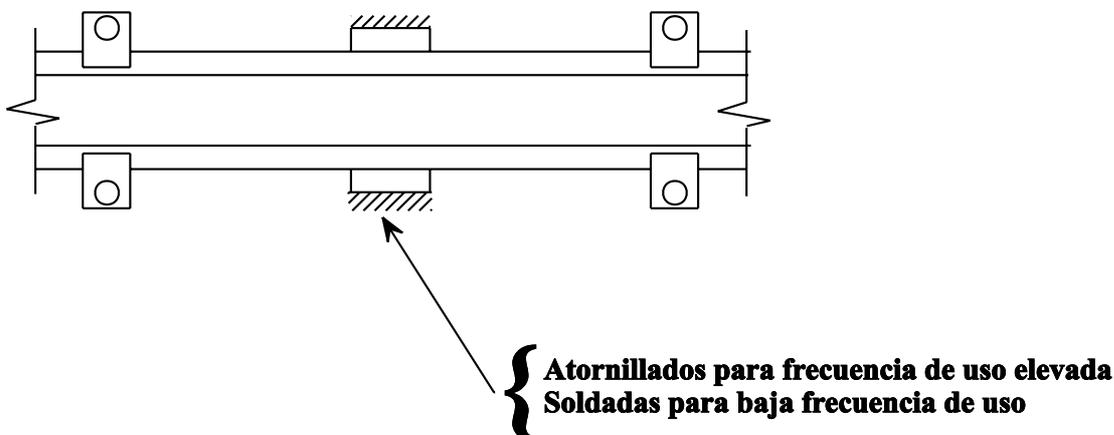


Figura 9 Placas "guía"

- Si se utilizan vigas-carril continuas, es necesaria la soldadura in situ. Este problema se resuelve si la soldadura in situ se realiza en las posiciones donde los momentos flectores son mínimos, en cuyo caso el estado de tensiones en las soldaduras es menos crítico.
- Las soldaduras pueden favorecer fisuras por fatiga.
- Si se utiliza acero de gran resistencia, la soldadura es más difícil.

Modernamente se tiende a una sujeción que proporcione un embridado parcial, tal como

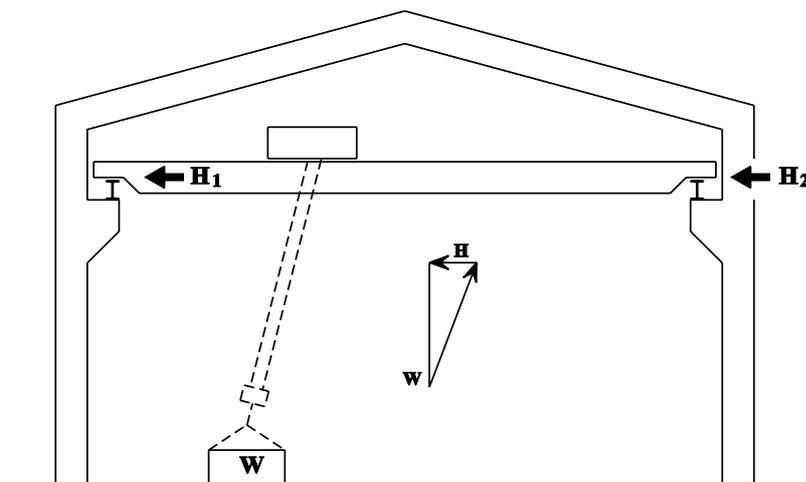
se muestra en la figura 8c. El carril queda embridado en las direcciones vertical y horizontal pero las mordazas permiten que se desplace en dirección longitudinal.

La figura 9 muestra un método muy económico de conseguir un embridado lateral para aplicaciones “pesadas” por medio de la soldadura de placas “directoras” entre las mordazas, en lugar de tornillos de alta resistencia en las mordazas, para eliminar la posibilidad de desplazamiento. Este tipo de fijación debe comprobarse con respecto a su influencia en la fatiga de la viga-carril.

4. CARGAS SOBRE LA VIGA-CARRIL DEL PUENTE-GRÚA

Durante el funcionamiento de la grúa, las cargas estáticas por rueda se superan como resultado de impactos, efectos de inercia y otros efectos dinámicos. Estos efectos también pueden provocar fuerzas laterales en la parte superior del carril de rodadura. Los principales factores a considerar son:

- grado de control sobre la velocidad de elevación.
- elevación no perpendicular al inicio de la misma (véase la figura 10).
- tendencia de la grúa a viajar oblicuamente (véase la figura 11).
- estado de la superficie del carril y huelgo de las conexiones entre carriles.



Puede realizarse una aproximación de estos efectos dinámicos multiplicando la carga estática de la rueda por un coeficiente adecuado que puede variar entre 1,0 y 2,0.

El viaje oblicuo de la grúa también puede provocar cargas laterales, tal como se muestra en la figura 11. Las fuerzas sobre el carril actúan en direcciones opuestas sobre cada rueda del carro del extremo y dependen de la relación entre la luz de la grúa y la base de la rueda.

Figura 10 Elevación no perpendicular

- aceleración y deceleración del puente grúa y de grúa.

Las fuerzas longitudinales debidas a la aceleración y el frenado de la grúa deben verificarse por cálculo una vez conocidas

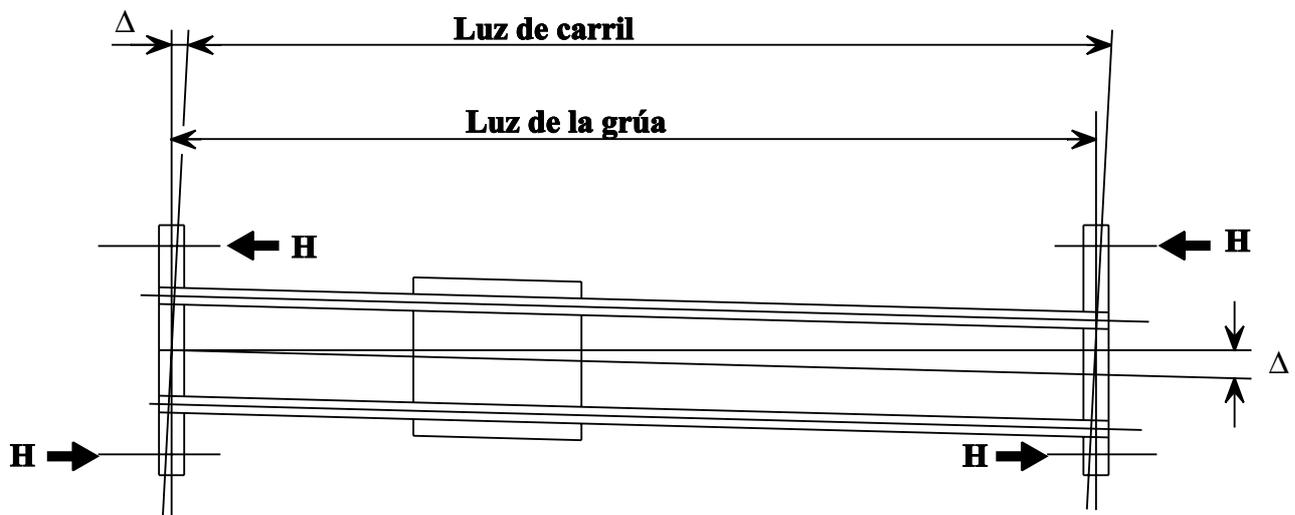


Figura 11 Movimiento oblicuo

las masas de las partes móviles y sus aceleraciones.

Los topes colocados en la viga-carril del puente-grúa deben diseñarse para absorber la fuerza de frenado de la grúa. La fuerza de frenado se calcula a partir de la energía cinética de la masa de la cuerda sin la carga elevada, ya que esta está suspendida de las cuerdas. Otro enfoque es utilizar dispositivos electrónicos para detener las grúas en los extremos, lo que proporciona un mejor estado de sollicitación a la estructura que soporta la viga-carril.

Otras cargas a tener en cuenta son:

- Corredores y escalerillas fijados a la viga.
- Cableado de suministro de corriente y portacables.

Si se precisa más información cuantitativa sobre las cargas a tener en cuenta al diseñar la viga-carril, pueden consultarse los reglamentos nacionales o la documentación, de los fabricantes de grúas.

4.1 Transmisión de Cargas al Ala Superior

Las cargas transmitidas al carril provocan un estado de tensiones triaxial en el ala y la parte superior del alma. Los componentes de la tensión son:

- Tensión de compresión en la dirección longitudinal del ala.
- Tensión de compresión en dirección vertical en el alma.

- Tensión local de flexión en dirección longitudinal en el ala.
- Tensión local de flexión en dirección transversal en el ala.
- Tensiones tangenciales en el ala.

Para realizar una valoración realista de las tensiones, pueden seguirse los siguientes consejos de proyecto:

- La carga por rueda debe distribuirse en una longitud igual a dos veces la altura del carril.
- Las tensiones sobre el alma deben calcularse suponiendo la excentricidad de la rueda respecto al centro del alma que puede producirse en los apoyos o cuando la grúa o el carril han sufrido un desgaste considerable. Normalmente debe prevenirse la excentricidad del carril respecto a la viga carril conectándolos con tolerancias muy estrechas (preferiblemente por soldadura).
- Deben comprobarse las soldaduras de unión entre el ala y el alma por si presentan una combinación de tensiones verticales y de flexión debido a la excentricidad (de la carga por rueda) adicional al rasante.
- Para evitar la necesidad de desplazar el carril de su posición por encima del alma, debe ser posible la alineación de toda la viga-carril del puente-grúa. Por tanto, se precisan agujeros ovalados y espaciadores, (véase la figura 2).
- Si se utilizan vigas-carril, para conseguir resistencia a la fatiga, la unión entre el ala superior y el alma deberá soldarse a tope con penetración total.

5. SELECCIÓN DE LA VIGA-CARRIL DEL PUENTE-GRÚA

En la fase conceptual del proyecto de la viga-carril del puente-grúa, las preguntas fundamentales son:

- ¿Debe utilizarse una viga continua o simplemente apoyada?
 - ¿Debe usarse una viga de alma llena o de celosía?
 - ¿Debe usarse una tipología de alma simple o doble?
 - ¿Debe usarse acero de alta resistencia?
- En algunos países se prefieren las vigas simplemente apoyadas; en otros las vigas continuas. Si se utilizan vigas continuas debe prestarse especial atención a:
- el asiento diferencial entre apoyos adyacentes. Debe limitarse a $l/600$.
 - el montaje, en especial si se adopta la soldadura in situ.
- La figura 12 muestra algunas secciones transversales utilizadas en vigas-carril. Para tramos y cargas pequeñas a medias, normalmente

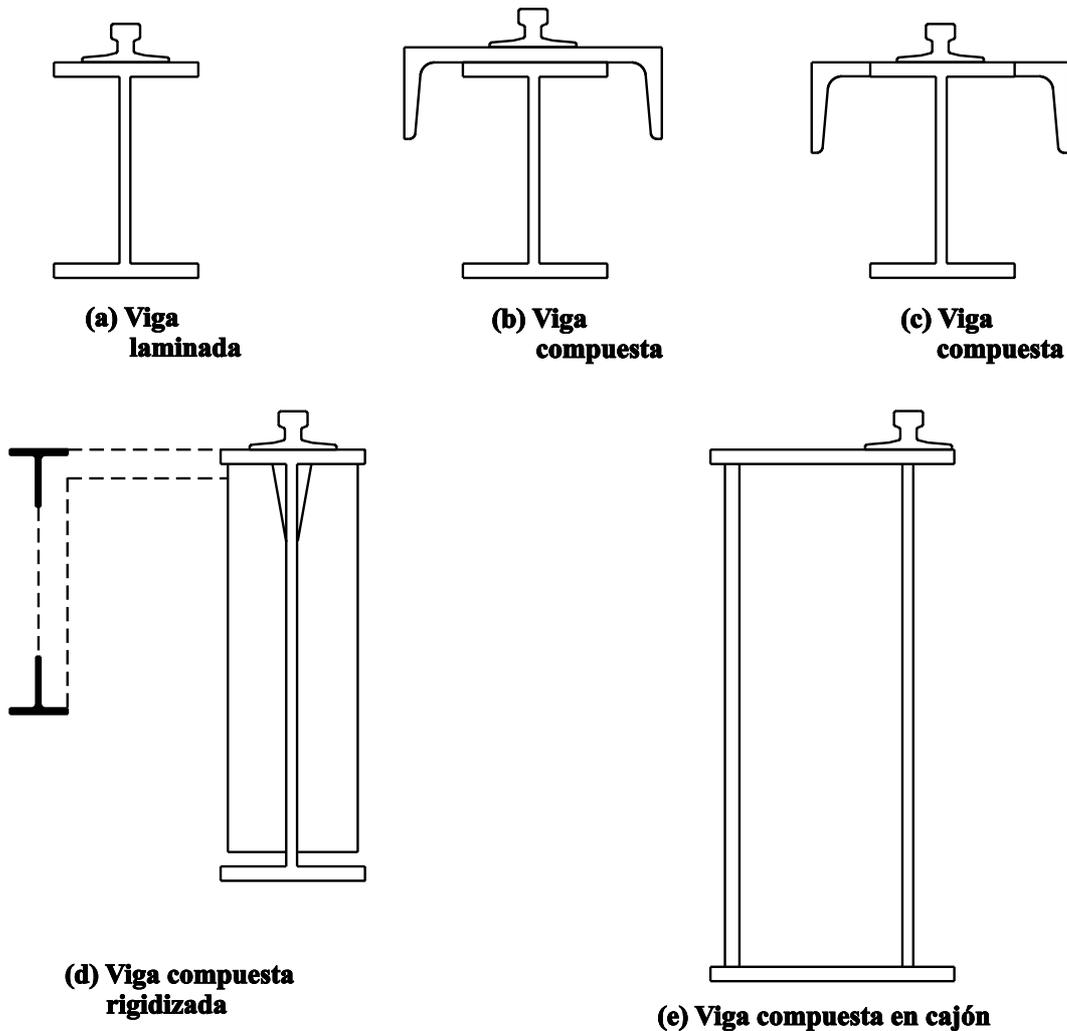


Figura 12 Secciones habituales de vigas-carril de puentes-grúa

es posible utilizar perfiles laminados. En algunos casos puede ser necesario un refuerzo para proporcionar resistencia a los esfuerzos transversales (figura 12a-c).

Las vigas armadas son adecuadas para la mayoría de las grúas más pesadas. Normalmente su falta de resistencia a las fuerzas laterales se solventa mediante arriostramientos horizontales, tal como se muestra en la figura 12d.

Las vigas en cajón son habituales para la grúa en sí, pero raramente se utilizan para la viga de la grúa. El carril debe situarse directamente sobre el alma interior de la viga, para evitar las tensiones de flexión transversales de la chapa del ala superior, tal como se muestra en la figura 12e.

Raramente se utiliza acero de alta resistencia en vigas-carril de puente-grúa, ya que los

criterios de fatiga limitan considerablemente las tensiones admisibles, lo que reduce sus ventajas económicas (la resistencia a la fatiga de los aceros de media y alta resistencia para estructuras soldadas es la misma). Además, también los criterios de flexión y pandeo por torsión lateral desaniman al proyectista de beneficiarse de la utilización del acero de alta resistencia.

5.1 Proporciones Óptimas de las Vigas

No puede ofrecerse un conjunto de reglas generales que ayuden a escoger la altura óptima de la viga-carril, dada la variedad de situaciones de carga y de secciones transversales utilizadas normalmente. Como primera orientación, puede decirse que la gama habitual de coeficientes entre la altura y la luz de la viga está entre 8 y 14. La limitación de flexión puede obligar a una mayor altura, en especial con luces largas.

6. PROYECTO DE LA VIGA-CARRIL DEL PUENTE-GRÚA

El proyecto de vigas-carril de puente-grúa presenta algunos aspectos especiales poco habituales entre las consideraciones de diseño de otros tipos de vigas:

- combinación de cargas concentradas y momentos flectores.
- combinación de cargas laterales y pandeo por torsión lateral.
- combinación de pandeo del alma y tensiones de flexión de la chapa debido a la torsión provocada por la excentricidad del carril y los esfuerzos transversales.
- se exige un diseño contra un agotamiento por fatiga.

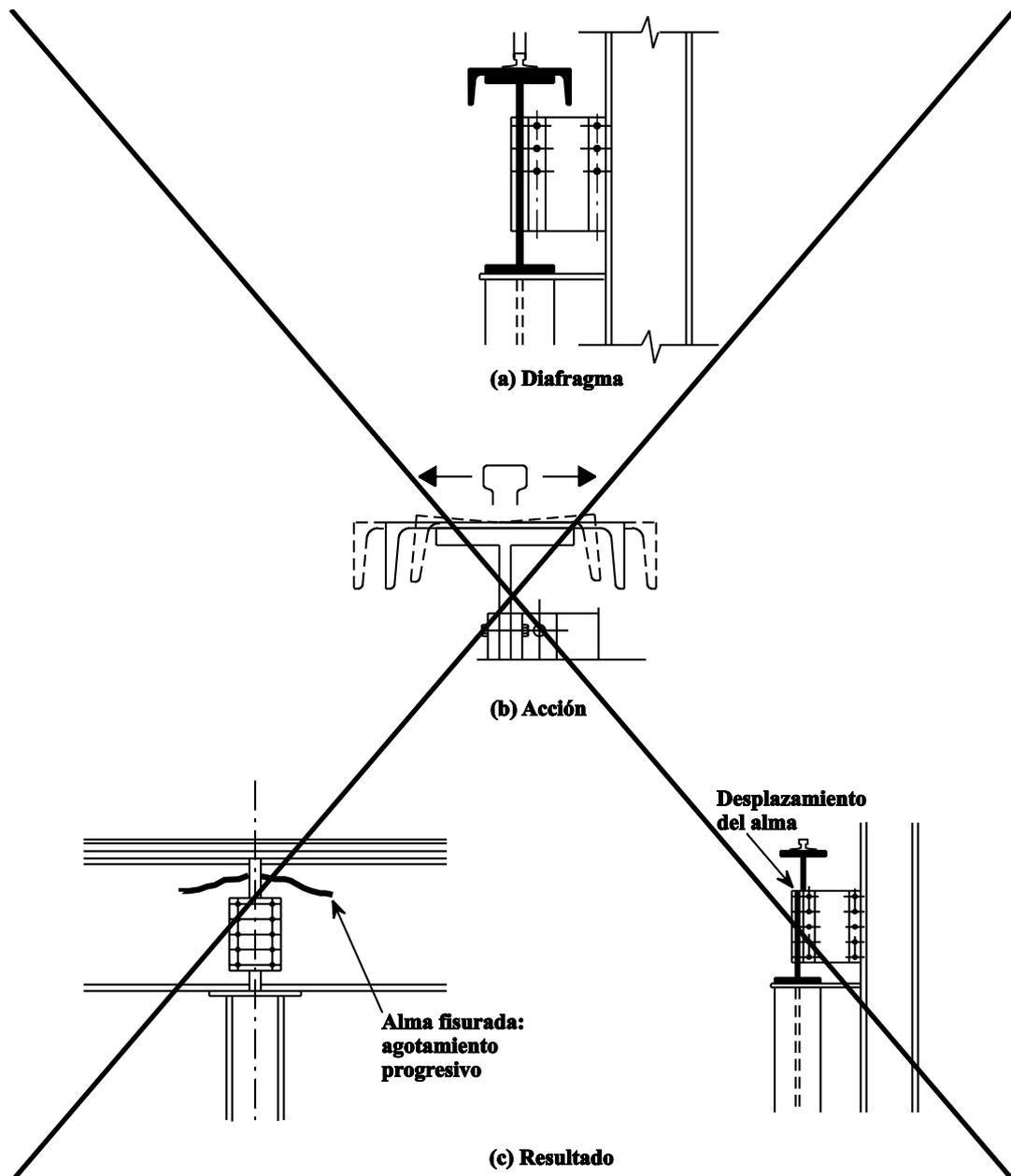


Figura 13 Conexión "peligrosa" debido a fuerzas laterales

El grado de refinamiento necesario al considerar estos efectos especiales durante el proyecto depende mucho del tipo de grúa.

Una de las decisiones más importantes en relación con el proyecto es determinar cuánto minimizar la masa del acero. Un buen proyecto debe tener en cuenta todos los costes durante la vida prevista de la grúa. Un diseño muy ligero puede ofrecer un bajo coste inicial pero llevar a

grandes gastos de mantenimiento consecuencia de la necesidad de reparaciones frecuentes.

6.1 Detalles de la Unión entre la Viga-Carril y el Soporte

La carga dominante es vertical. Normalmente la viga-carril se apoya directamente en el soporte o por medio de una ménsula de apoyo.

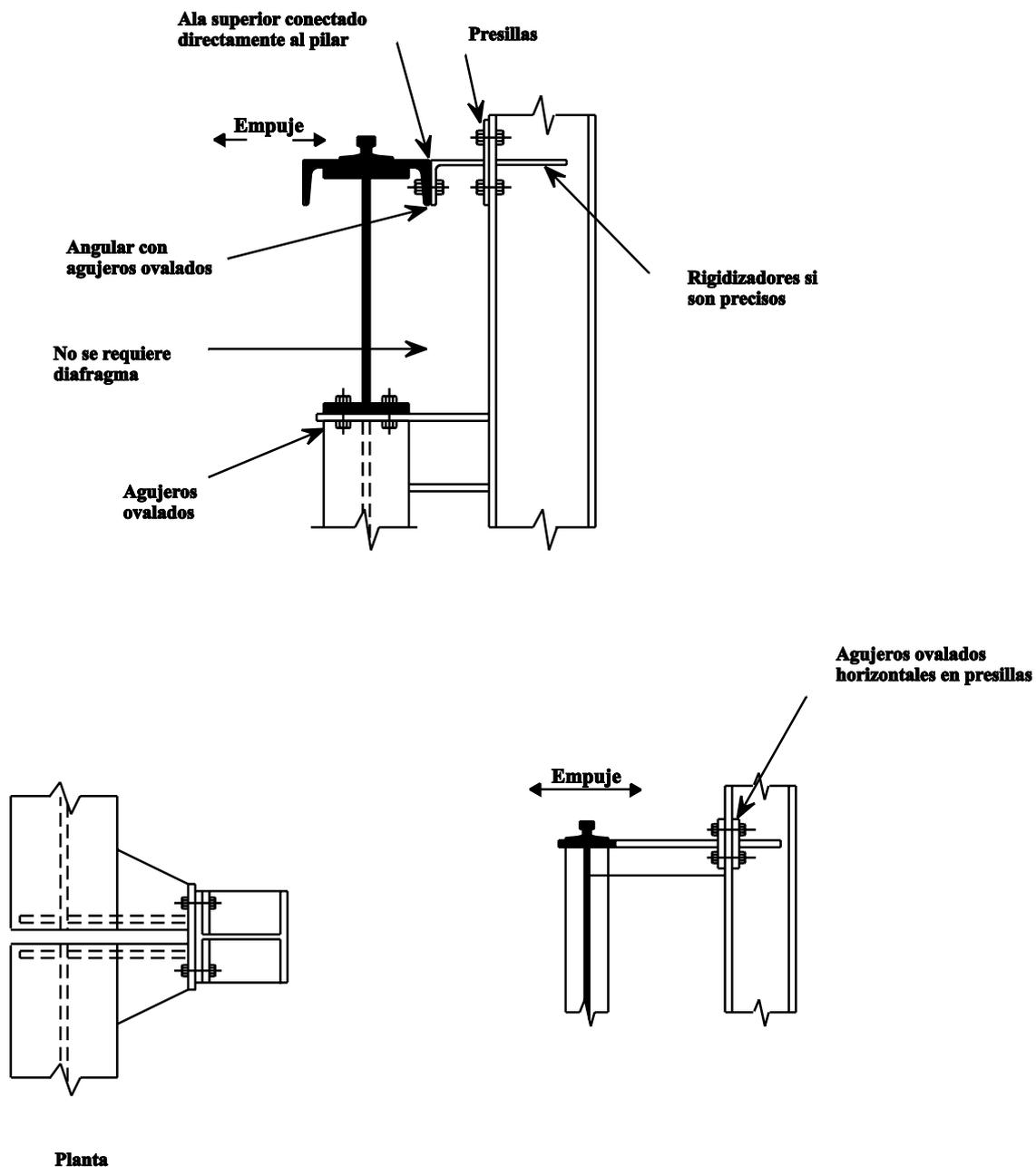


Figura 14 Conexiones del ala superior

La mejor forma de garantizar un flujo directo de los esfuerzos de la viga-carril al soporte o la ménsula de apoyo, con el mínimo de excentricidad, es por medio de apoyos soldados, tal como se muestra en la figura 2.

La siguiente carga en importancia es la transversal. La figura 13a muestra un detalle peligroso utilizado con frecuencia en las vigas de grúa ligeras para resistir los esfuerzos transversales. La figura 13b muestra la deformación reversible a la que está sujeta el alma de la viga, una acción que lleva al resultado mostrado en la figura 13c. El agotamiento puede evitarse fácilmente con sólo conectar el ala superior directamente al soporte, tal como se muestra en la figura 14. El ala superior actúa como viga horizontal traspasando su reacción al pilar.

Otro efecto causado por este mal detalle lo muestra la figura 15. La flexión vertical de la viga de la grúa hace girar sus extremos sobre el asiento del soporte. Si no se ha diseñado la unión previendo este efecto, el resultado es un cizallamiento en las uniones superiores y tracción local en el alma, lo que puede provocar un agotamiento en esa zona.

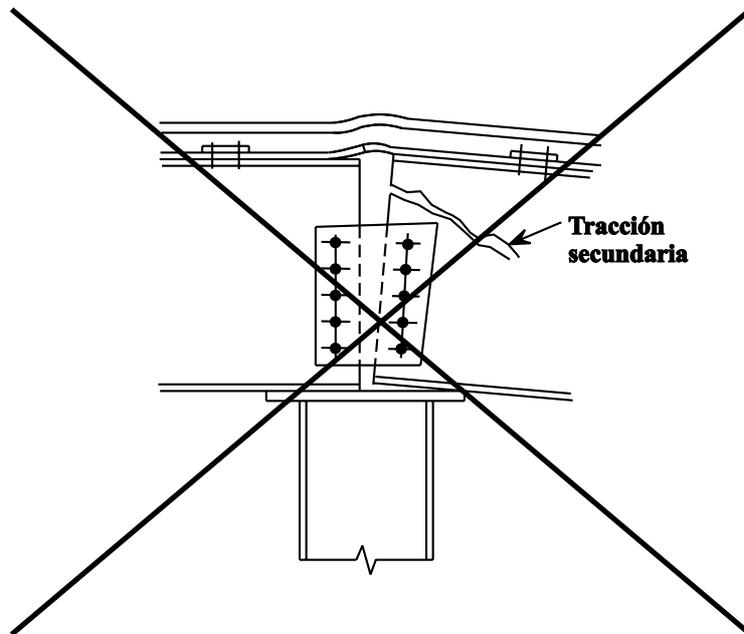


Figura 15 Tracción local en el alma próxima al diafragma, debida a la rotación de los extremos de vigas sobre 2 apoyos

Una posible solución al problema de la rotación cuando se opta por un detalle flexible como el mostrado en la figura 3 la ofrece una viga continua.

6.2 Condiciones de Rigidez

Normalmente no deben excederse los valores máximos de flecha de la viga de la grúa que se indican a continuación si se quieren evitar efectos dinámicos indeseables y asegurar el funcionamiento de la grúa:

- Flecha vertical en el centro del vano, debida a las reacciones máximas por rueda sin dispositivos de carga $L/700$
- Flecha horizontal en el centro del vano debida a las reacciones máximas por rueda multiplicada por el coeficiente de carga $L/600$

Si no se dispone de cálculos más detallados, puede aceptarse suponer que el ala superior soporta toda la fuerza horizontal. El requisito de rigidez frente a la flexión horizontal es crucial para evitar el movimiento oblicuo de la grúa.

Normalmente la flecha vertical está limitada a un valor no superior a 25 mm para evitar un exceso de vibraciones provocadas por el funcionamiento y movimiento de la grúa.

6.3 Rigidizadores del Alma

Cuando aumentan las alturas de las vigas resulta antieconómico utilizar almas no rigidizadas, dado que buena parte del material de la viga está en el alma. Los rigidizadores de alma sirven para:

- evitar el pandeo del alma.
- añadir capacidad de rotación al ala superior.

Si no hay rigidizadores, la torsión del ala superior provocada por los esfuerzos transversales tiene que

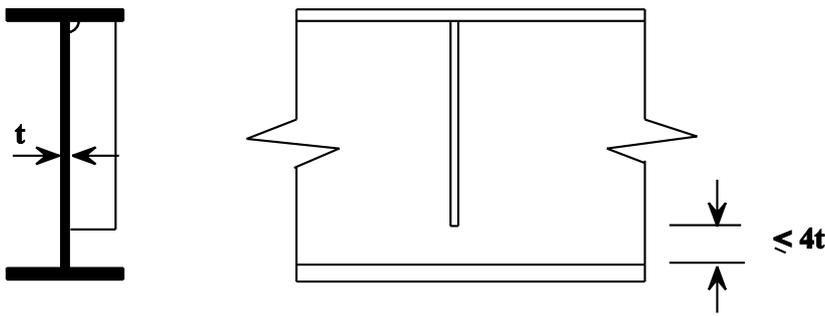


Figura 16 Rigidizadores de alma con separación al ala de tracción

soportarla en su totalidad el alma. Si la viga es relativamente alta y las fuerzas laterales altas, no es posible evitar los rigidizadores de alma. La distancia entre los rigidizadores no debe ser tan grande como para que la torsión del ala superior sea excesiva en el punto medio.

El método de fijación de los rigidizadores al alma y las alas debe especificarse detalladamente para evitar agotamiento por fatiga. La fatiga del ala a tracción puede evitarse mediante una separación de $4t$ entre el extremo del rigidizador y el ala inferior, tal como se muestra en la figura 16. No obstante, seguirá habiendo posibilidad de fatiga del alma al final del rigidizador.

El detalle mostrado en la figura 17 suele considerarse la mejor solución. El rigidizador debe soldarse al ala de compresión para evitar totalmente el movimiento relativo del ala respecto al alma a causa de esfuerzos transversales. El rigidizador debería cubrir como máximo 200 mm.

6.4 Esfuerzos Transversales y Pandeo por Torsión Lateral

Los efectos de torsión simultáneos debidos a los esfuerzos transversales y el pandeo por tor-

sión lateral deben tenerse en cuenta en varios sentidos. A menudo es difícil decidir con cuánto rigor deben realizarse los cálculos estructurales. Los esfuerzos transversales debidos a la elevación no perpendicular, los efectos inerciales y el movimiento oblicuo sólo pueden estimarse aproximadamente. Los valores obtenidos de los reglamentos correspondientes con la utilización de factores de servicio dados en los mismos re-

presentan el único medio del que disponen los proyectistas.

La torsión del perfil la provocan:

- los esfuerzos laterales que actúan al nivel de la cabeza del carril.
- la excentricidad de la fuerza vertical debida a tolerancias que dependen de la fabricación del carril de la viga (véase el apartado 4.1).

La geometría del ala superior debe elegirse entre las alternativas que ofrezca la mejor resistencia a la torsión y rigidez lateral.

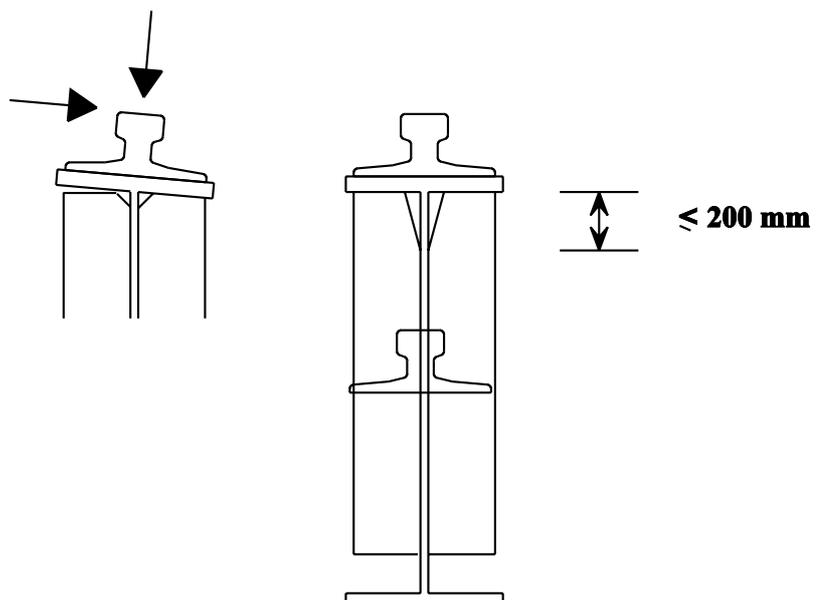


Figura 17 Rigidizadores de alma soldados al ala de compresión

6.5 Criterios de Fatiga

Las vigas-carril están sometidas a tracciones y compresiones repetidas. El número de ciclos de tensión al que están sometidas determinadas partes de la viga-carril puede ser de dos a cuatro veces los pasos de la grúa, ya que cada uno de estos provoca fluctuaciones de la tensión. Este efecto es una de las razones por las que se debe prestar especial atención a la especificación de la parte superior de la viga-carril.

El número de pasos de la grúa no es fácil de estimar. A objetos de cálculo, se supone que el número de fluctuaciones de la tensión se corresponde con el tipo de la grúa, tal como se indica en los Reglamentos.

Los detalles críticos en el cálculo a fatiga son las conexiones entre rigidizador y ala, rigidizador y alma, y ala y alma, donde existen grandes concentraciones de tensiones. Se ofrecen las siguientes recomendaciones:

- las soldaduras que fijan los rigidizadores al alma de la viga deben finalizar a una distancia de las alas que reduzca la concentración de tensiones (véase la figura 17).
- las soldaduras que conectan el alma al ala superior deben ser soldaduras a tope con penetración total, aunque en ocasiones se utilizan, en grúas ligeras y principalmente estáticas, soldadura de ángulo.
- el refuerzo de las alas con platabandas conduce a una menor vida a fatiga.

7. RESUMEN FINAL

Las vigas-carril de puente-grúa precisan una especial atención, tanto en su concepto global como en el detalle. Deben contemplarse como elementos mecánicos. Se han de reconocer claramente las incertidumbres, en especial en relación con las cargas transversales y la transferencia de fuerzas a las vigas. A continuación se ofrecen algunas orientaciones para un diseño correcto:

- Los cálculos simplificados son adecuados para las grúas ligeras, pero para las pesadas son necesarios análisis más rigurosos. La profundidad de los cálculos puede decidirse a partir del tipo de grúa.
- Aunque un diseño con el mínimo peso puede ofrecer una solución económica a muchos problemas, no es éste el caso de las vigas-carril, donde los costes generales deben incluir los de mantenimiento.
- Debe prestarse atención a las especificaciones que pueden reducir la vida a fatiga

de la viga-carril. Este criterio es particularmente importante en la zona superior de la viga.

- Los trabajos de soldadura deben someterse a una inspección más rigurosa que en el resto de la estructura del edificio.
- No debe permitirse la soldadura de elementos adicionales durante la vida de una viga de grúa muy utilizada.

8. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Petersen, C., Stahlbau, Friedr. Vieweg & Sohn, 1988.
2. Dubas, P. and Gehri, E., Stahlhochbau, Springs-Verlag, 1988.
3. Gorene, Crane Runway Girders, Steel Construction, Vol. 10, No 4.
4. Mueller, J. E., Lessons from Crane Runways, Steel Construction, Vol. 10, No 4.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

Lección 16.5: Celosías Espaciales

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir los distintos sistemas de celosías espaciales y los parámetros de proyecto a considerar. Ofrecer orientaciones sobre el predimensionado y los métodos de análisis. Describir los procedimientos de fabricación y montaje.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

- | | |
|---------------|---------------------------------------|
| Lección 2.3: | Bases para la Determinación de Cargas |
| Lección 8.3: | Modelos de Inestabilidad Elástica |
| Lección 9.12: | Celosías |
-

LECCIONES AFINES

- | | |
|---------------|---|
| Lecciones 15: | Estructuras Tubulares |
| Lección 16.6: | Estructuras Especiales de Una Sola Planta |

RESUMEN

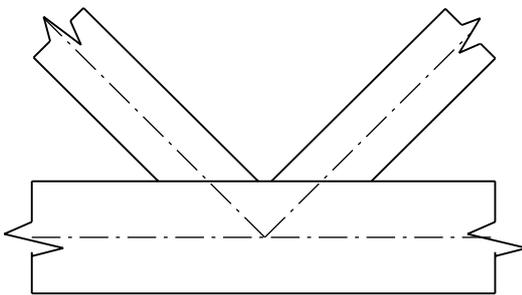
La lección proporciona una base histórica y una revisión de los distintos tipos de sistemas de celosías espaciales: emparrillados de doble capa, bóvedas de cañón y cúpulas. Se presentan los parámetros del proyecto y se explican algunas reglas para el predimensionado. Se proporcionan los principios de distintos métodos de análisis. La lección finaliza describiendo aspectos de la fabricación y el montaje particulares de estas estructuras.

1. INTRODUCCIÓN

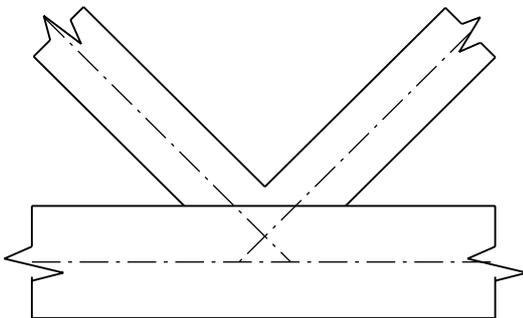
1.1 Definiciones

A los efectos de esta lección, las celosías se definen como sistemas estructurales en los que las barras están entrelazadas de forma que sólo están sometidas a fuerzas de compresión o tracción axial.

Esta definición supone que no se aplica ninguna acción directamente sobre las barras.



Los ejes convergen



Los ejes no convergen

Figura 1 Convergencia de los ejes de las barras

Todas las cargas se aplican sobre las uniones, llamadas “nodos”. En caso de que sea imposible garantizar la convergencia de los ejes de las barras, debe evaluarse el efecto de flexión resultante. Es particularmente importante garantizar que los ejes de las barras convergen (figura 1). El cumplimiento de este estado de carga sólo pueden garantizarlo las rótulas perfectas. La construcción real de los conjuntos se desvía en cierto grado de esta situación teórica y resulta una de las principales dificultades asociadas a estos sistemas estructurales.

La lección trata principalmente de los sistemas de celosía para cubiertas bidireccionales (llamadas “estructuras espaciales”). Son posibles otras disposiciones, como los sistemas continuos basados en la viga de montantes (o viga Vierendeel) (figura 2) en los que las diagonales son innecesarias dado que el comportamiento a flexión predomina sobre el axial; los espacios entre montantes resultantes pueden utilizarse para ubicar los servicios mecánicos y eléctricos.

1.2 Precedentes Históricos

Hasta los años sesenta, casi todos los sistemas de celosía eran planos. Se habían desarrollado a partir de las cerchas de madera que, a su vez, habían evolucionado de una disposición triangular básica a formas más complejas (figura 3). La necesidad de aligerar los tirantes y reducir los esfuerzos de flexión (figura 3a) llevó a la introducción de una péndola (figura 3b). Una preocupación similar por reducir la flexión de los pares llevó a la introducción de los puntales (figura 3c). Dividiendo la péndola en dos, se llegó a la familiar disposición de la figura 3d.

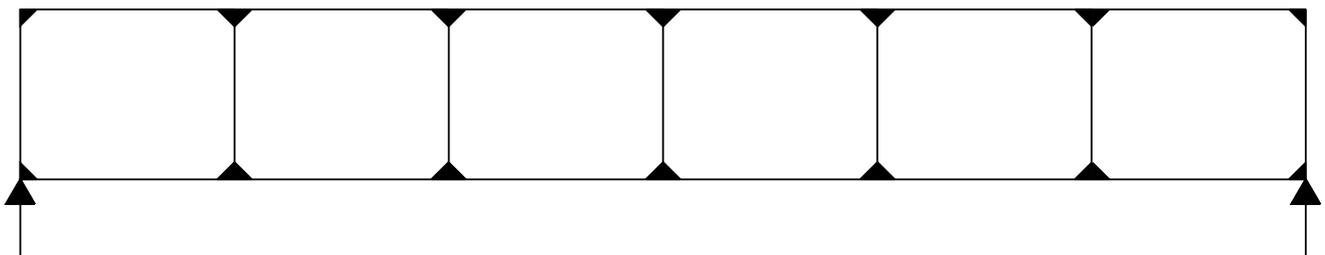


Figura 2 Viga Vierendeel

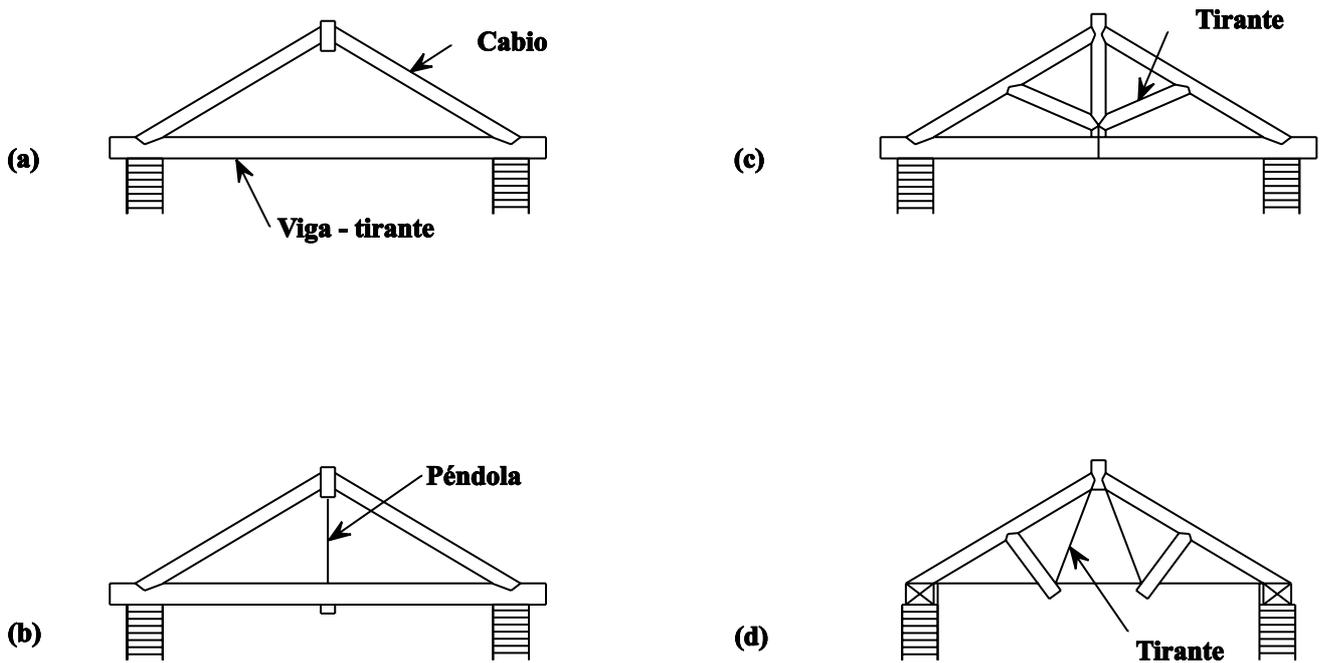


Figura 3 Evolución de la construcción de cerchas para cubiertas de madera

En el siglo XIX pasó a predominar la utilización del metal en todo tipo de estructuras excepto en los edificios de viviendas. Los sistemas articulados (figura 4), normalmente utiliza-

dos para las marquesinas de las estaciones de ferrocarril, eran ejemplos perfectos de cerchas planas. La segunda mitad del siglo XIX se caracterizó por algunos logros destacables, como el

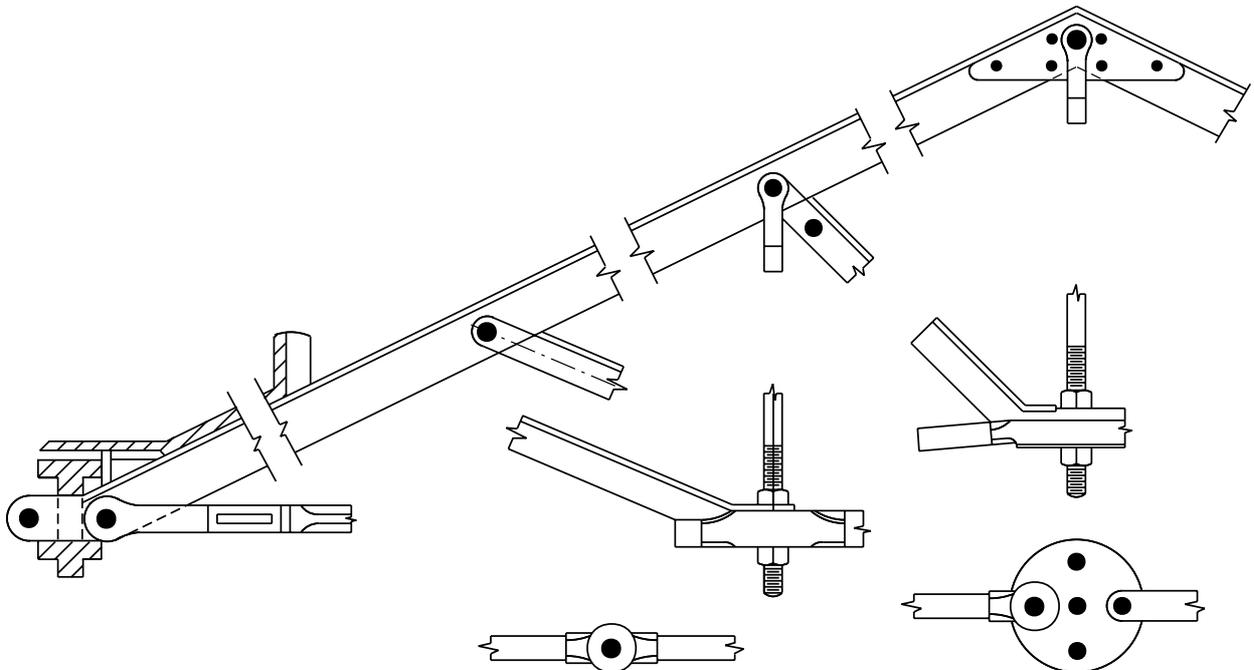


Figura 4 Detalles constructivos de la estación de Euston

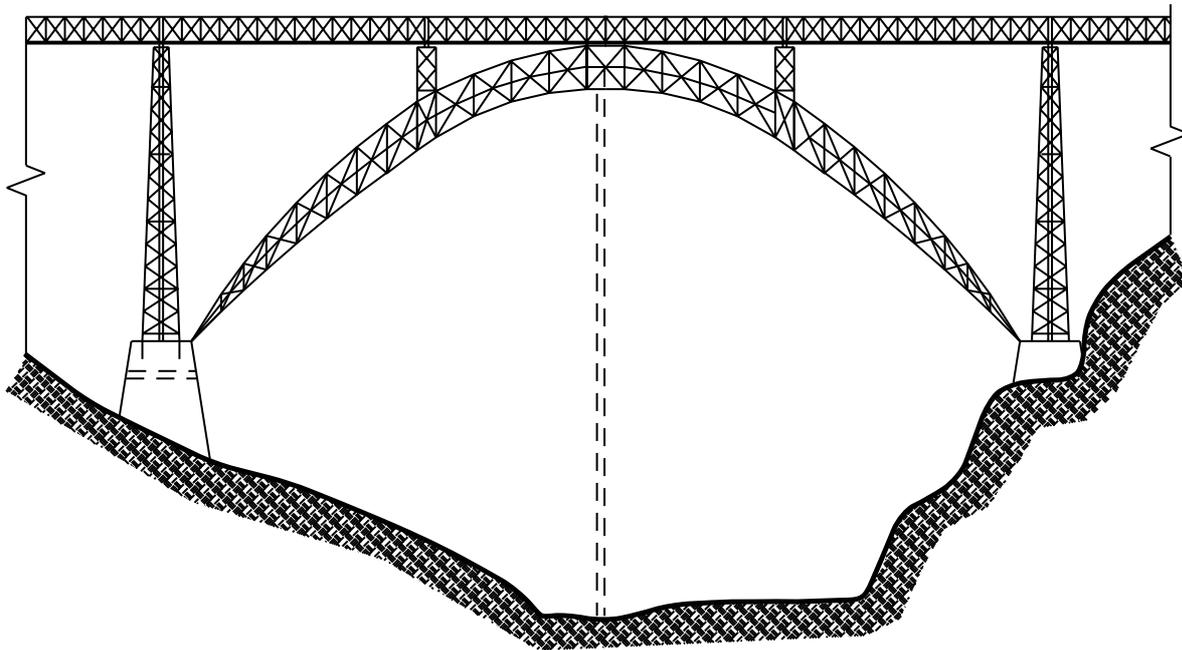


Figura 5 Viaducto de Garabit - línea de Marvejols a Neussargues (Cantal)

viaducto de Garabit en Francia (figura 5) o el puente de María Pía en Oporto, ambos diseñados por Eiffel.

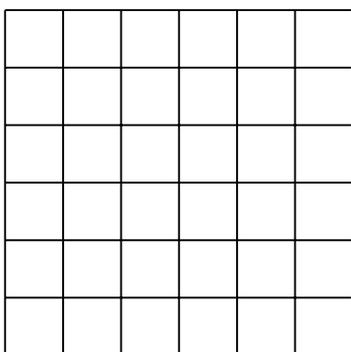
Aunque a principios del siglo XX se propusieron sistemas espaciales, su utilización en la práctica ha llegado de la mano de los más recientes desarrollos de métodos de análisis por ordenador, la necesidad funcional de espacios libres de columnas y de las demandas de la estética arquitectónica.

1.3 Tipos de Sistemas

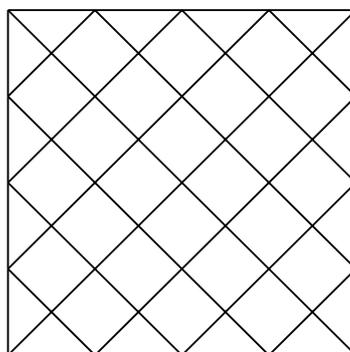
1.3.1 Introducción

Los distintos tipos de sistemas de celosía se suelen clasificar de acuerdo con su forma general. De todos modos pueden distinguirse los siguientes [1]:

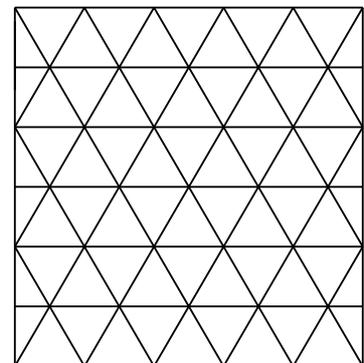
- entramados bidimensionales
- bóvedas cilíndricas
- cúpulas.



(a) Cuadrado: Bidireccional



(b) Diagonal: Bidireccional



(c) Tridireccional

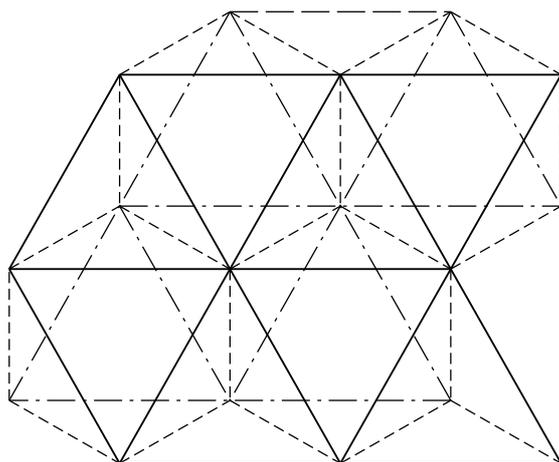
Figura 6 Emparrillado de una sola capa

En todos los casos es aconsejable distinguir entre los entramados de simple, doble e incluso triple capa. El número de capas depende de la luz. Una tercera característica radica en la geometría escogida para el sistema de barras de las capas y, posiblemente, en la composición del arriostramiento de las capas.

1.3.2 Entramados bidimensionales

1.3.2.1 Entramados de una sola capa

Estos entramados se citan sólo como recordatorio de que son sistemas de barras que trabajan a flexión y torsión más que a compresión y tracción.



— Capa superior
 - - - Capa de arriostramiento
 - · - Capa inferior
Planta
(a)

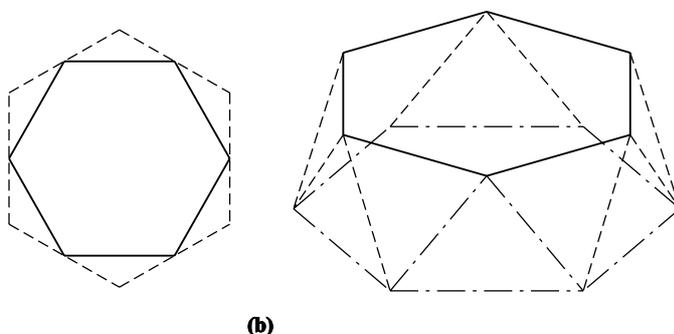


Figura 7 Emparrillado de doble capa

En función de las direcciones asignadas a las barras, los entramados pueden ser bi o tridireccionales (figura 6). Los entramados en dos direcciones diagonales son más rígidos (las barras siguen la dirección de las tensiones principales de las placas equivalentes) y son ampliamente utilizados. Su utilización está restringida a luces hasta unos 10 m.

1.3.2.2 Entramados de doble capa

Estos entramados incluyen dos planos paralelos de barras (capas superior e inferior). Ambos sistemas están entrelazados por medio de diagonales (barras de alma) (figura 7). Puede distinguirse entre dos tipos de entramados de doble capa (figura 8):

- entramados de celosía en los que los cordones superior e inferior están siempre en el mismo plano vertical (figura 8a).
- entramados espaciales, realizados con pirámides de base triangular, cuadrada o hexagonal (figura 8b). Las hay de dos tipos: uno en el que las geometrías de las capas son idénticas pero desplazadas (entramados descentrados) y otro en el que las geometrías de las capas son distintas (entramados diferenciales).

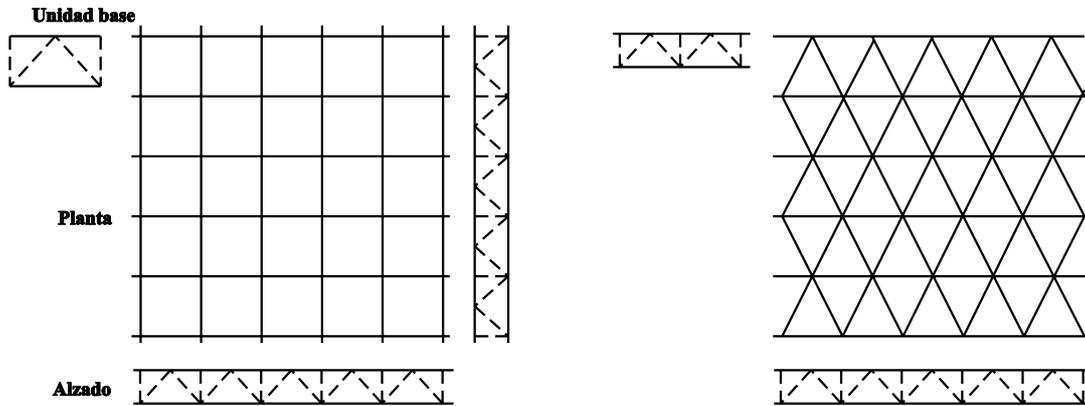
Estos sistemas son adecuados para luces de hasta 100 m. Para luces mayores es necesario incorporar entramados de triple capa para evitar barras largas, por otro lado necesarias dada la mayor altura de la viga.

El tamaño de los módulos constituyentes depende de varios factores, principalmente: luz, carga, sistema de cubrición, tipo de nodo y medios de transporte y montaje.

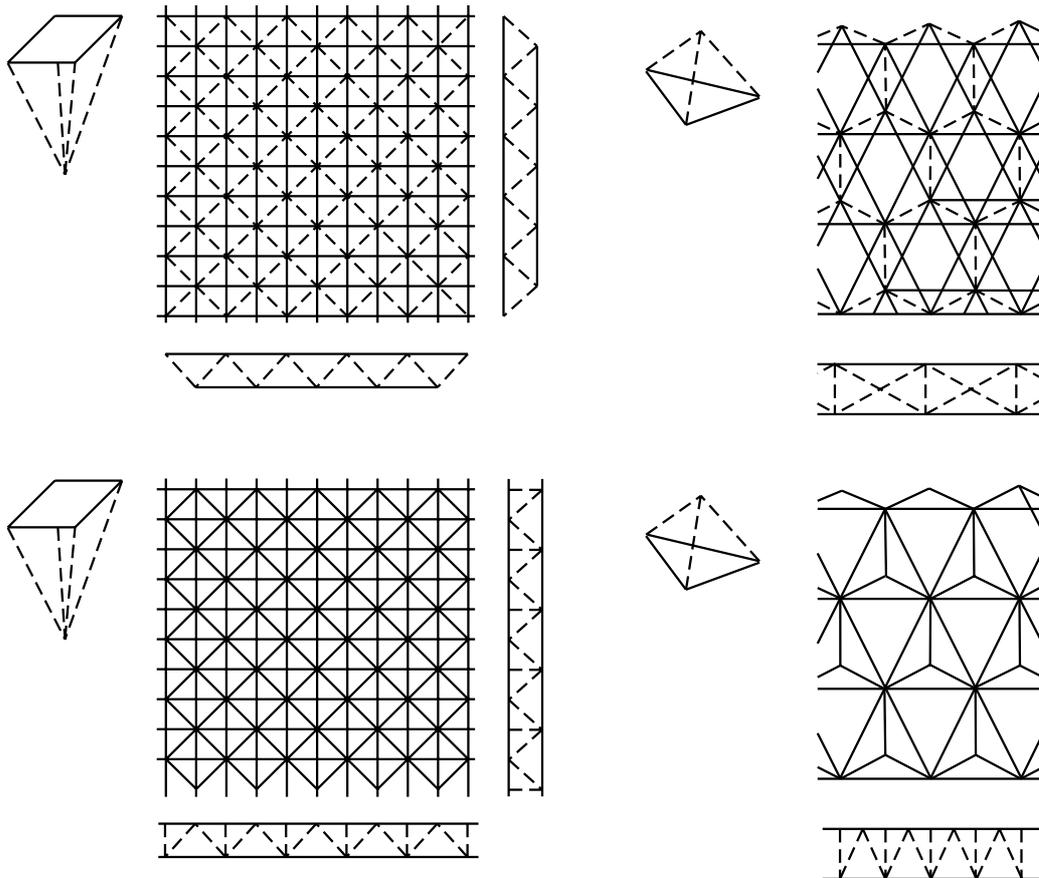
Para luces entre 30 y 40 m son aceptables longitudes de barra entre 1,5 y 3 m.

Las ventajas de los entramados de doble capa son numerosos:

- son estructuras tridimensionales que pueden soportar cargas en cualquier dirección.
- son hiperestáticas y el pandeo de algunas barras comprimidas no provoca el colapso del conjunto, tal como se ha demostrado por medio de modelos matemáticos y de experimentos.



(a) Vigas de celosía



(b) Enrejados espaciales

Figura 8 Enrejados de doble capa

- su rigidez reduce al mínimo las flexiones.
- son muy resistentes al incendio.
- su composición permite la prefabricación en elementos modulares que se transportan con facilidad. La precisión de fabricación garantiza la facilidad de ensamblado y montaje.
- gracias a la construcción modular permiten una amplia gama de posiciones de apoyo.
- el espacio entre las dos capas puede utilizarse para el tendido de cables, tuberías, etc.
- el montaje se realiza por roscado y puede realizarse en cualquier situación atmosférica.
- ofrecen indudables cualidades estéticas.

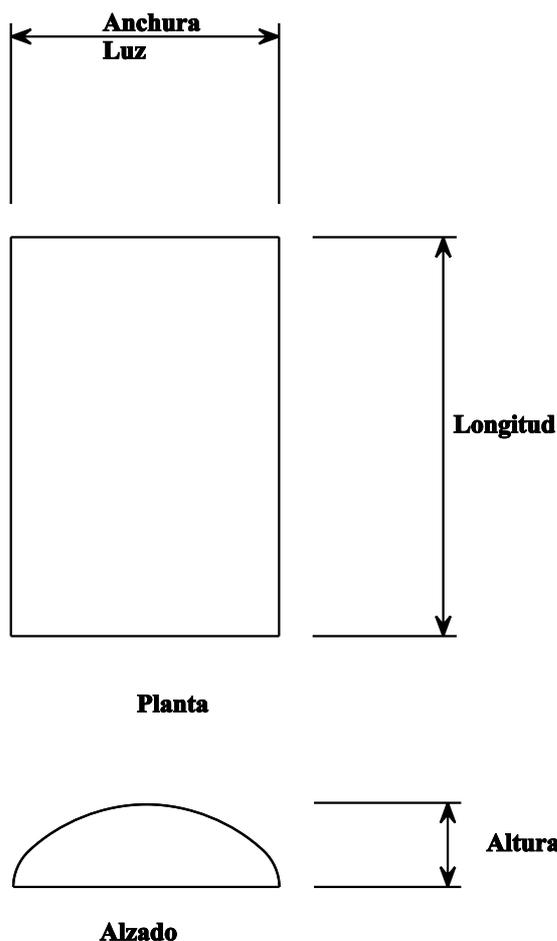


Figura 9 Bóveda cilíndrica

Desde el punto de vista económico es importante reducir al mínimo el número de nodos. Por tanto, es necesaria una solución de compromiso entre este criterio y los establecidos por la elección de los tamaños de los módulos.

1.3.3 Bóvedas cilíndricas

En la historia de la construcción, las bóvedas cilíndricas aparecen como evolución de los arcos. La utilización de los metales ha permitido la realización de construcciones con elementos prefabricados que pueden ensamblarse en la obra. El primer ejemplo que viene a la mente es el Crystal Palace, erigido por Joseph Paxton para la Exposición Mundial de 1851.

Su forma se ha demostrado adecuada para los techos de salas, estaciones de ferrocarril o instalaciones deportivas, p. ej. pistas de tenis cubiertas.

La máxima eficacia se consigue con formas con superficies rectangulares y una relación longitud/anchura entre 1 y 2. El valor óptimo de rebaje está en la zona de 0,15 a 0,20 (figura 9).

Son posibles diversas geometrías de capa (figura 10). En la práctica, los sistemas tridireccionales son los que ofrecen más ventajas. Normalmente pueden ser analizados suponiendo un comportamiento de rótula en los nodos. Aunque esta suposición no es válida para algunos sistemas en los que debe tenerse en cuenta la rigidez a la flexión, p. ej. las bóvedas formadas por elementos prefabricados unidos rígidamente mediante tornillos de alta resistencia.

Siempre debe considerarse la sensibilidad de estos sistemas a las acciones asimétricas, en particular al viento. Estas acciones pueden incluso invertir el signo de los esfuerzos en las barras, que es una razón adicional para escoger geometrías tridireccionales en las que la longitud de todos los elementos sea idéntica.

De la misma forma, la elección de las condiciones de apoyo a lo largo de los contornos influye en la distribución de fuerzas.

Las luces económicas para las bóvedas de una sola capa están en la región de los 20 m. Insertando diagonales puede aumentarse la luz. Los sistemas de doble capa llegan a los 60 m y, en algunos casos, incluso más. Los pesos ade-

cuados para los sistemas de doble capa varían entre 0,13 y 0,25 kN/m², en función de la forma buscada, las condiciones de apoyo y la geometría de las capas (para una carga uniforme entre 0,75 y 1,50 kN/m²).

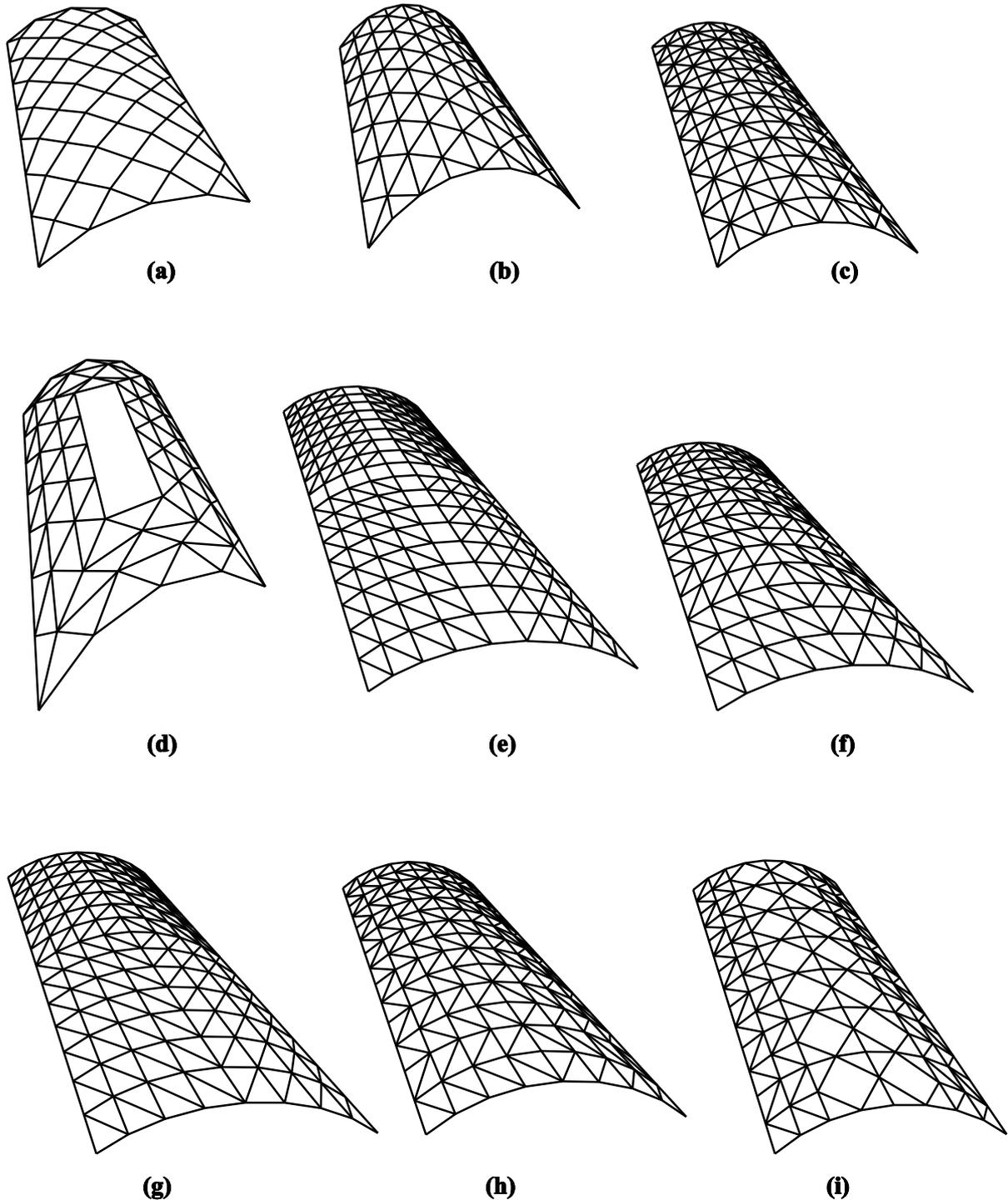


Figura 10 Geometrías de capa para bóvedas cilíndricas

1.3.4 Cúpulas

Las cúpulas son una de las más antiguas formas de construcción. Sean grandes o pequeñas, su apoyo suele ser circular en planta.

Las estructuras de las cúpulas pueden clasificarse en varias categorías según la orientación y posición de las barras principales. Los cuatro tipos más populares son: cúpulas nervadas, de Schwedler, con entramados de tres vías y láminas paralelas (figura 11).

Las cúpulas tienen un interés especial para arquitectos e ingenieros porque proporcionan el mayor volumen con la mínima superficie. En los últimos 25 años, la construcción con per-

files de acero ha sustituido en gran medida al hormigón armado. Los dos primeros ejemplos tratan de sistemas de simple y doble capa. Estos sistemas permiten, respectivamente, luces alrededor de 40 m y de más de 100 m. Algunas soluciones de doble capa han alcanzado luces "récord" de más de 200 m.

El análisis preciso de las cúpulas sólo ha sido posible con la introducción de los ordenadores, que han permitido un estudio fiable del comportamiento elástico. Es importante advertir que las cúpulas de una capa con grandes luces y sometidas a acciones asimétricas pueden sufrir efectos de inestabilidad global. Además de tener en cuenta la abolladura de los elementos a compresión, debe prestarse especial atención a "snap through" (figura 12). La acción del viento no es bien conocida; la aplicación de acciones mayoradas en una hipótesis de carga no límite no necesariamente cubre la situación más desfavorable, ni la consideración de un mayor necesariamente constituye la situación más desfavorable.

Desde un punto de vista mecánico, es importante resaltar la diferencia de comportamiento entre las cúpulas y las bóvedas cilíndricas. La sensibilidad frente a acciones asimétricas y la resistencia a fenómenos de pandeo globales depende directamente de la geometría. En las bóvedas cilíndricas, la superficie tiene una sola curvatura, por lo que puede desarrollarse en el plano. Por contra, las cúpulas, tienen una doble curvatura por lo que resisten cualquier acción gracias a la propia forma.

La definición de la disposición de los elementos, sea la estructura de una o dos capas, es un problema difícil de resolver. Las investigaciones se dirigen a

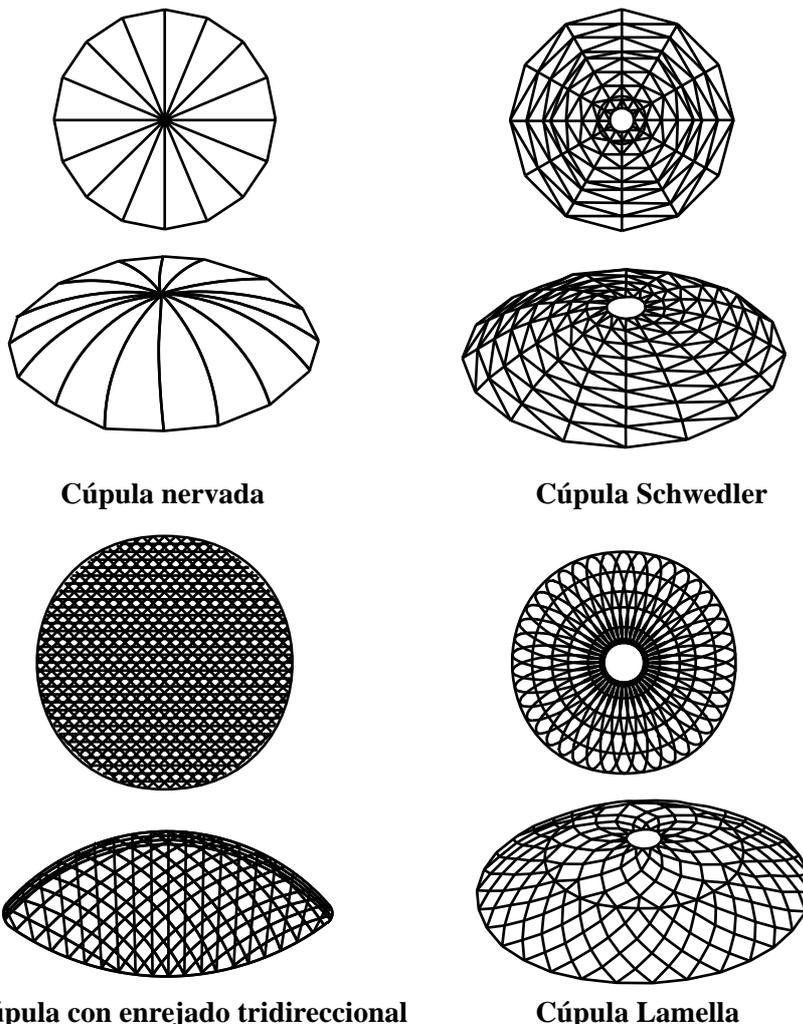


Figura 11 Geometrías de cúpulas

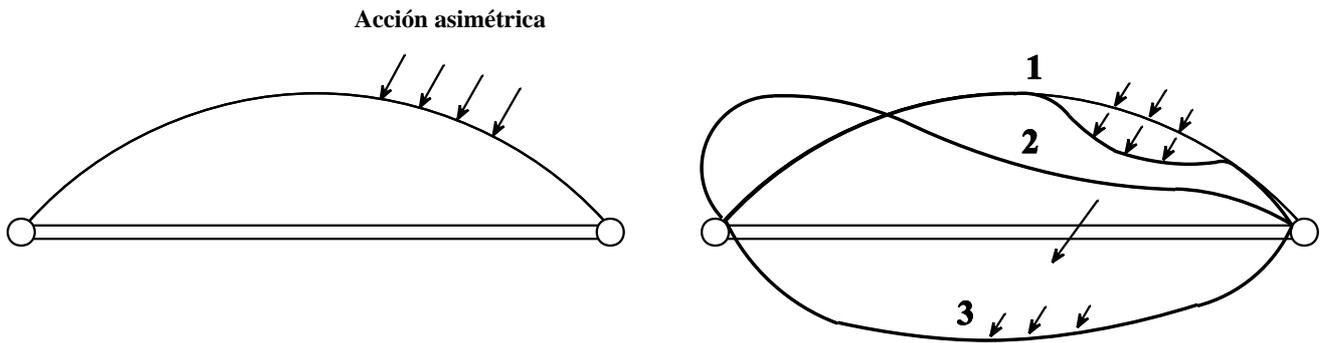


Figura 12 Abolladura global de una cúpula

la utilización de menos longitudes distintas de las barras. Incluso más, es importante comprobar que los polígonos definidos sean tan similares como sea posible para facilitar la colocación del cerramiento. Fuller diseñó uno de los primeros

grandes desarrollos: el pabellón estadounidense en Montreal (1967) formado por dos capas interconectadas y construidas con secciones tubulares soldadas; la estructura resultante es un casquete de 5/8 de esfera con un diámetro de 75 m.

2. DISEÑO DE SISTEMAS DE CELOSÍAS ESPACIALES

2.1 Diseño Conceptual

En la fase conceptual es importante definir la geometría de la estructura, dado que determinar las posiciones de los apoyos es un factor importante para la resistencia y rigidez del sistema.

Los parámetros geométricos son:

- la forma general; plana o conjunto de formas planas (llamadas “superficies poliédricas”) y curvas (normalmente superficies de doble curvatura; una de las curvaturas puede ser cero, p. ej. el caso de las bóvedas cilíndricas). En las superficies curvas debe fijarse un rebajamiento que satisfaga tanto los criterios mecánicos como arquitectónicos, p. ej para evitar cúpulas demasiado bajas.
- geometría de los anclajes del cerramiento
- número de capas; la relación altura/luz de la estructura tiene influencia en el peso, la resistencia y el coste.
- paso de la malla o, su inversa, el número de elementos geométricos por longitud.

Las elecciones realizadas influyen directamente en el número de barras que confluye en cada nodo y en los ángulos de conexión entre ellas; estos dos parámetros determinan la posibilidad de realizar los nodos. Demasiados elementos convergiendo con ángulos distintos y poca repetición representan obstáculos a la eficiencia de la construcción. La elección de la separación de los entramados debe depender de las conexiones geométricas, en particular de la conexión de los lados bidimensionales de las superficies poliédricas.

La elección de las condiciones de apoyo no representa ningún problema en concreto, pero afecta al comportamiento.

Debe advertirse que, dado el poco peso de estas estructuras, no debe menospreciarse el

peso de los equipos soportados por las mismas. De forma similar, deben analizarse cuidadosamente las acciones resultantes del método de construcción. Los efectos de las acciones concentradas y de las cargas parcialmente repartidas, que son mayores cuando la carga total no está distribuida simétricamente, deben analizarse. Excepto en casos concretos, las acciones dinámicas pueden substituirse por acciones estáticas amplificadas.

2.2 Método de Proyecto

Sin lugar a dudas, cada proyecto es un caso particular. De todos modos, es posible establecer los pasos de su desarrollo. Aún más importante, debe advertirse que, para cubrir una forma de un modo determinado, pueden utilizarse dos métodos para definir la superficie general:

- o bien se define en primer lugar la geometría de la superficie: entonces debe hacerse una división geométrica, p. ej. una división geodésica en el caso de las cúpulas.
- o se decide antes el módulo generador cuya multiplicación proporcionará la geometría final.

Una vez establecida la geometría general, el proyectista debe decidir el número de capas. Esto depende básicamente de la luz libre y de la distribución geométrica de las barras en las capas y entre éstas. La selección del paso de la malla es importante por razones de resistencia y de coste, así como estéticas. La selección de la geometría de la red de barras influye directamente en el comportamiento de los sistemas. Por ejemplo, en el caso de los entramados de doble capa, un examen de distintas disposiciones geométricas ha confirmado la importancia de adoptar una disposición en la que las direcciones de las barras de las dos capas estén a 45°.

Es por tanto posible examinar el comportamiento estructural bajo adecuadas combinaciones de acciones. La elección de las condiciones de apoyo tiene gran influencia en la distribución de las fuerzas internas y la magnitud de las fle-

chas. La posibilidad de utilizar apoyos multipunto es una importante ventaja de las celosías espaciales. La definición de las superficies de las sec-

ciones transversales de los elementos puede llevar a un proceso de optimización adecuado para el modelo proyectado.

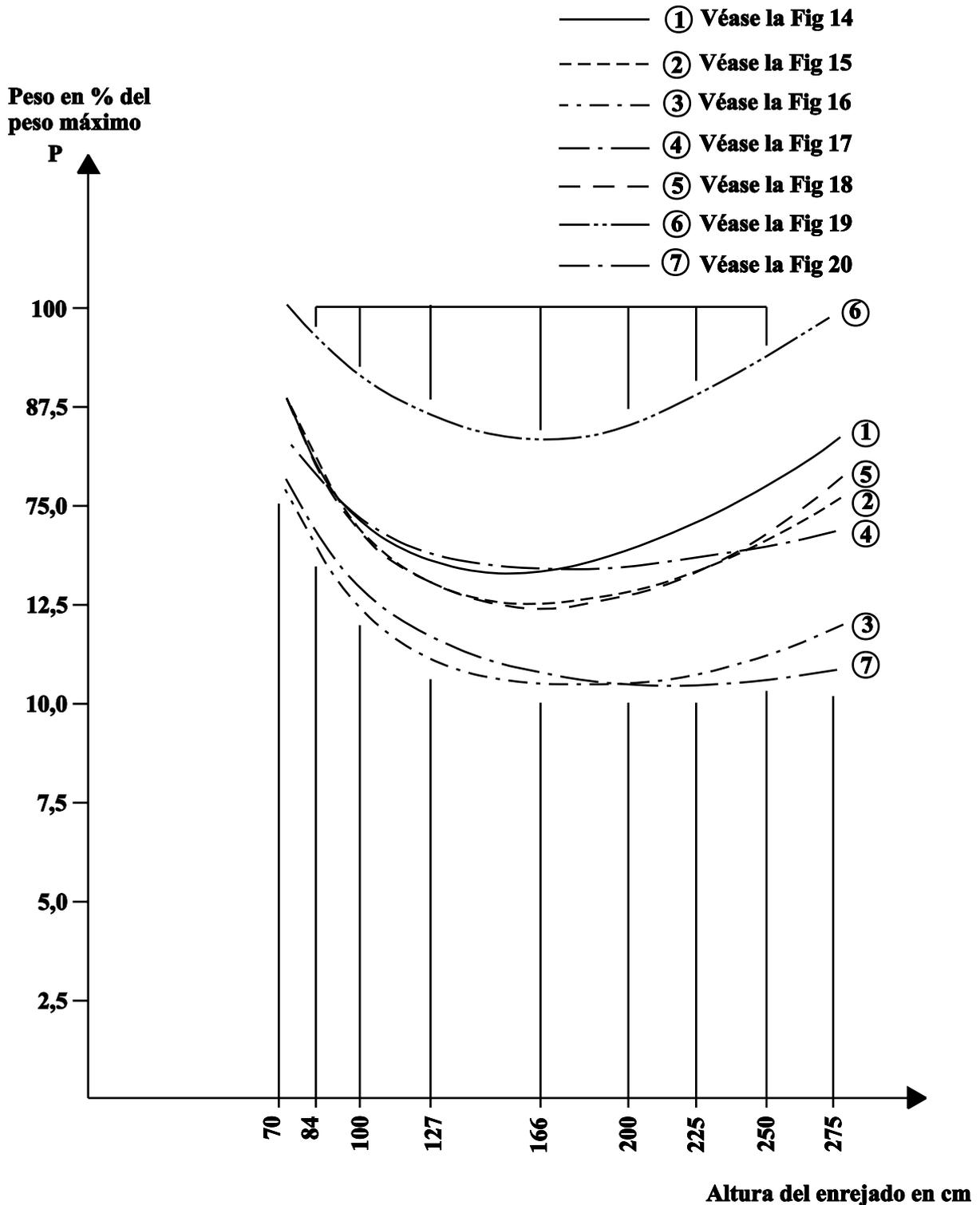


Figura 13 Comparación de diferentes geometrías en función del peso

2.3 Dimensionamiento Inicial

En el caso de los entramados bidimensionales de doble capa es posible proporcionar información adicional. Las curvas de la figura 13 ilustran la variación de la carga admisible para

diferentes cantos en función de la esbeltez de siete geometrías distintas (figuras 14 a 20). Los cálculos se realizaron para el caso de una planta cuadrada con apoyos en el contorno y bajo cada nodo y suponiendo una carga repartida uniformemente. Además, se supusieron los datos siguientes:

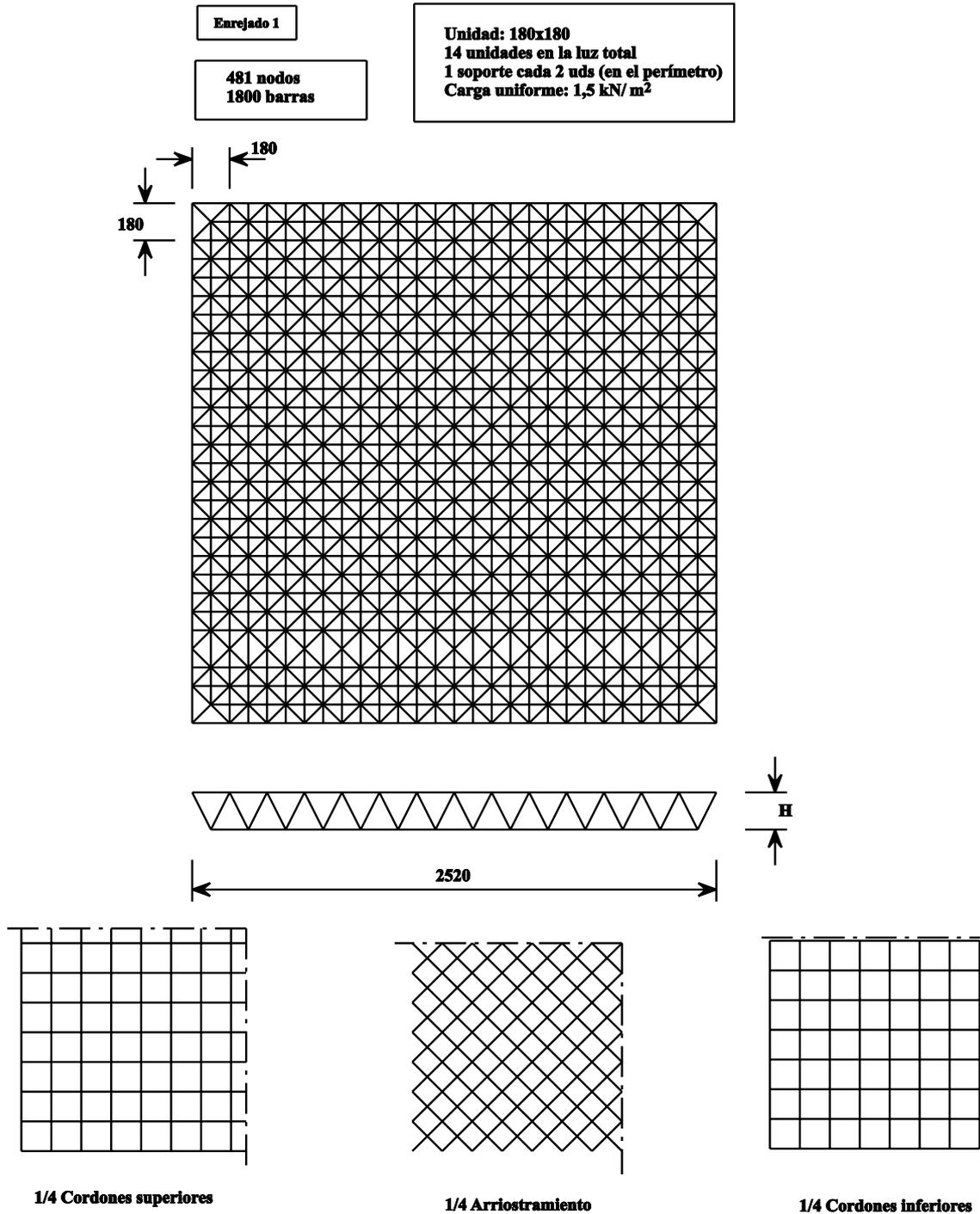


Figura 14

- una relación canto/luz de 1:15 en relación a la luz libre, donde hay una carga de servicio de $1,50 \text{ kN/m}^2$;
- un peso propio entre $0,15$ y $0,20 \text{ kg/m}^2$ para luces hasta 30 m .

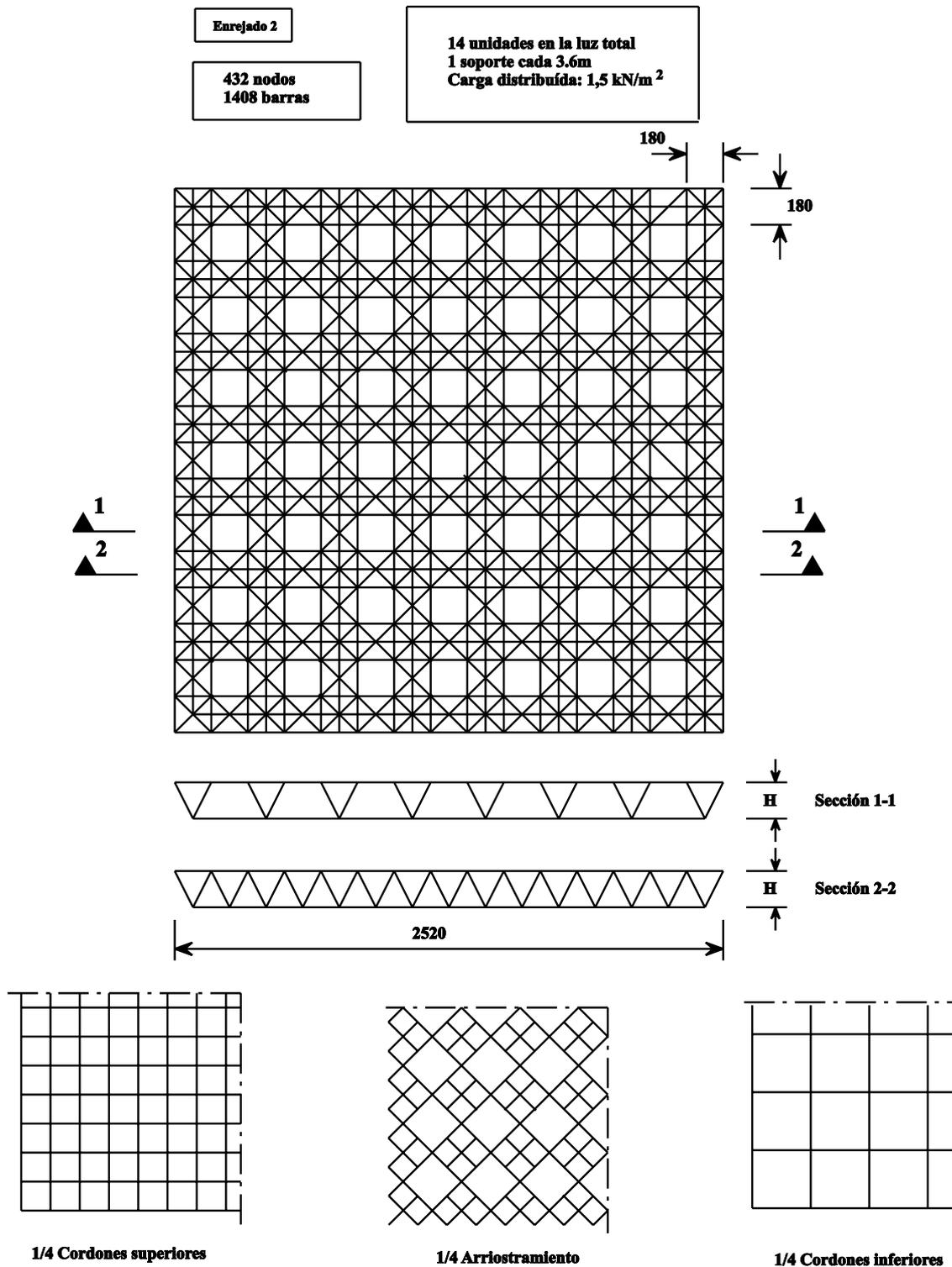


Figura 15

También es importante considerar la relación entre el tamaño del elemento de malla y el canto del entramado.

2.4 Elección del Sistema Estructural

Una vez definida la forma general de la estructura, es necesario escoger el sistema estructural.

Se dispone de gran variedad de sistemas estructurales que pueden satisfacer las necesidades de proyecto. No obstante, no todos ellos pueden proporcionar la capacidad de carga necesaria para resistir las condiciones más desfavorables.

El dimensionamiento de la sección transversal de las barras es tarea del proyectista, mientras que el fabricante del sistema estructural

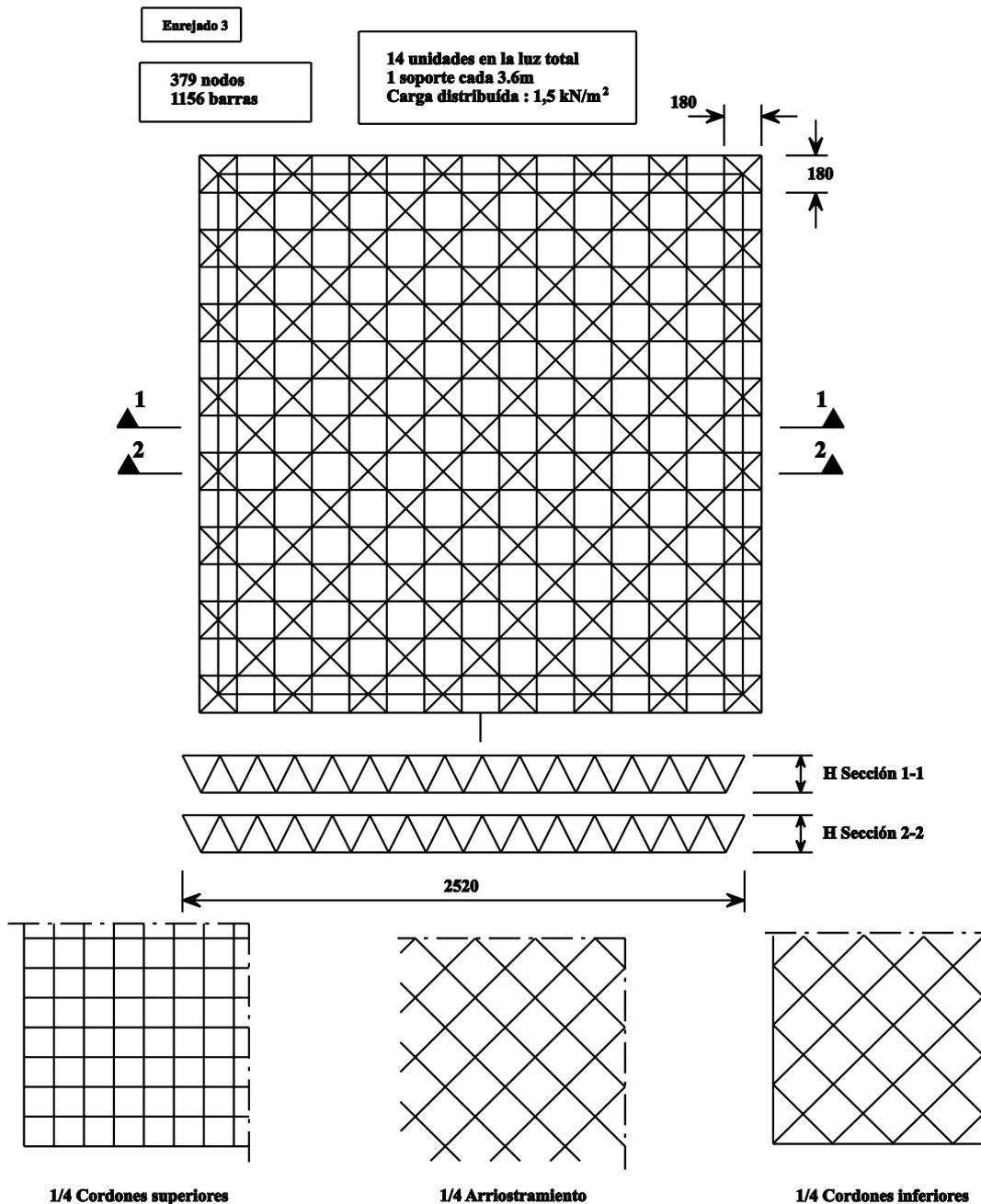


Figura 16

debe garantizar que la combinación de nodos y barras puede ofrecer una unión de resistencia plástica total. Esta garantía sólo puede compro-

barse por medio de los adecuados procedimientos de cualificación.

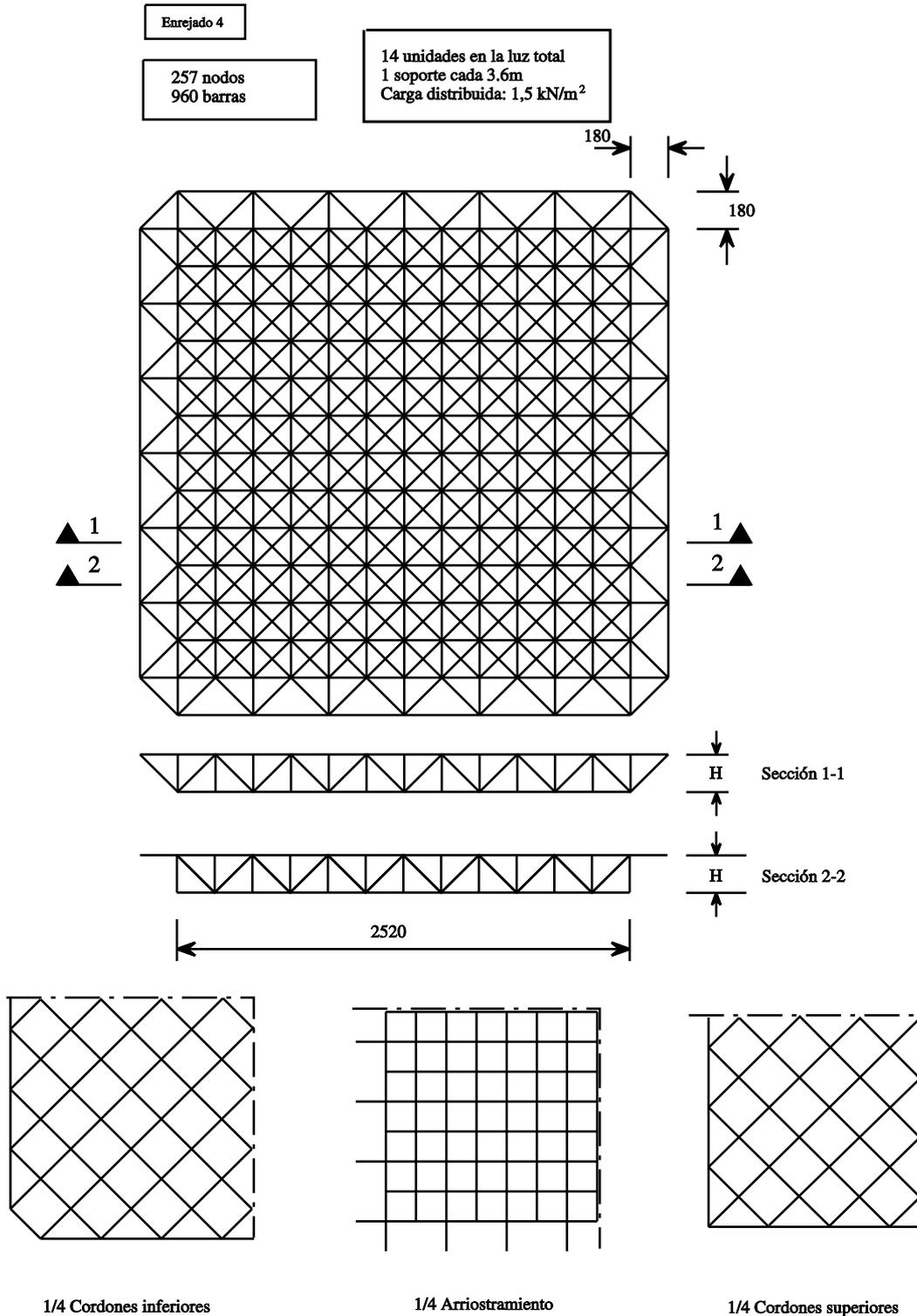


Figura 17

2.5 Procedimiento de Cualificación

El procedimiento de cualificación debe demostrar que el sistema de la estructura espacial se basa en una unión nodo-barra básica que es de tipo de resistencia total. La demostración puede realizarse con cálculos o ensayos.

Por otro lado, es posible modelizar la unión nodo-barra por medio de técnicas de elementos finitos. No obstante, no es prudente fiarse en exclusiva de estos resultados numéricos.

Por otro lado, sólo las pruebas experimentales pueden demostrar plenamente el comportamiento real del sistema.

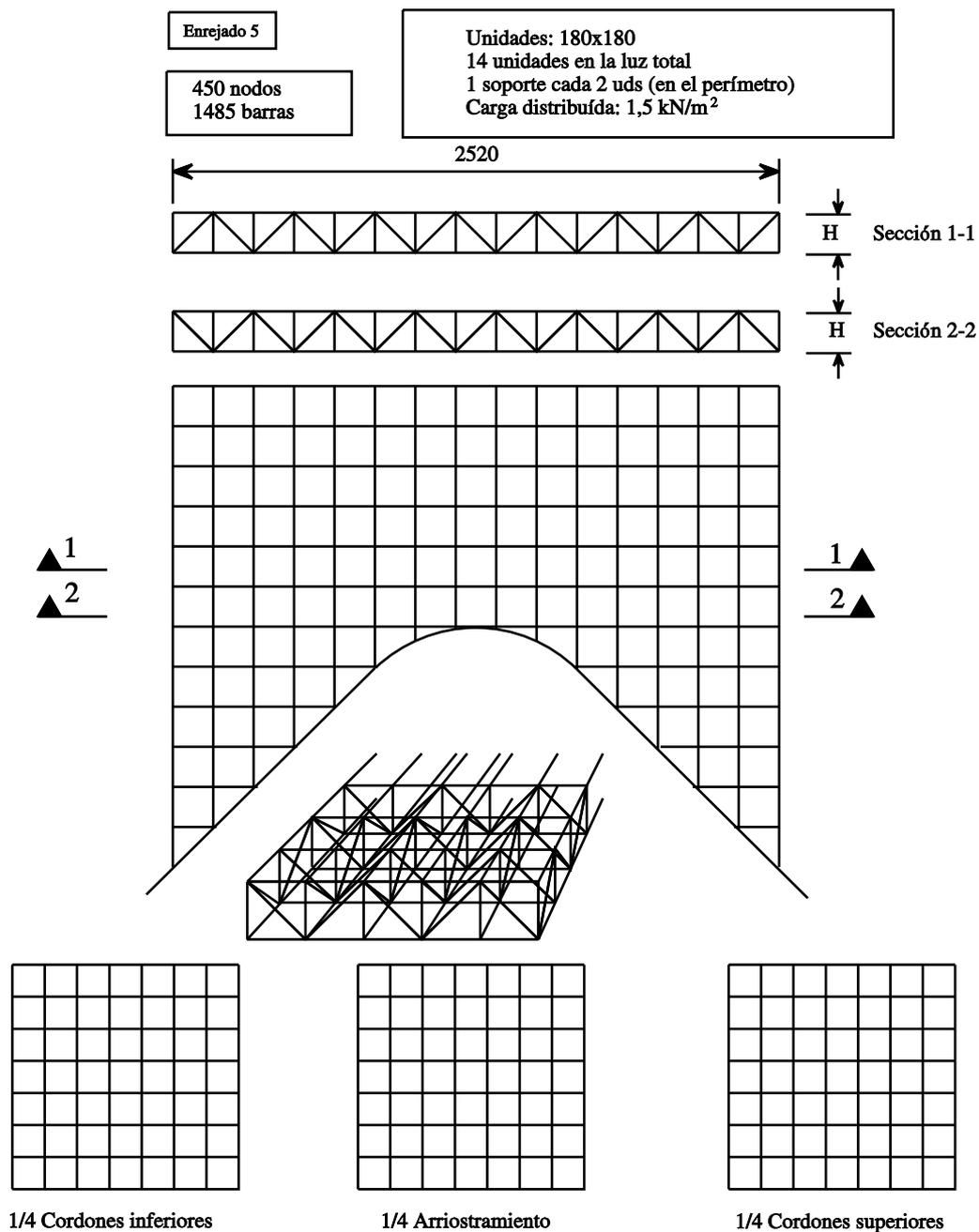


Figura 18

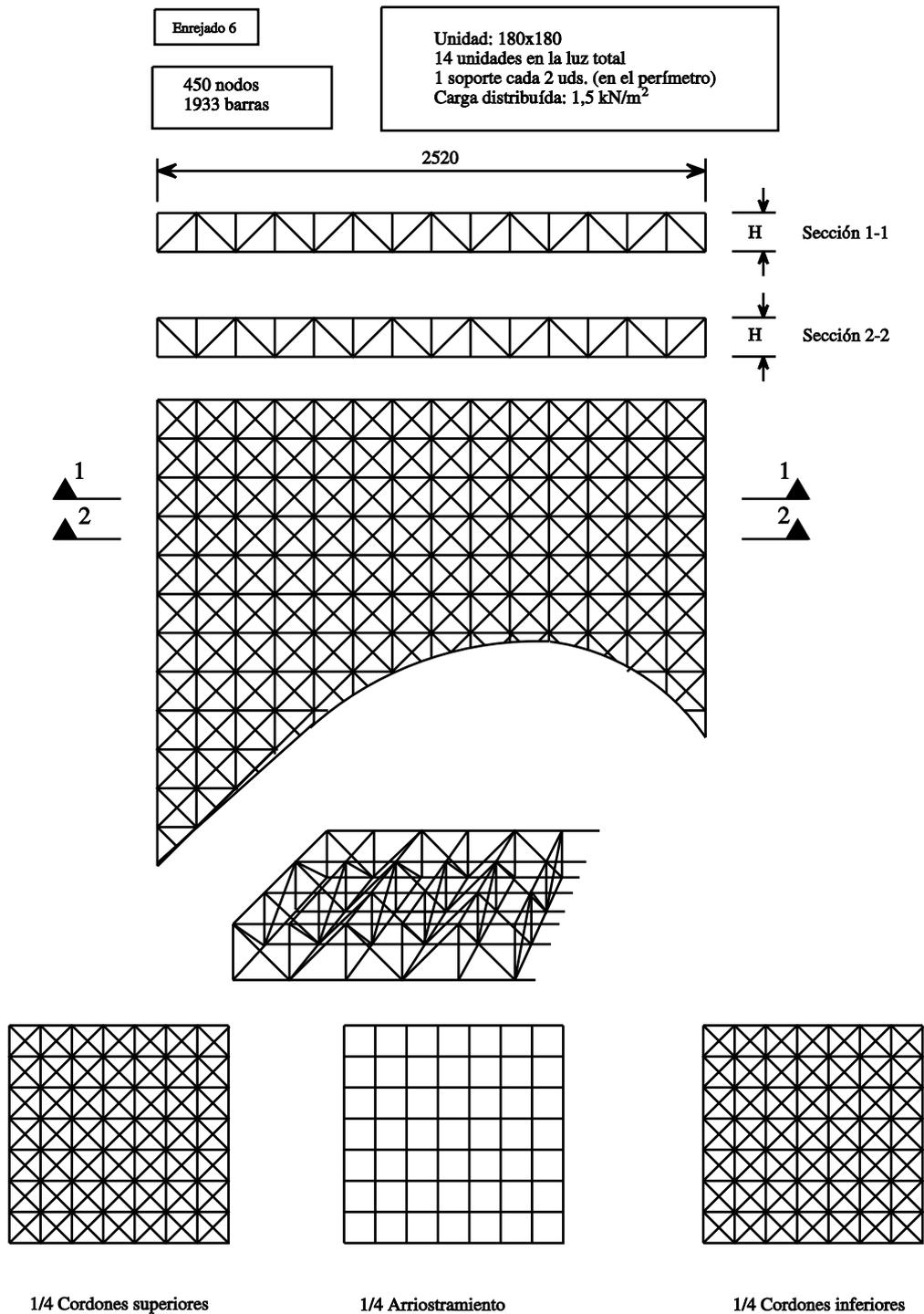


Figura 19

Por estas razones, el procedimiento de cualificación debe basarse principalmente en ensayos de laboratorio cuyos resultados confirmarán los cálculos. Un posible procedimiento podría basarse en los pasos siguientes:

- ensayos monoaxiales del nodo;
- ensayos monoaxiales en la conexión entre barra y nodo;
- ensayos a flexión y cortadura en unidades estructurales a escala real;

- ensayos de flexión monotónicos y cíclicos en el campo de elasticidad (incluidos los efectos térmicos) hasta el colapso en prototipos a escala real.

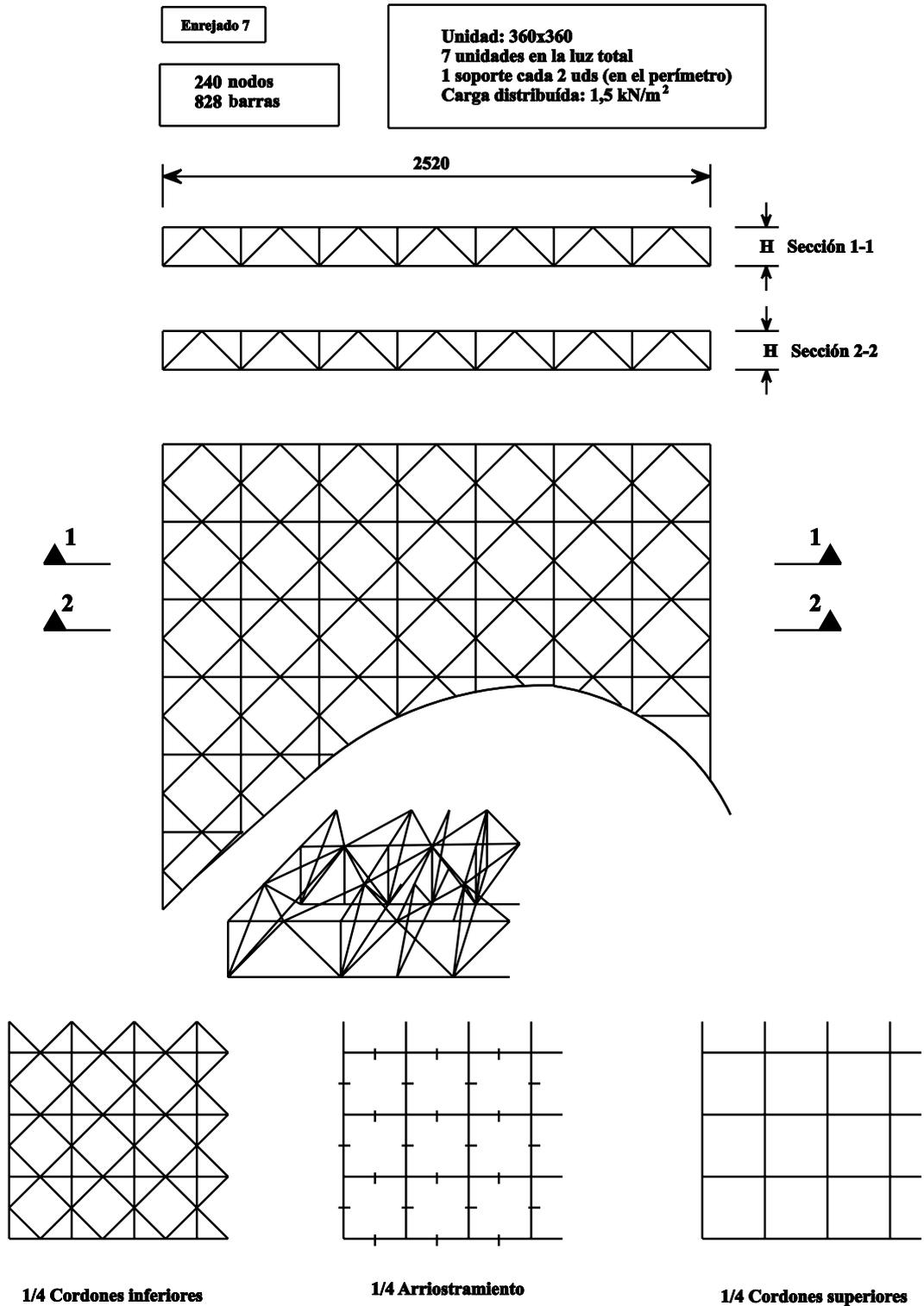


Figura 20

3 ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS DE CELOSÍAS ESPACIALES

3.1 Métodos de Análisis

El objetivo de un análisis de los sistemas de celosías es determinar los valores de las variables necesarias para el dimensionamiento y para el tamaño de los apoyos. Normalmente las variables necesarias pueden ser:

- fuerzas de compresión y tracción en las barras del sistema.
- desplazamientos de los nodos.
- valores de las reacciones en los apoyos.

El estudio debe realizarse para varios casos de acciones y combinaciones de acciones. Como base del cálculo se utilizan los casos más desfavorables.

En función del tipo de problema examinado, puede no ser necesario determinar todos los valores desconocidos. Los métodos de análisis

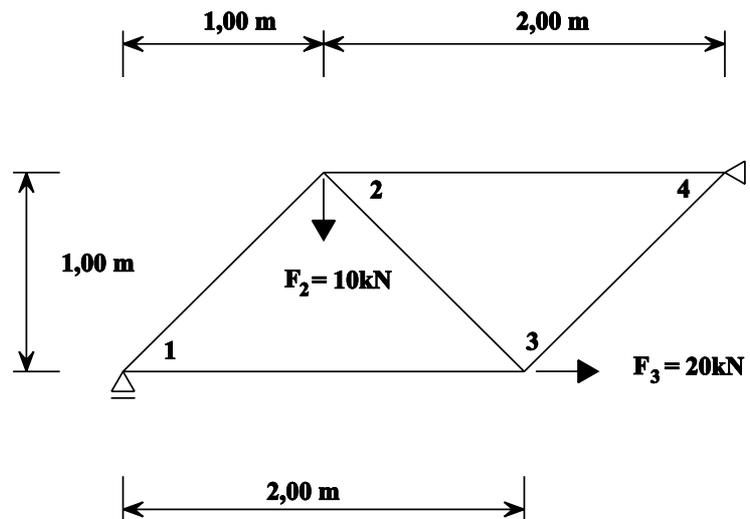


Figura 21 Sistema bidimensional

disponibles pueden clasificarse así:

- Método de los nudos:** aplicable a sistemas bidimensionales internamente isostáticos (figura 21), para los que se han determinado previamente las reacciones. Se pueden determinar las fuerzas en todas las barras. Pueden determinarse analítica o gráficamente (véanse las figuras 22 y 23).

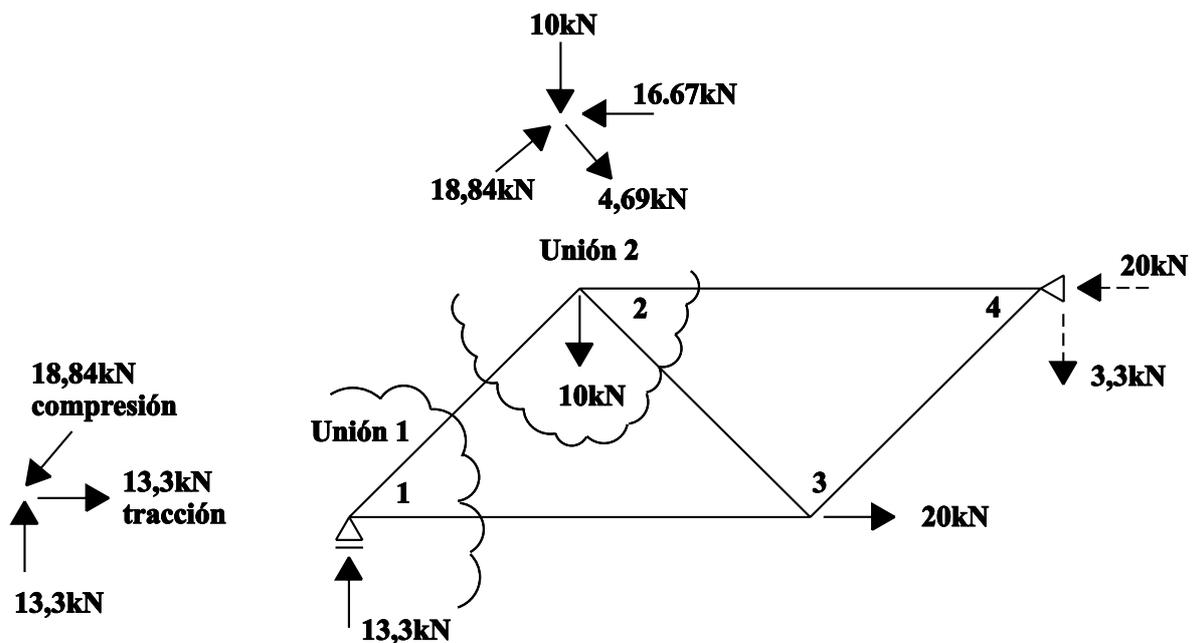


Figura 22 Método de las uniones - analítico

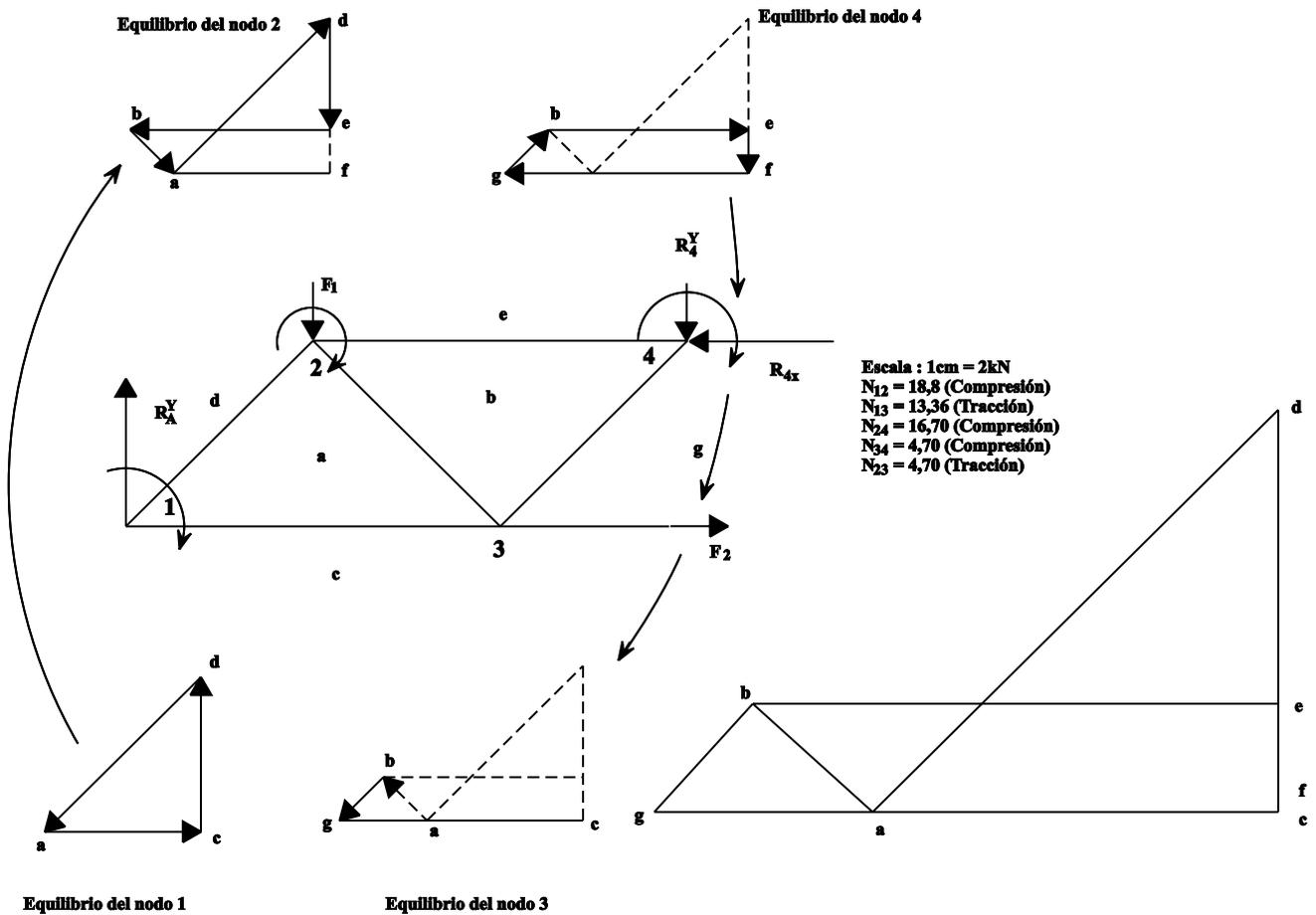


Figura 23 Método de las uniones - gráficos

ii. **Método de las secciones:** en algunos casos, este método puede dar acceso directo a las fuerzas internas de un número limitado de barras seleccionadas por el proyectista. Se utiliza, por ejemplo

en el trabajo de cálculo preliminar para evaluar las fuerzas máximas de un sistema triangulado (figura 24).

iii. **Método de los desplazamientos:** es el método más general. Se puede aplicar a sistemas bidimensionales y espaciales, isostáticos o hiperestáticos. Ofrece los valores de todas las magnitudes desconocidas: esfuerzos, desplazamientos y reacciones.

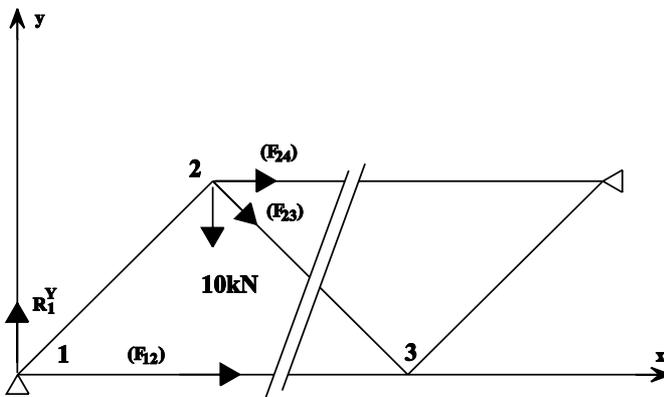


Figura 24 Método de las secciones

3.2 Hipótesis de Cálculo

Además del uso de principios comunes a todas las estructuras en lo referente a las acciones y sus combinaciones, el Eurocódigo 3 [2] admite un modelo de rótula perfecta para el análisis global.

Además, se considera que todas las acciones se aplican en los nodos del sistema. Basta con suponer una respuesta lineal elástica.

Los cálculos del campo elasto-plástico pueden realizarse por medio de modelos simplificados de las barras, tal como se muestra en la figura 25. Los resultados muestran que puede considerarse una respuesta estable de los elementos a compresión (después de alcanzar la carga última de la barra) y que las fuerzas se transmiten a las barras adyacentes a la que ha alcanzado su resistencia última.

Los métodos descritos en los párrafos siguientes se basan en la aplicación del equilibrio a las fuerzas aplicadas por las barras sobre los nodos. El análisis de la rótula utilizado para

los sistemas triangulados simplifica las fórmulas del equilibrio: en general son necesarias tres ecuaciones relacionadas con el equilibrio de fuerzas.

3.3 Límite de Validez de los Métodos Descritos

Debe tenerse muy presente que los métodos descritos no tienen en cuenta:

- cualquier no convergencia de los ejes de las barras que forman un nodo.
- la flexión provocada por la aplicación de acciones externas, pero sobre las barras, en posiciones distintas a los nodos.

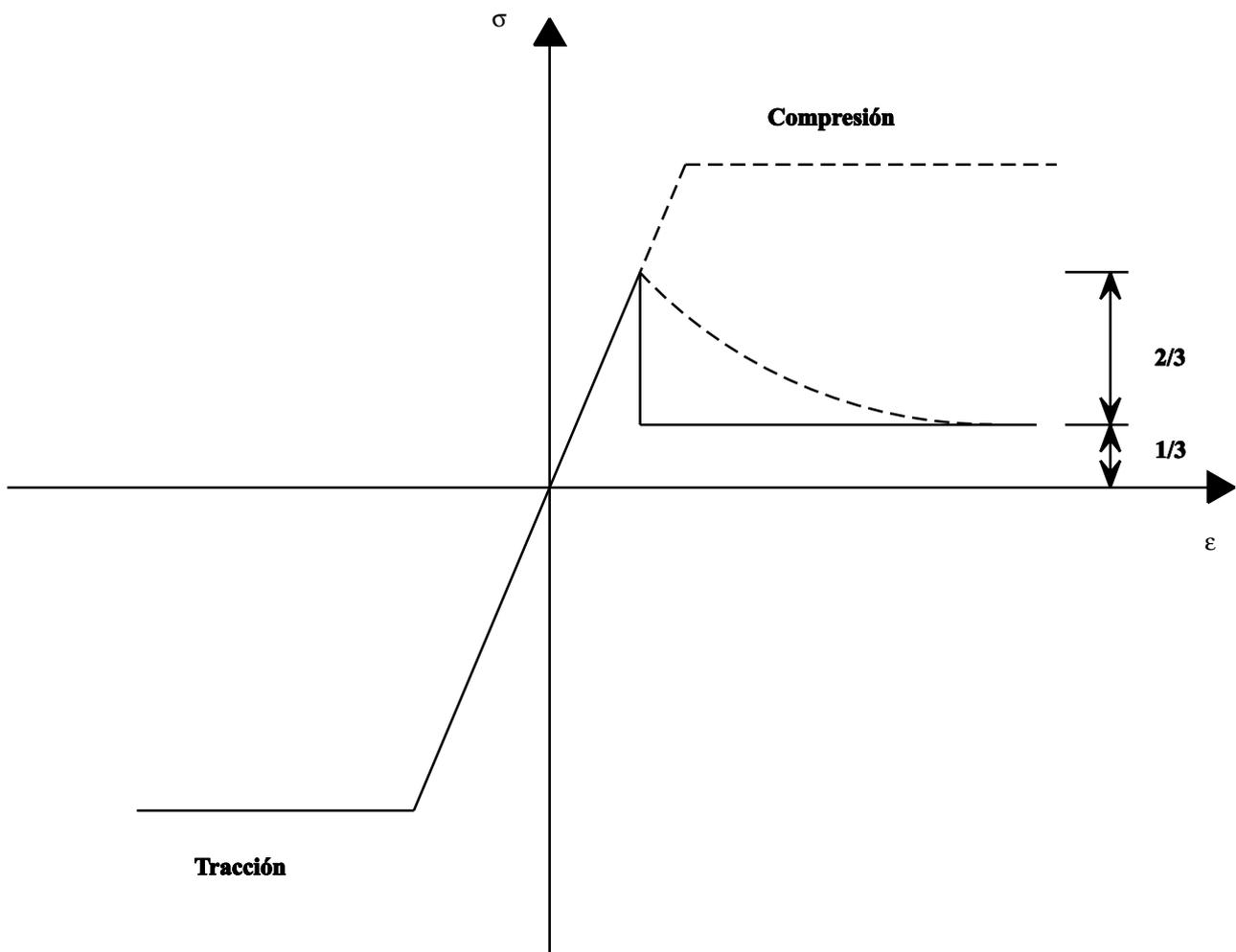


Figura 25 Comportamiento de las barras

- momentos flectores secundarios debidos a la rigidez efectiva de las uniones, que ya no se corresponden con la hipótesis del comportamiento de rótula.
- no linealidad debida a la geometría o al material.

Por tanto, es necesario evaluar cuidadosamente la importancia de los factores asociados con el agotamiento para garantizar la adecuación de los modelos hipotéticos, sea mediante cálculos adicionales o, si es posible, con modelos de cálculo más detallados, p. ej. el modelo de los desplazamientos generalizado, que tiene en cuenta la rigidez en flexión y torsión cuando la unión se aleja de la hipótesis de rótula.

3.4 Método del desplazamiento

Es el método más general, aplicable a todos los casos de estructuras espaciales. Se

supone que los materiales presentan un comportamiento elástico y lineal.

El principio del método consiste en resolver un sistema de ecuaciones lineales de equilibrio del tipo:

$$[K] \{D\} = \{F\}$$

donde

$[K]$ es la matriz de rigidez de la estructura.

$\{D\}$ es el vector de desplazamientos, desconocido.

$\{F\}$ es el vector de las acciones, conocido.

Las componentes de $\{D\}$ correspondientes a los apoyos son nulos. Por tanto, las ecuaciones correspondientes, las componentes secundarias de las que son reacciones, no aparecen en el correspondiente sistema de ecuaciones lineales. La determinación de los desplazamientos permite calcular las fuerzas internas. Normalmente este método se aplica por ordenador.

4. FABRICACIÓN DE CELOSÍAS ESPACIALES

4.1 Introducción

La naturaleza de las celosías espaciales dirige la investigación hacia la máxima estandarización, relacionada con la fabricación de los componentes individuales, y exige especial atención a los problemas de precisión.

El diseño de celosías espaciales con el mínimo número de barras distintas resulta ventajoso; el mismo criterio es válido para los nodos. Es habitual utilizar barras con secciones del mismo tamaño con independencia de sus diferentes estados de tensión debidos a su posición en la estructura. No obstante, en el caso de los perfiles tubulares parece razonable mantener el mismo diámetro externo y variar el espesor de las paredes.

Se pueden provocar deformaciones y fuerzas mayores durante el montaje que después de la finalización. El proyectista debe tener en cuenta las fases del montaje al dimensionar los elementos.

4.2 El Sistema Estructural

El sistema estructural se caracteriza por la combinación de tres componentes principales:

- barra
- nodo
- conexión

Barras

Los perfiles huecos son esenciales por diversas razones. En particular, generalmente se utilizan perfiles tubulares dado su radio de giro grande y uniforme.

Nodos

El sueño de un nodo universal aún no se ha alcanzado. El diseño de los nodos viene gobernado por varios parámetros. Los nodos pueden conectarse principalmente por soldadura, atornillado o fabricación especial. Excepto si se utilizan tornillos pretensados, las uniones atornilladas reducen la resistencia de las secciones-netas. Algunas autoridades prefieren la soldadura de los

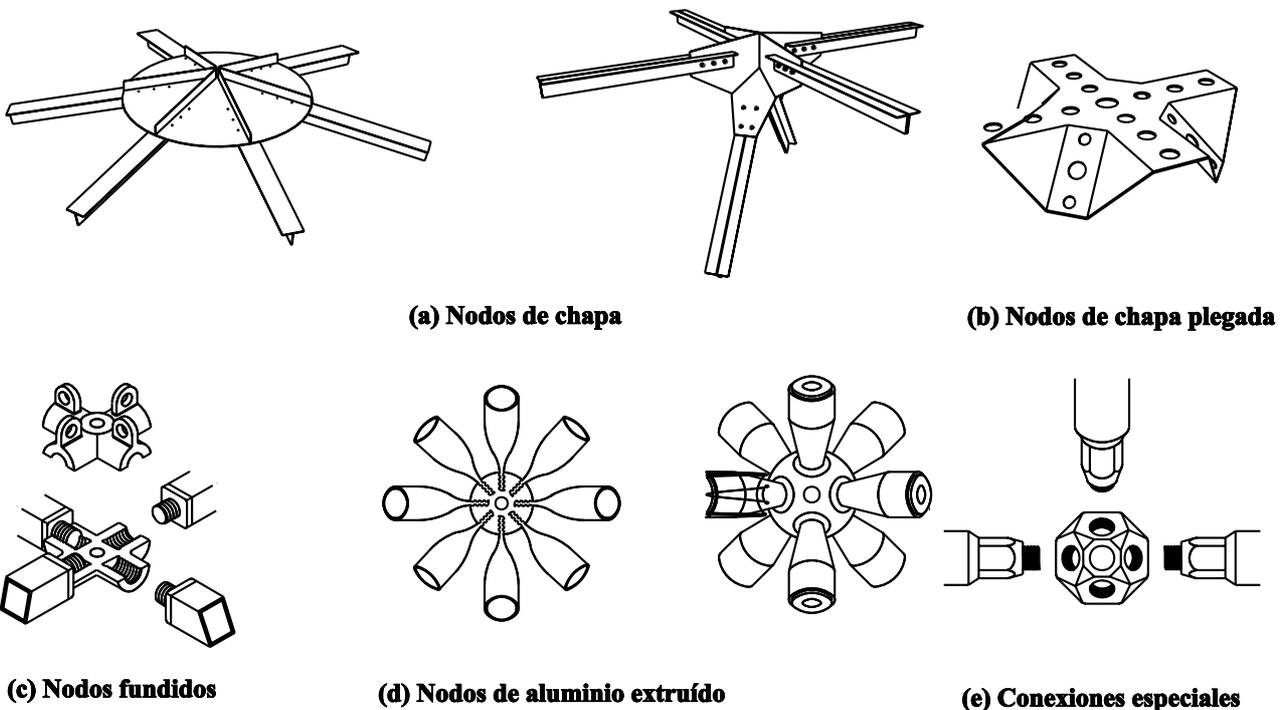


Figura 26 Tipos de nodos

vanos grandes, incluso si es difícil garantizar la calidad de las soldaduras in situ. Uno de los factores determinantes en la elección de los nodos es el número de barras a ensamblar. A parte de las influencias estructurales del propio nodo, este problema enlaza con la forma de conectar las barras al nodo y con consideraciones de espacio y facilidad de montaje. La regularidad de la geometría resultante del nodo determina toda la geometría de la estructura. La informatización ha promovido grandes avances en este campo relacionando el diseño y la fabricación. Como resultado, es posible fabricar nodos modificando los ángulos de incidencia de las barras.

Se puede distinguir entre cinco “tipos” de nodo, figura 26:

- nodos de chapa (figura 26a)
- nodos plegados (figura 26b)
- nodos fundidos (figura 26c)
- nodos de aluminio extruido (figura 26d)

- conexiones especiales con nodos esféricos (figura 26e)

Normalmente, los nodos de chapa y plegados se conectan a los extremos de las barras por medio de uniones atornilladas, pero también puede hacerse por soldadura.

El nodo es un elemento crítico al evaluar el coste de las estructuras espaciales: un nodo por cada 2,5-3,0 m² podría parecer una solución económica.

Conexiones

El sistema de unión nodo-barra determina cómo se deben tratar los extremos de las barras. Pueden describirse cinco modelos, por ejemplo (figura 27):

- Corte recto (figura 27b)
- Corte perfilado (figura 27c)

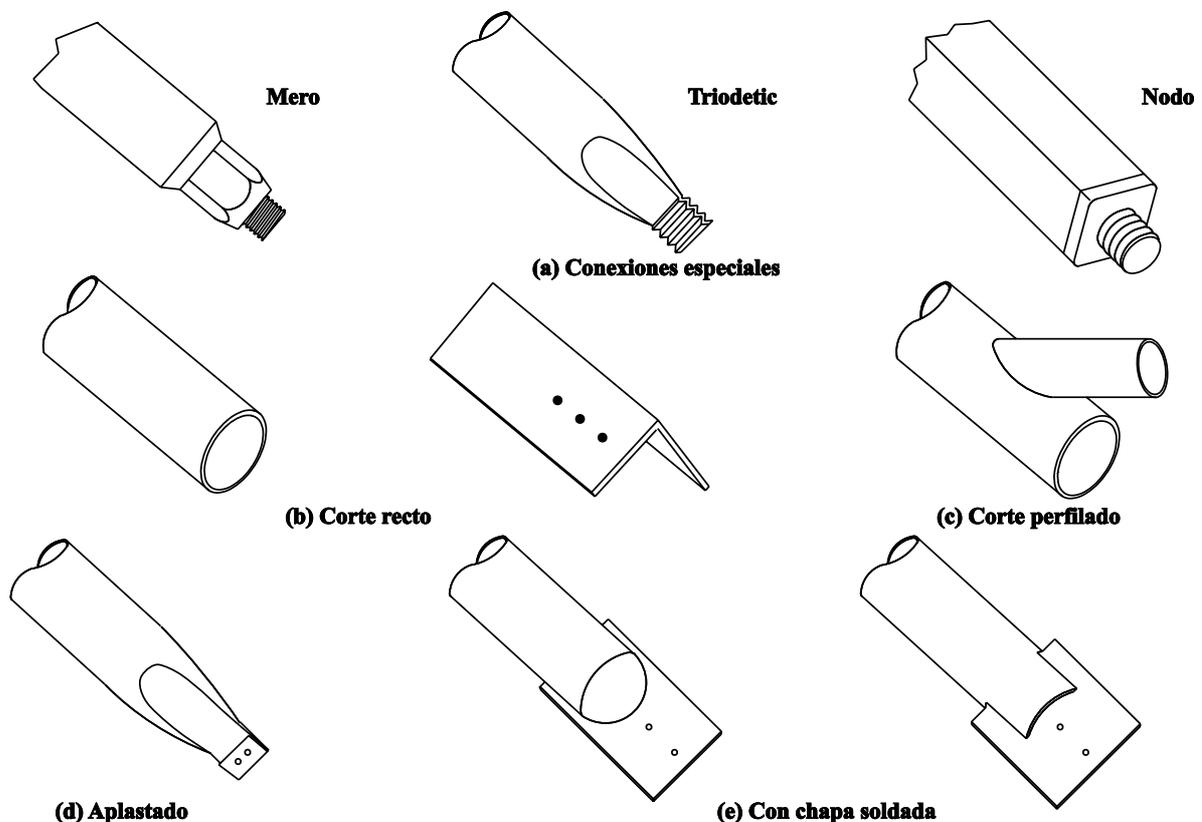


Figura 27 Tratamientos de los extremos de las barras

- Aplastado y taladrado (figura 27d)
- Adición de una chapa de unión (figura 27e)
- Fijación especial: roscado, soldadura o aplastamiento por tornillos (figura 27a)

Es evidente que no todos estos sistemas proporcionan uniones de resistencia plástica total.

4.3 Métodos de Fabricación y Montaje

Los métodos utilizados pueden encuadrarse en tres categorías:

- Montaje de barras separadas, cada una elevada hasta su posición y conectada al trabajo ya montado.
- Montaje de subconjuntos: es una fase intermedia en la que las barras se conectan en subconjuntos, sea en fábrica o in situ. Los subconjuntos se izan hasta la posición final y se conectan al trabajo ya ensamblado.
- Izado de toda la estructura espacial, que se monta in situ en el suelo. Pueden considerarse varios métodos, desde la utilización de piezas constructivas verticales como mástiles de elevación hasta las grúas.

La elección de uno de estos métodos depende de:

- la naturaleza del proyecto en términos de tipo y tamaño de la estructura.
- condiciones de actuación: disposición real de la obra, medios de elevación disponibles, costes de transporte, experiencia, etc.
- seguridad.

En a) y b) es esencial predecir la necesidad de cualquier apoyo provisional que pueda ser preciso si la estructura sólo alcanza la esta-

bilidad una vez finalizada. Las distintas fases del montaje se deben examinar a fondo para evitar comportamientos estructurales intermedios que sean menos favorables que el del estado final de la estructura.

La elevación de toda la estructura espacial presenta las ventajas siguientes:

- la mayor parte del trabajo se realiza a nivel del suelo, facilitando el control del proceso de trabajo, especialmente la realización de uniones soldadas.
- la maquinaria pesada de elevación sólo se utiliza durante un tiempo corto, lo que puede reducir los costes finales.
- en algunos casos, la estructura puede izarse con otras instalaciones ya incorporadas.

El izado es una fase crítica del montaje. Deben examinarse a fondo los puntos de izado. Éste debe realizarse en las mejores condiciones meteorológicas y, naturalmente, sin viento. Una vez en su lugar, la estructura debe conectarse a la obra ya montada. Para facilitar la conexión y fijación, deben planificarse con antelación dispo-

Montaje en el suelo con articulaciones provisionales

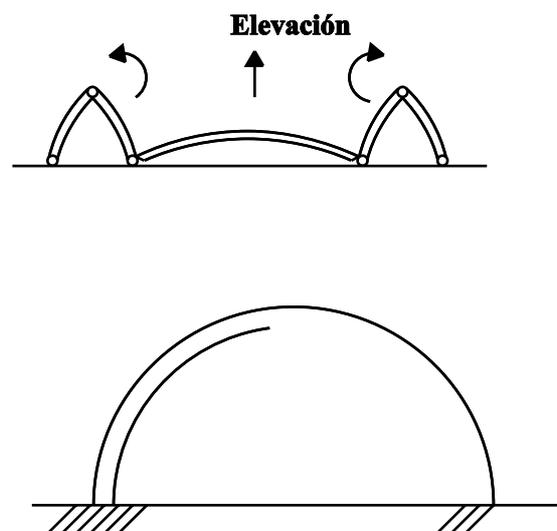


Figura 28 Método original de elevación de una cúpula

sitivos de regulación precisos. La fase de elevación puede ser un factor determinante en el diseño de la estructura.

Un enfoque nuevo fue el utilizado en Barcelona para el montaje de la cúpula del Palacio Olímpico. Implica la fabricación de la cúpula en el suelo en cinco partes que provisionalmente se articulan entre ellas (figura 28). Luego se iza la parte central y los restantes segmentos de la cúpula se enclavan en la posición final.

En función de la estructura y el lugar de montaje pueden considerarse distintos métodos de ejecución.

Por ejemplo, es posible llevar a cabo el montaje por medio de un método de lanzamiento que tiene su origen en la construcción de puentes, etc. La lista de soluciones es ilimitada. El método de montaje escogido depende de la imaginación y experiencia práctica del proyectista en un contexto determinado.

5. RESUMEN FINAL

- La lección ha tratado de las estructuras espaciales para cubiertas en las que las barras están sometidas a fuerzas axiales.
- Las estructuras pueden tomar la forma de:
 - entramados bidimensionales.
 - bóvedas cilíndricas.
 - cúpulas.
- Deben tenerse en cuenta esquemas de cargas asimétricas, incluidas las combinaciones de acciones que pueden aparecer durante el montaje.
- El método de análisis del desplazamiento, aplicado por ordenador, es el enfoque más adecuado para determinar los esfuerzos internos, los desplazamientos de los nodos y las reacciones en los apoyos.
- La repetición de nodos y barras permite la utilización de componentes estándar y reduce los costes asociados con el diseño, el detalle y la fabricación.

5. BIBLIOGRAFÍA

[1] Makowski, Z.S.: "Structures Spatiales en Acier", Centre Belge-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, 1964.

[2] Eurocode 3: "Design of Steel Structures": ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Mainstone, R. "Developments in Structural Form", MIT Press 1975.

2. Makowski, Z.S. "Space Frames and Trusses" from Constructional Steel Design, Elsevier Applied Science, 1992.

3. Makowski, Z.S. "Analysis, Design and Construction of Braced Domes". Granada, 1984.

4. Fuller, R.B., Marks, R. "The Dymaxion World of R.B Fuller". Anchor Books 1973.

5. Motro, R. "Optimisation de Structures Spatiales et Application à des Grilles à Double Nappe". Revue du Centre Technique Industriel de la Construction Métallique. No. 2, Juin 1976, pp. 24-36.

6. Livesley, R.K. "Matrix methods of structural analysis". Pergamon Press, 1964.

7. Tsuboi, Y. "Analysis, Design and Realisation of Space Frames, a state-of-art report". Bulletin de l'IASS n 84/85 Avril, Août 1984, Volume XXV-1/2.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

Lección 16.6: Estructuras Especiales de Una Sola Planta

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir formas poco conocidas de estructuras de acero de una sola planta, incluidas las estructuras de cables y a tracción.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno

LECCIONES AFINES

Lección 16.5: Celosías Espaciales

Lección 19.4: Mástiles Atirantados

RESUMEN

La lección estudia algunos de los sistemas estructurales menos habituales, no comentados anteriormente. Se describen brevemente las variantes de las formas estándar utilizadas en edificios industriales. Las estructuras atirantadas y tensionadas se tratan con más detalle.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

La mayoría de estructuras de una sola planta se basan en pórticos rígidos o triangulares (véase la figura 1). Estas formas estructurales han demostrado proporcionar soluciones económicas y efectivas para las construcciones usuales. No obstante, junto con estas formas normales, se han desarrollado muchas otras estructuras de una sola planta para aplicaciones especiales.

Aunque el número de estructuras especiales es relativamente reducido, abarcan una amplia gama de formas estructurales. Muchas de estas estructuras aparecen por la necesidad de cubrir grandes áreas, habitualmente destinadas a actividades deportivas, feriales, industriales o comerciales. En consecuencia, se caracterizan por grandes luces ininterrumpidas y una carga impuesta relativamente ligera. Con frecuencia son ligeras, reflejando la voluntad de sus proyectistas de llevar al máximo la eficacia estructural. Las consideraciones estructurales son, por tanto, las que determinan su forma arquitectónica.

La ligereza de estas estructuras exige prestar gran atención a los aspectos de la acción y reacción estructurales, que no son significativas en las estructuras más convencionales. Debe prestarse atención a los efectos dinámicos y de fatiga, a la inversión de la carga y a la elevación. En este aspecto, los elementos diseñados en principio para trabajar a tracción pueden precisar un refuerzo para resistir las fuerzas de compresión y los elementos pueden precisar un

pretensado para garantizar que mantienen la rigidez bajo cargas reversibles y dinámicas. Las barras y las conexiones pueden precisar una especificación para la fatiga. Los efectos de la temperatura y los de segundo orden debidos al alargamiento o la distensión de los cables también pueden precisar su consideración.

Es conveniente clasificar estas formas según sus sistemas estructurales. Estos incluyen sistemas triangulados y mixtos que combinan elementos a flexión con componentes principales triangulados, además de los sistemas que aprovechan las posibilidades de las formas curvas o plegadas. En algunos casos, los cimientos juegan un papel más complejo de lo habitual en el equilibrio del sistema de fuerzas y en la limitación de las deformaciones.

En esta lección se pretende describir algunos de los sistemas más habituales. En la lección 16.5, apartado Estructuras Espaciales, y en la lección 19.4, apartado Mástiles y Torres atirantados, también se tratan estos temas. Las imágenes de las estructuras de una sola-planta proporcionan una amplia gama de ejemplos de la aplicación de los principios descritos en esta lección.

La lección empieza con un breve repaso a algunos enfoques no usuales utilizados en el pasado en edificios industriales, la cubierta en diente de sierra, paraguas, mariposa y la cubierta en arco. También se revisa la cúpula.

1.2 Seguridad

En las estructuras de grandes luces aumenta con respecto a las estructuras norma-

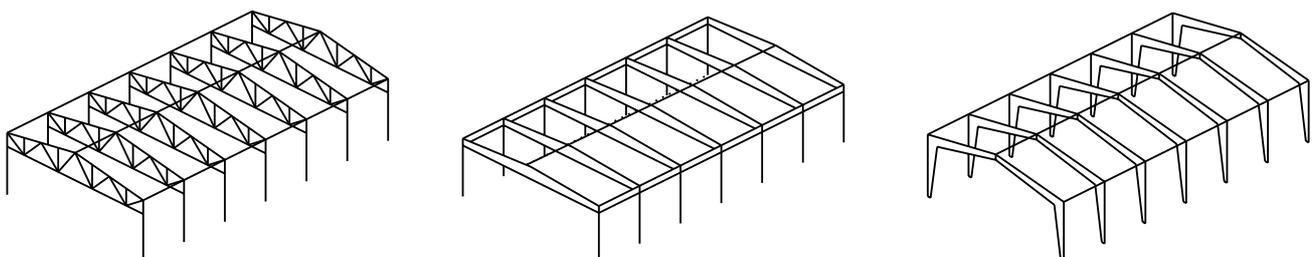
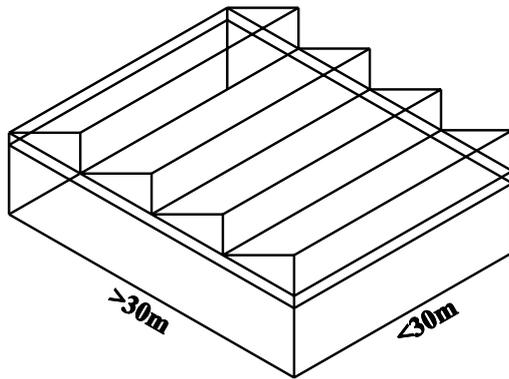


Figura 1 Sistemas de cercha- pilar y de pórticos

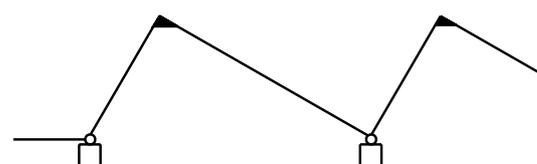
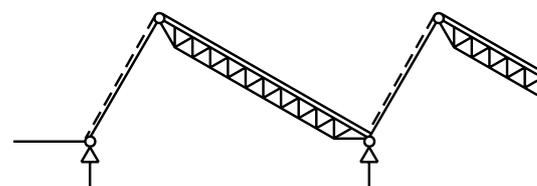
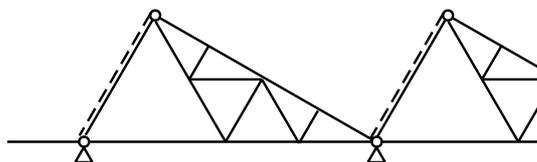
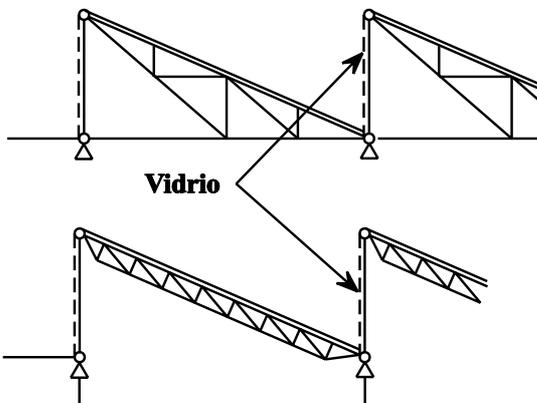
les la probabilidad de que las consecuencias de un agotamiento sean catastróficas y por tanto la seguridad exige una atención especial en todas las fases de la vida de la estructura. Las más graves consecuencias del agotamiento pueden atribuirse parcialmente al gran tamaño y también a la falta de redundancia estructural presente en muchos de los sistemas adoptados en las estructuras de grandes luces. Una mayor redundancia ofrece la posibilidad de mayor rigidez y resistencia, y las trayectorias de carga alternativas asociadas con la redundancia reducen la probabilidad de un colapso total. Frente a ello, debe equilibrarse la capacidad de las estructuras estáticamente determinadas para admitir los efectos secundarios (retracción, fluencia, cam-

bios de temperatura, asentamiento, falta de ajuste, etc.) sin relajación.

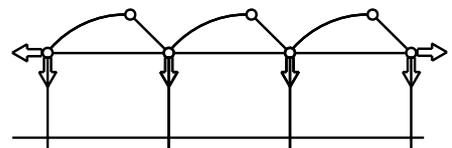
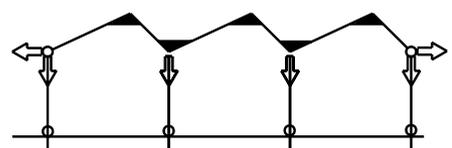
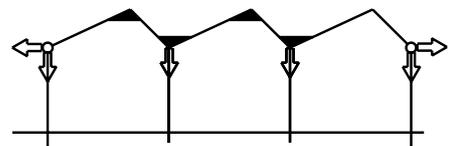
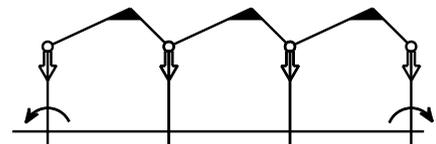
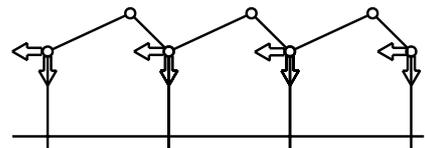
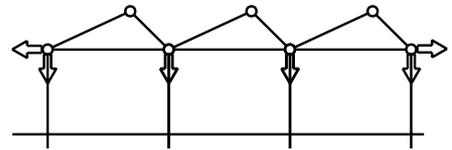
Las estructuras especiales exigen una valoración crítica de la aplicabilidad de los reglamentos de carga estándar, en particular con respecto al viento. Las técnicas de construcción, los materiales y las especificaciones no deben ser convencionales e incorporar incertidumbres adicionales. Los efectos no lineales, materiales o geométricos, pueden condicionar el comportamiento y la especificación de la estructura. La inspección durante la construcción y la inspección y el mantenimiento periódicos de la estructura en servicio cobran especial importancia.



(a) Dimensiones globales habituales



(b) Sistemas generales habituales



(c) Sistemas alternativos de rigidización

Figura 2 Sistema estructural de cubiertas en diente de sierra

2. ALGUNOS TIPOS ANTIGUOS DE ESTRUCTURAS ESPECIALES DE UNA SOLA PLANTA

A continuación se comentan brevemente algunos de los tipos más interesantes de estructuras metálicas de una sola planta antiguos. Estos tipos se han utilizado mucho en el pasado y, aunque hoy en día su aplicación está bastante limitada debido al desarrollo de otros sistemas, aún tienen notable interés para el proyectista. En algunos casos, aún pueden proporcionar soluciones satisfactorias desde los puntos de vista funcional, económico y estético.

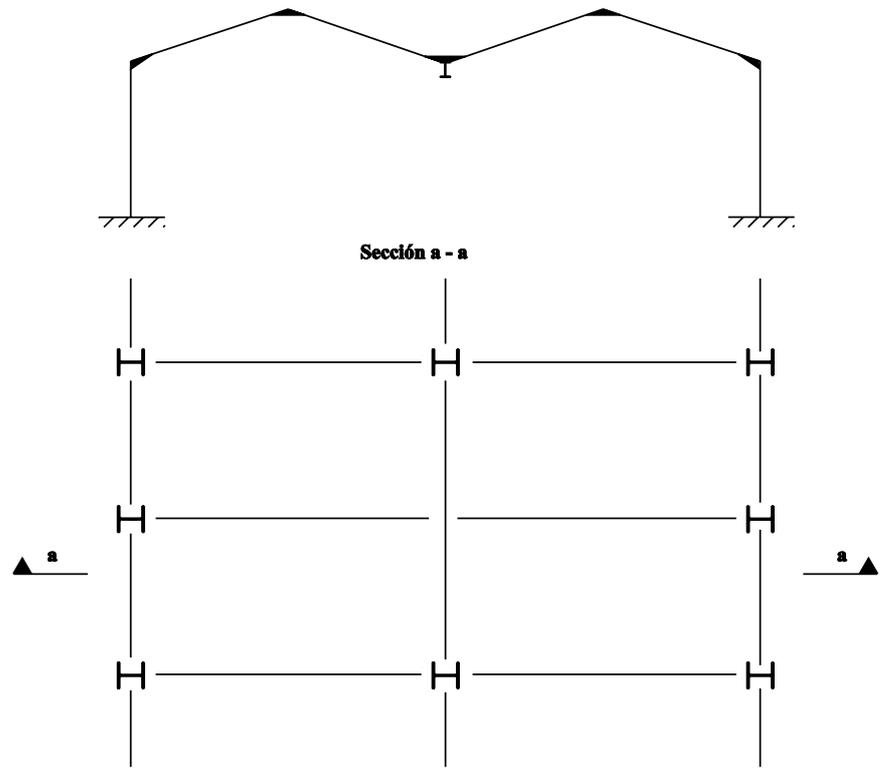


Figura 4 Pórtico con supresión alternada de soportes de limahoya

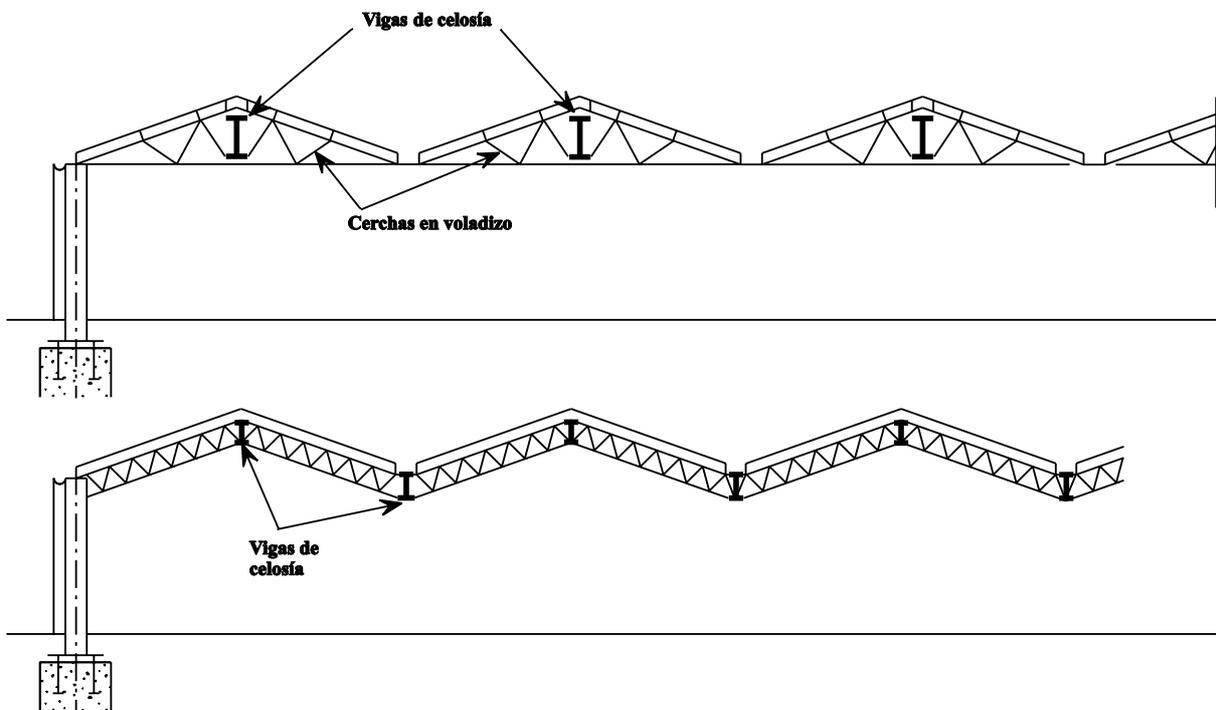


Figura 3 Cubierta Umbrella y cubierta Butterfly

2.1 La Cubierta en Diente de Sierra

Este sistema estructural (figura 2) se utilizó con frecuencia en el pasado, principalmente en edificios industriales. Su utilización está actualmente bastante limitada porque su principal ventaja, una iluminación natural uniforme en el edificio, se consigue por medio de nuevos productos de cobertura que proporcionan una iluminación natural eficaz con techos planos o bien se recurre a la iluminación artificial. La cubierta en diente de sierra es costosa de construir, derrochadora de calor y precisa muchos canalones internos.

2.2 Techos de “Paraguas” y de “Mariposa”

Estos dos sistemas estructurales (figura 3) son conceptualmente muy similares a la cubierta en diente de sierra y se utilizan para cubrir grandes áreas con el mínimo de soportes internos. Aún es habitual utilizarlo en pórticos en los que, por ejemplo, se suprimen los soportes en las limahoyas (figura 4).

2.3 Cubiertas Arqueadas

Los arcos se han reconocido ampliamente como sistemas estructurales muy eficaces y económicos para cubrir grandes luces de edificios (figura 5).

Su principal problema es el empuje horizontal que se genera en sus apoyos. Este empuje puede ser enorme en el caso de grandes luces y aumenta a medida que se reduce la relación entre la altura y la

luz de forma que sólo puede ser soportada por medio de cimientos adecuados o un tirante de arco.

En los pórticos se aprovecha el efecto de arco en estructuras atriantadas (figura 6). Debe prestarse atención a diseñar los pares previendo la importante compresión que se genera. Además, el tirante no debe pandear si la succión del viento provoca una inversión de esfuerzos en el mismo.

2.4 Estructuras Pretensadas

El pretensado proporciona una opción, poco habitual, de crear un régimen más favorable de momentos flectores, así como de contro-

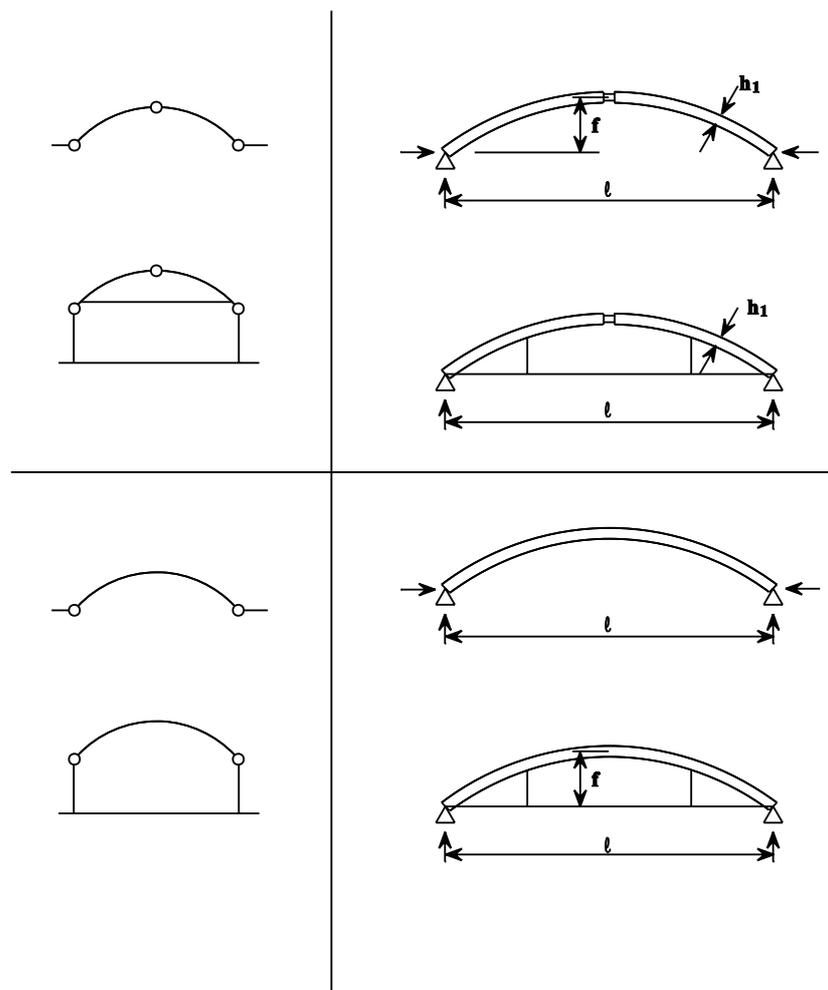


Figura 5 Sistemas de cubiertas en arco

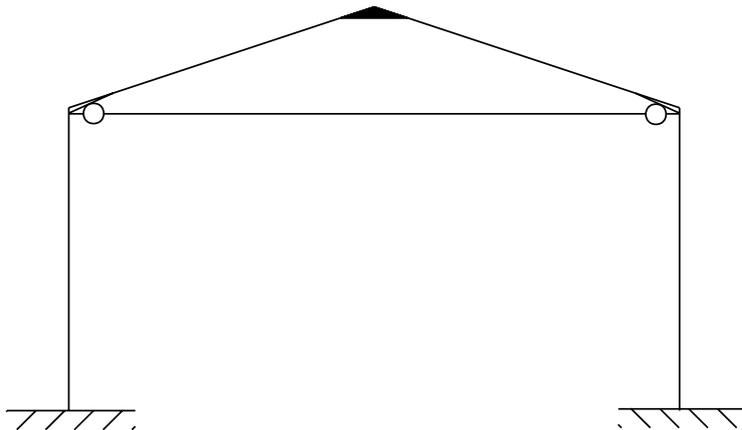


Figura 6 Pórtico con tirante

lar la flexión, en estructuras con grandes luces (figura 7).

Evidentemente, al determinar las necesidades de arriostramiento de las barras debe tenerse en cuenta la compresión adicional introducida.

2.5 Cúpulas

Las cúpulas son estructuras tridimensionales utilizadas para cubrir edificios de planta circular. Su sección transversal puede ser esférica, elíptica, parabólica, etc.

Las cúpulas con bastidor metálico se han utilizado ampliamente para edificios destinados a actos de masas, como auditorios, pabellones deportivos, gimnasios, pabellones feriales, etc.

Hay muchos tipos de cúpula (figura 8). Un tipo habitual es la cúpula esférica nervada formada por nervios meridionales y anillos horizontales paralelos. El diámetro de los anillos disminuye desde la

base hacia arriba, finalizando con el anillo de compresión en el polo de la cúpula. Esta disposición, en la que los nervios se detienen en el anillo de compresión en lugar de continuar por encima del polo, se utiliza en prácticamente todos los diseños de cúpulas. Tiene tres ventajas. En primer lugar, hace posible la conexión en un mismo punto de todos los nervios convergentes. Además, se forma una gran abertura que puede utilizarse para ilumina-

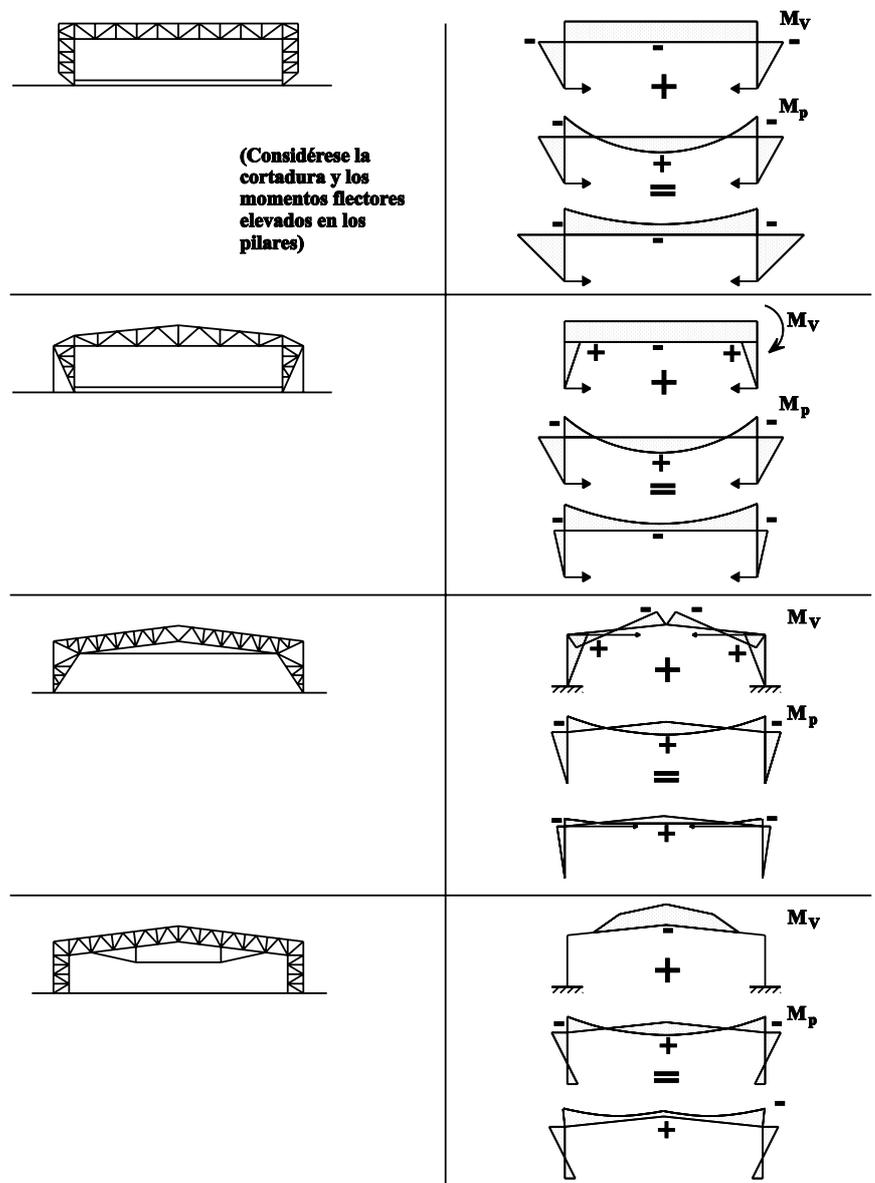


Figura 7 Métodos de pretensado de pórticos

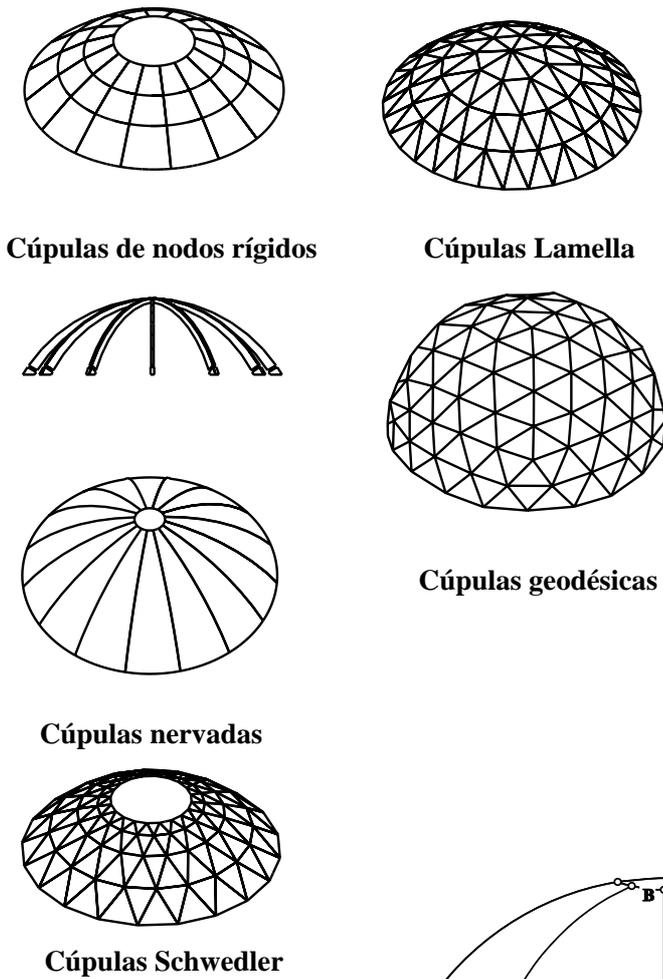


Figura 8 Cúpulas de estructuras de acero

ción y ventilación. Y finalmente, la estructura queda estáticamente determinada.

Aparte del anillo de compresión, el sistema principal de nervios y anillos puede sufrir otras modificaciones. Por ejemplo, pueden añadirse al plano de la superficie barras auxiliares como correas y arriostamientos en cruz de S. Andrés. Los arriostamientos suelen colocarse en naves alternas. Resultan de gran ayuda durante el montaje, que normalmente se realiza utilizando una

sola torre de andamiaje en el centro de la cúpula.

Otra modificación afecta a las uniones entre los nervios y los anillos. En teoría deben ser articuladas, pero en la práctica son resistentes al momento. Finalmente, suele modificarse la geometría de la cúpula de modo que sólo los nudos se encuentren realmente en la superficie esférica. Todas las barras entre estos puntos se hacen rectas, con considerables ahorros de fabricación.

Este tipo de cúpula es básicamente una estructura de barras en axil, con cada barra sometida principalmente a tracción o compresión axial (acción de membrana).

En caso de cargas simétricas, el análisis global puede ser estático (figura 9). No obstante, el método no es válido para el análisis bajo cargas asimétricas. La carga asimétrica más importante es la presión del viento.

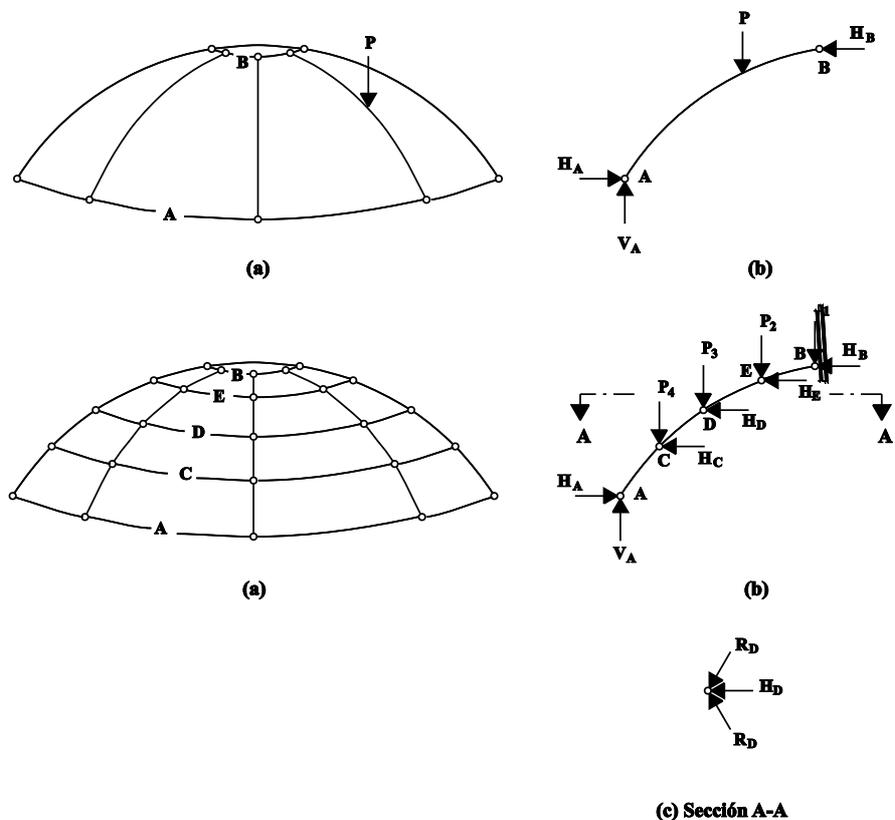


Figura 9 Cúpula esférica nervada. Análisis para carga simétrica

La economía depende principalmente de la relación entre la altura y el diámetro de la cúpula y del número de nervios y anillos que se utilicen.

Según algunos autores, una relación alrededor de 0,13, es decir, si el radio esférico es igual al diámetro de la cúpula, proporciona la máxima economía.

3. ESTRUCTURAS ATIRANTADAS Y PESADAS

Estos sistemas estructurales, que juegan un interesante papel en la construcción moderna, se examinan con detalle a continuación.

3.1 Generalidades

Los cables de acero de alta resistencia se han utilizado ampliamente en estructuras espaciales para cubiertas en los últimos 25 años.

Al utilizar cables de acero en estructuras de cubierta, hay dos posibilidades.

La primera consiste en utilizar los cables sólo para la suspensión de la estructura principal de la cubierta, que puede ser una estructura convencional, por ejemplo barras, elementos en voladizo, etc., o espacial. En este caso, en lugar de apoyar la estructura principal de la cubierta se

la suspende de cables de acero situados encima de la cubierta que transmiten las fuerzas de tracción a los anclajes adecuados (figura 10). Son las cubiertas atirantadas.

Hay muchos ejemplos de este tipo de construcción utilizados como edificios industriales en los que la estructura de la cubierta, sea de voladizo simple o doble, está suspendida de cables que, a su vez, están anclados a robustas torres por encima del nivel de la cubierta.

En este tipo de construcción los cables se comportan como simples elementos de suspensión, mientras que la propia estructura de la cubierta se comporta como una unidad resistente a la carga normal, sujeta a momentos, cizalladura y otros tipos de efectos de acción. Se supone que los elementos de suspensión seguirán a tracción, incluso bajo la aspiración del viento, gracias al peso muerto del techo.

La segunda posibilidad la constituyen las estructuras de cubierta en las que los cables metálicos son barras efectivas de la propia cubierta y no simples transmisores de los esfuerzos entre la estructura y los anclajes. En este tipo de construcción (estructuras tesadas), los propios cables soportan las distintas cargas externas. Su particular comportamiento ha influido profundamente en las formas estructurales utilizadas y ha impuesto nuevos métodos de construcción.

Las estructuras a tracción pueden clasificarse en:

- (a) Sistemas de cables de capa única (figura 11a)
- (b) Celosías pretensadas por cables de curvaturas contrarias (figura 11b)
- (c) Sistemas de membranas a tracción pretensadas (figura 12)

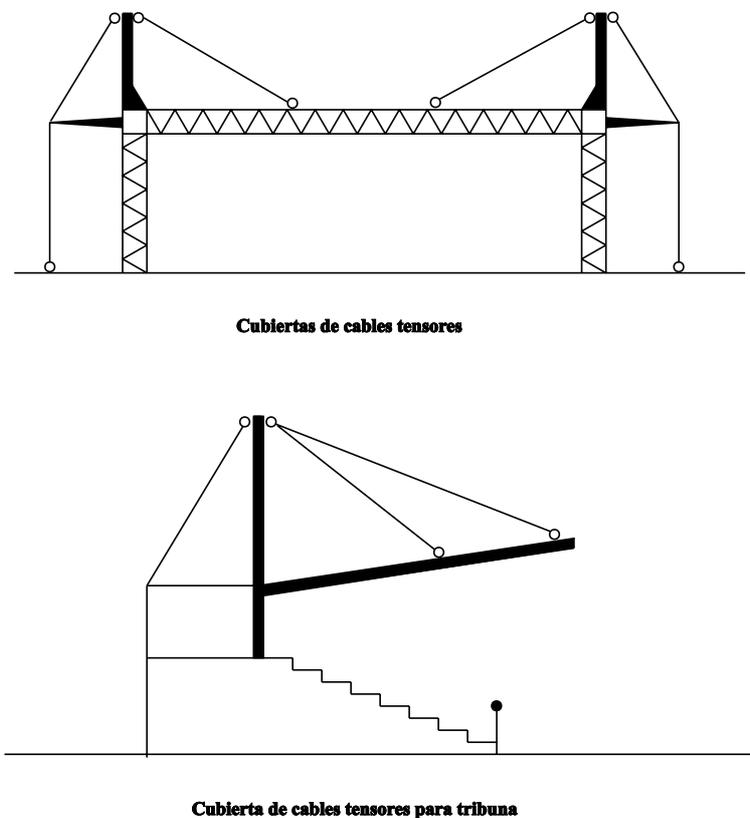
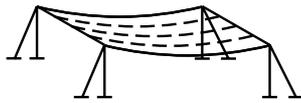
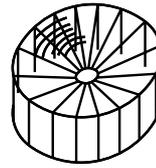


Figura 10 Ejemplos de cubiertas con cables tensores

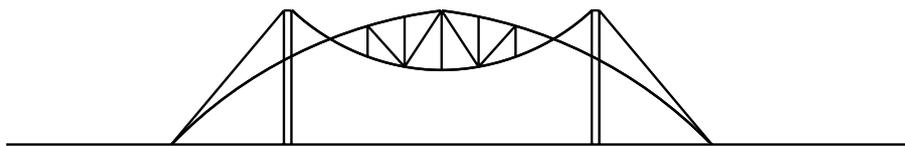


Sistemas de cables paralelos

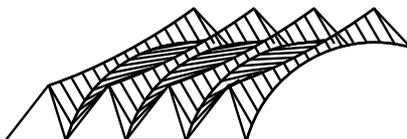


Sistemas de cables radiales

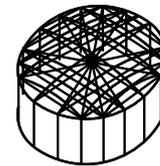
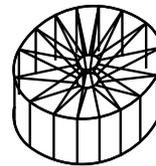
(a) Sistemas de cables de una sola curvatura



Cercha de cables uniplanar



Cercha de cables tridimensional



Cerchas de cables radiales

(b) Sistemas de cables pretensados de curvaturas contrarias

Figura 11 Sistemas de cables de una sola y doble curvatura

Las estructuras a tracción se utilizan para cubrir estadios, pabellones, piscinas y otros edificios en los que se precisan simultáneamente una gran área para la acogida de gente y efectos estéticos excepcionales.

Estas estructuras de cubiertas de cables tensores presentan algunos problemas.

El primero deriva de que el cable es flexible y adopta una forma compatible con las cargas aplicadas, mientras que los requisitos arquitectónicos y de edificación exigen que la estructura tenga una forma definida. Cualquier desviación de esta forma a causa de las cargas aplicadas debe mantenerse al mínimo. Para cumplirlo, debe aplicarse a la estructura una pretensión compatible con la forma deseada y que, al combi-

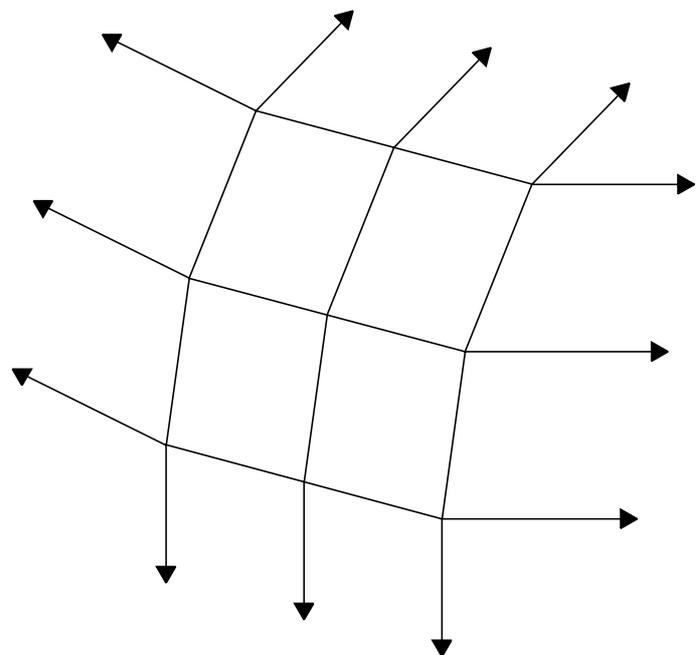
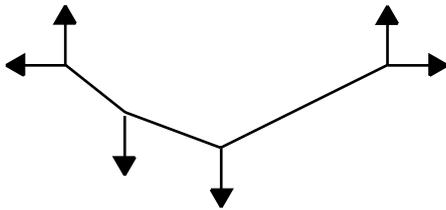
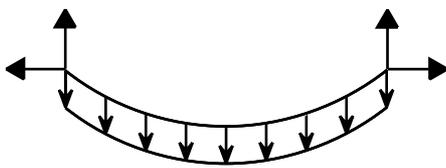


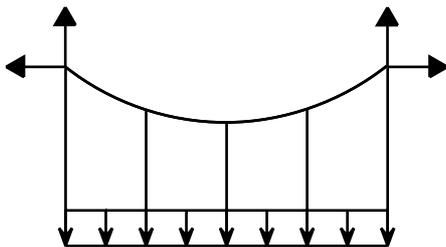
Figura 12 Sistemas de membranas a tracción pretensadas. Trama de cables anticlástica



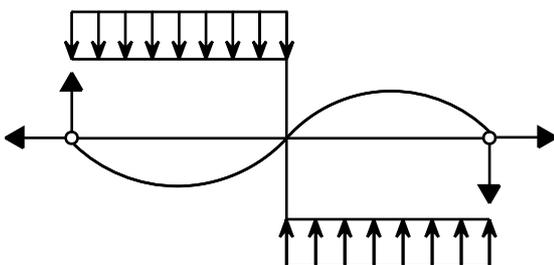
Cargas puntuales (polígono)



Peso propio (Parábola)



Carga vertical uniformemente distribuída (Parábola cuadrada)



Carga asimétrica con elevación

Figura 13 Estructura simple de cable: relaciones carga-geometría

narse con las cargas aplicadas, mantenga la deformación entre unos límites determinados. Por tanto, el cálculo debe incluir la utilización de procedimientos matemáticos para establecer la deformada, aplicados mediante el correspondiente software.

Otra característica de estas estructuras es su comportamiento geométrico no lineal. Las deformaciones juegan un papel esencial en el análisis y pierde validez el principio de superposición de esfuerzos.

Finalmente, un importante problema asociado con estas estructuras es su sensibilidad a la inestabilidad aerodinámica, p. ej. las oscilaciones. Esta sensibilidad obliga a requisitos especiales en las especificaciones de proyecto y construcción de estos sistemas, en particular los que utilizan como recubrimiento membranas ligeras.

Los requisitos de rigidez bajo cargas transversales y de anclaje son los principales determinantes de la forma de las estructuras de cables y son analizados en las siguientes secciones.

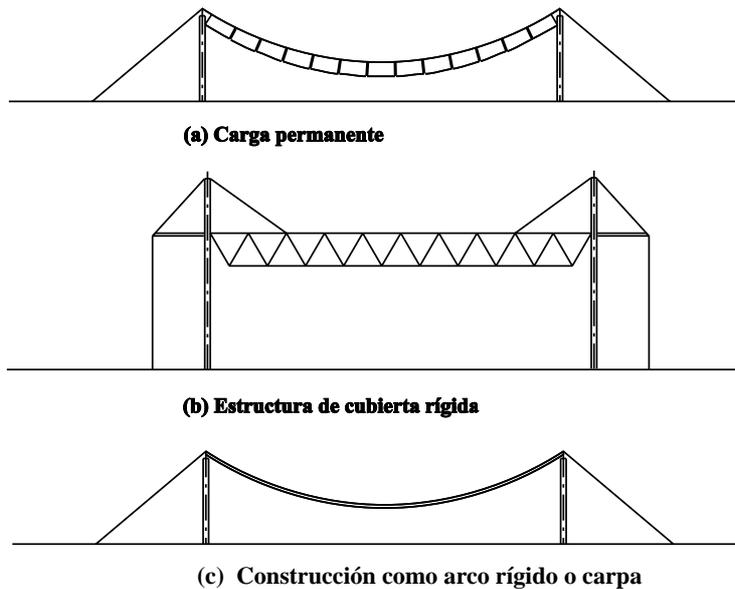
3.2 Rigidez Bajo Carga Transversal

Las estructuras simples de cables se caracterizan por su flexibilidad (figura 13). Precisan una rigidización para prevenir un cambio de forma con cada variación de carga y para hacerlos resistentes a la elevación provocada por el viento (figura 14). Si la estructura no incorpora un amortiguamiento, las ráfagas de viento pueden provocar oscilaciones.

Los principales métodos de conseguir estabilidad son los siguientes:

- (i) Una carga permanente adicional apoyada en la cubierta o suspendida de la misma que sea suficiente para neutralizar los efectos de acciones asimétricas variables o la succión (figura 14a).

Esta disposición tiene el inconveniente que anula la naturaleza ligera de la estructura y añade un coste significativo.



- Una disposición plana de tirantes y vientos con cables de curvaturas opuestas (figura 14e). Esta estructura reacciona elásticamente a todos los cambios de forma provocados por las cargas externas aplicadas. Este principio puede ampliarse para permitir la generación de celosías espaciales y estructuras de revolución.
- Una disposición ortogonal o diagonal de los tirantes y los vientos, con curvaturas opuestas, y formando una superficie anticlástica en forma de silla de montar (figuras- 14f y 15).

Figura 14a Estabilidad de estructuras de cables: sistemas planos

(ii) Barras rígidas actuando como vigas, cuando la carga permanente es suficiente para contrarrestar totalmente las fuerzas de succión pero hay suficiente rigidez a la flexión para soportarlas, permitiendo a los cables ayudar a soportar los efectos de las cargas gravitatorias (figura 14b).

(iii) Superficies rígidas comportándose como láminas o bóvedas invertidas en las que las fuerzas de succión son contrarrestadas por la rigidez a la compresión en su plano de la estructura (figura 14c).

(iv) Cables auxiliares que pretensan los cables principales para que estos sigan a tracción bajo cualquier estado de carga. Este pretensado puede tomar diversas formas:

- disposición de vientos en la que el cable principal está arriostrado a otros elementos o al suelo, como en el caso de las celosías con tirantes (figura 14d).

Las figuras 14 y 15 muestran la aplicación de estos principios generales a los sistemas de cables y tirantes mientras que la figura 16 detalla las acciones estructurales de los sistemas de celosías de cables. Estrictamente hablando, un sistema de celosía de cables tiene una forma estructural triangulada que aumenta la rigidez, en especial bajo cargas no simétricas. No obstante, el

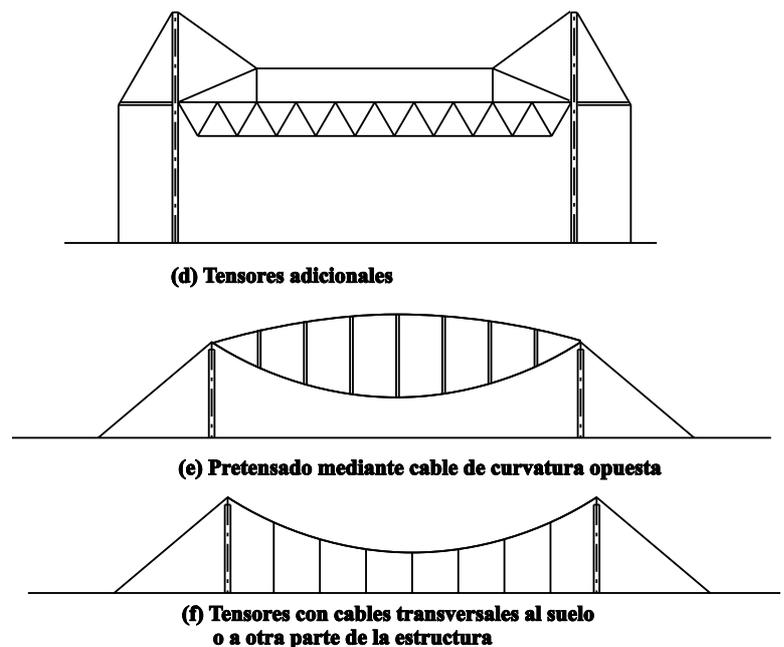
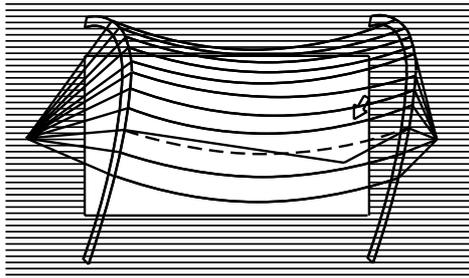
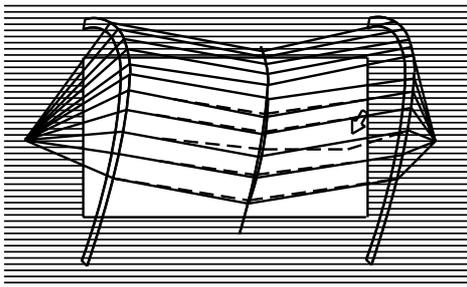


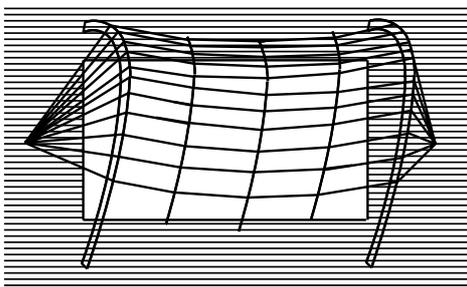
Figura 14b Estabilidad de estructuras de cables: sistemas planos



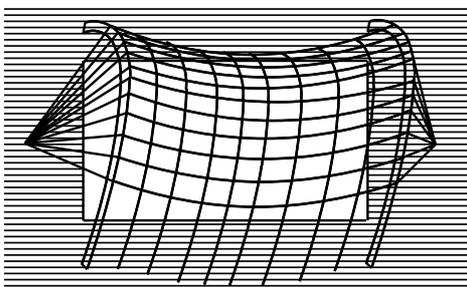
Una carga puntual da lugar a una flecha considerable, que aparece únicamente en el cable sujeto a carga



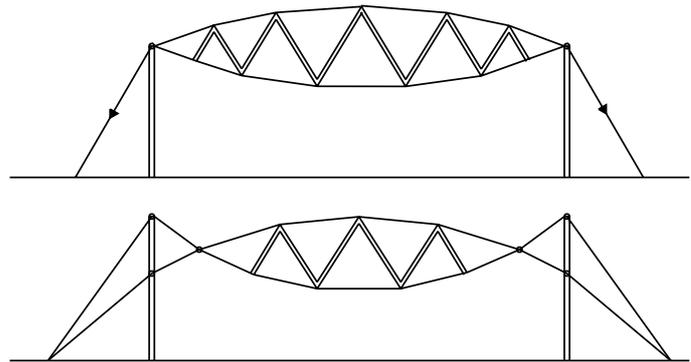
El cable de estabilización transversal provoca tensión en los cables de suspensión y no sufre deformación



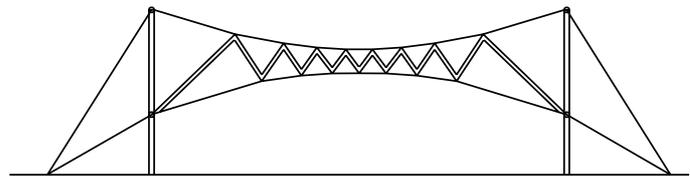
Un incremento de cables estabilizadores aumenta la resistencia contra cargas puntuales



Todos los cables forman parte del mecanismo de resistencia a la deformación por carga puntual



(a) Cerchas de cables con diagonales a compresión



(b) Cerchas de cables con diagonales a tracción

Figura 16 Estabilidad de estructuras de cables: cerchas de cables

término se aplica también con frecuencia a los cables con curvaturas opuestas mostrados en la figura 14e.

La disposición ortogonal o diagonal de los cables anticlásticos mostrada en la figura 15 también se puede ampliar a la forma cónica mostrada en la figura 17. El creciente uso de anillos de cables hori-

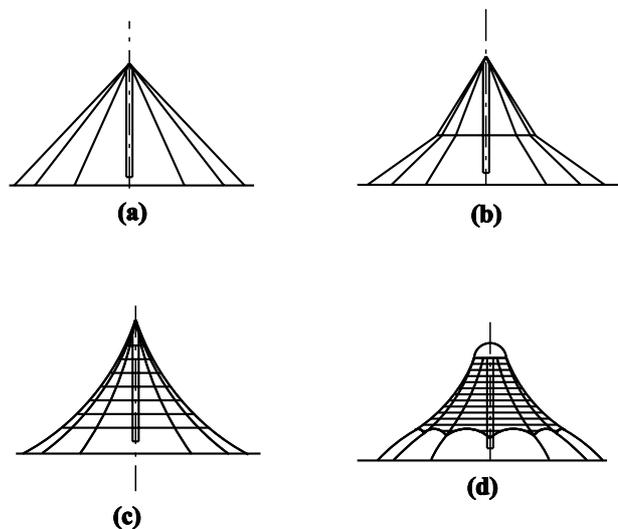
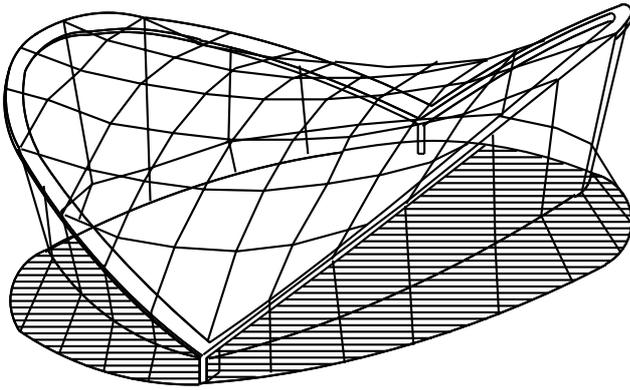
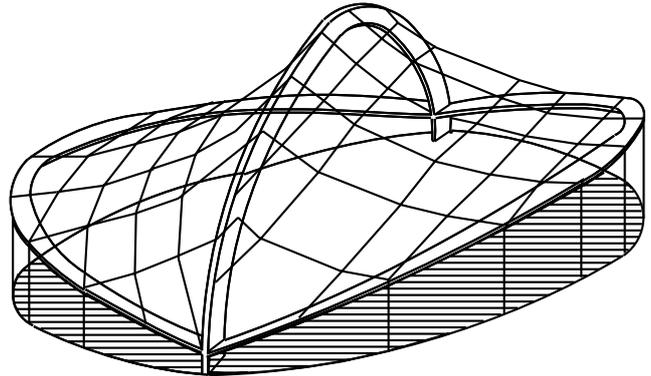


Figura 17 Estabilidad de estructuras de cables: membrana cónica

Figura 15 Estabilidad de estructuras de cables: enrejados de cables anticlásticos



Arcos de contorno con puntos de base comunes



Arcos de contorno con un arco central

Figura 18 Redes de cables anticlásticas con arcos de contorno

zontales, de la figura 17a a la 17c, aumenta la rigidez frente a cargas asimétricas. Dada la dificultad de anclar gran número de cables en un punto, la parte superior suele aplanarse, tal como se muestra en la figura 17d.

Los sistemas de redes de cables anticlásticas se mejoran mediante la utilización

de arcos internos (figura 18). La utilización de formas cónicas puede ampliarse para crear interesantes superficies de doble curvatura con la utilización de varios puntos altos o anclajes interiores (figura 19). El pabellón de la República Federal de Alemania en la Expo 1967 de Montreal, de Frei Alto y Rolf Gutbred fue un ejemplo destacado de ello.

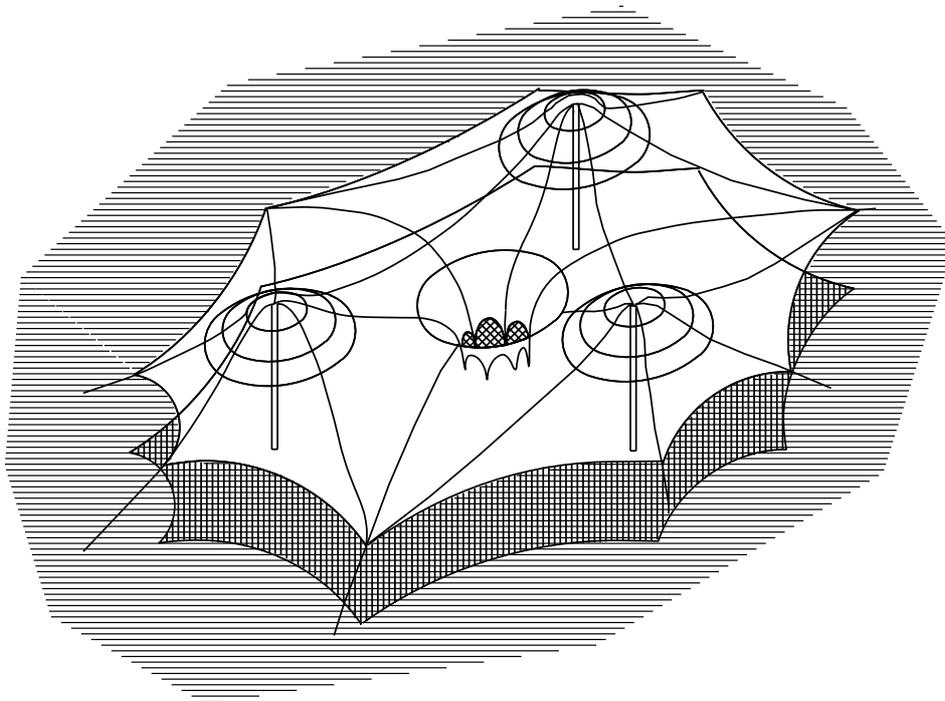


Figura 19 Estructura compleja de carpa con varios soportes internos y anclaje interior

3.3 Anclaje

Las estructuras de atirantadas requieren el anclaje de las fuerzas de tracción. Algunas de las soluciones más comunes son:

- (i) Reacciones verticales y horizontales proporcionadas por puntales (soportes arriostrados utilizados con anclajes al suelo, figura 20a).
- (ii) Reacciones verticales y horizontales proporcionadas por barras flectadas, por ejemplo soportes empotrados (figura 20b) o apuntalados (figura 20c).
- (iii) Soportes verticales actuando con vigas de borde cargadas horizontalmente que transmiten las reacciones horizontales a diafragmas rígidos (figura 20d).

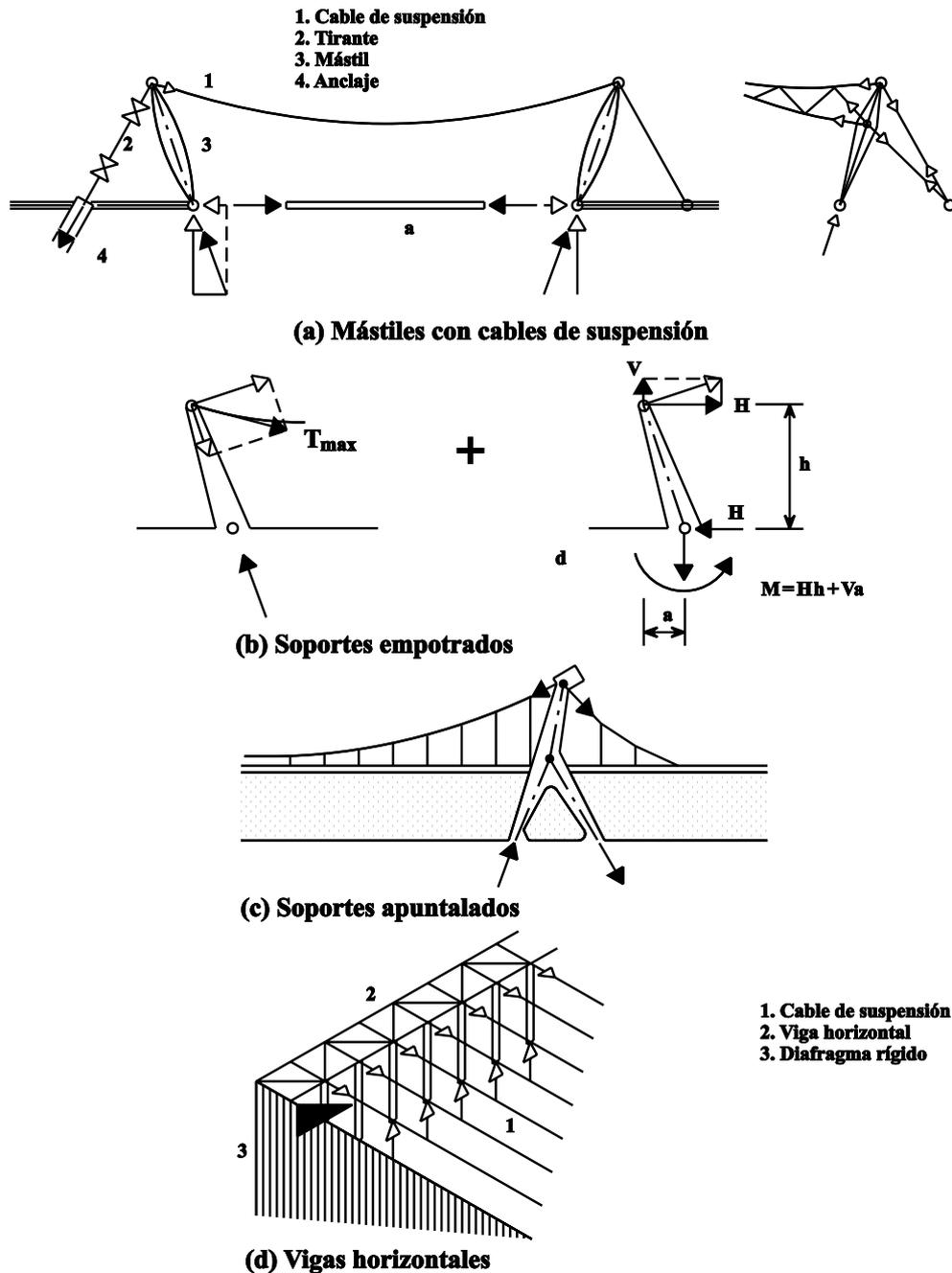
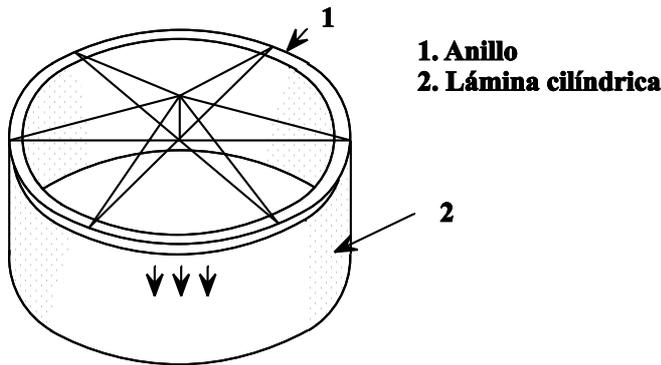
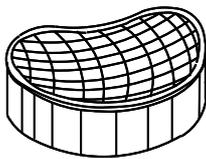


Figura 20 Sistemas de anclaje de cables



(a) Paredes cilíndricas



(b) Superficies que adoptan su forma al contorno

Figura 21 Sistemas de anclaje de cables - 2

(iv) Paredes inclinadas o bien verticales curvadas cilíndricamente (figura 21a).

(v) Superficies- que adopten su forma al contorno, en algunos casos, un sistema de

fuerzas de tracción y compresión cerrado y auto-equilibrado que no precisa anclajes de tracción al suelo (figura 21b).

La magnitud de las fuerzas sobre los tirantes anclados y los soportes se reduce inclinando éstos últimos. En algunas estructuras simétricas, el empuje lateral se equilibra por medio de piezas comprimidas en el nivel de los cimientos.

En la figura 22 se muestran algunas posibilidades de anclaje a tracción.

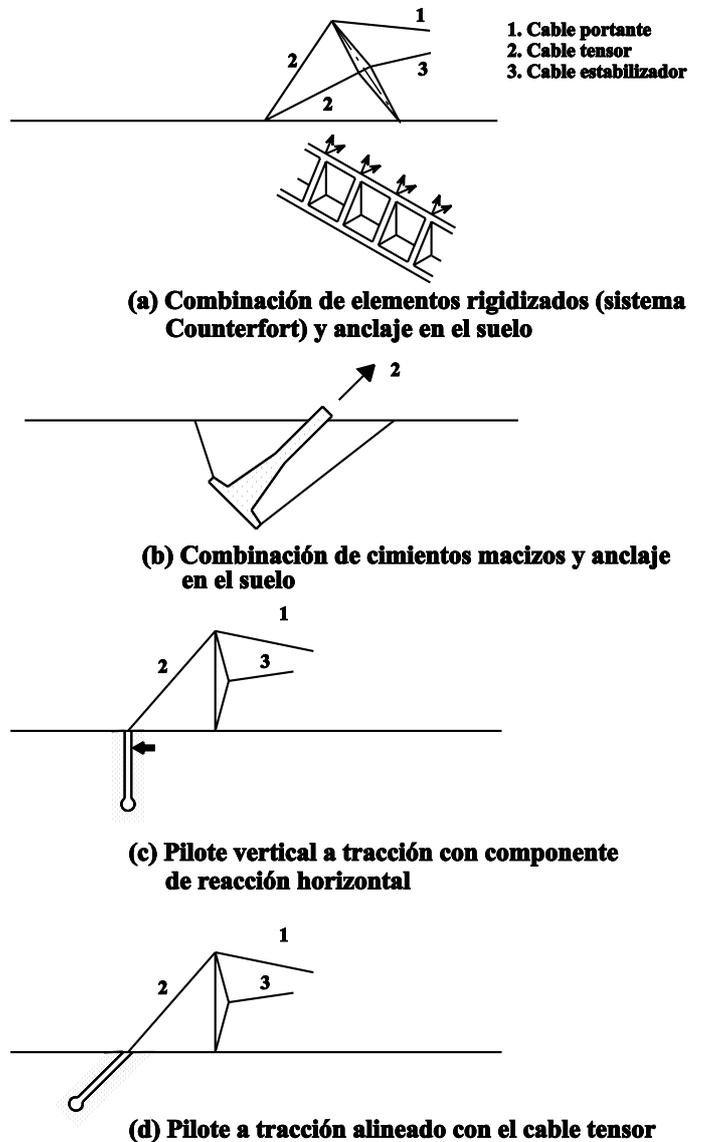


Figura 22 Sistemas de anclaje a tracción

4. TIPOS ADICIONALES DE ESTRUCTURAS ESPECIALES

4.1 Hangares

En grandes hangares se utiliza ampliamente la construcción en voladizo, dado que el interior y la fachada libres de soportes permiten las necesarias facilidad de acceso y flexibilidad de uso. Las puertas deslizantes situadas alrededor del perímetro están apoyadas verticalmente sobre rodillos a nivel del suelo y lateralmente por la estructura de la cubierta. En el diseño de las puertas debe preverse la deformación por flexión de la estructura de la cubierta volada.

Pueden utilizarse sistemas en voladizo simple o doble. En el sistema en voladizo simple debe incluirse una cimentación considerable para contrarrestar el momento de vuelco. En los sistemas de doble voladizo simétrico, las cargas permanentes en ambos lados del bloque central se equilibran entre ellos. El bloque central, que normalmente contiene oficinas y zonas de paso, puede utilizarse para contrarrestar los efectos de las cargas asimétricas.

En función de la composición de la ménsula, las estructuras de techo pueden clasificarse en:

- Sistemas en voladizo puros, formados por celosías, vigas, estructuras plegadas y láminas (figura 23a).
- Estructuras atirantadas, soportando cualquiera de los tipos de estructura anteriores (figura 23b).

Además de los efectos de las cargas gravitatorias y la temperatura, la estructura de la cubierta está expuesta a la carga de viento en sus superficies superior e inferior. En el caso de estructuras atirantadas, debe prestarse especial atención a la succión por el viento.

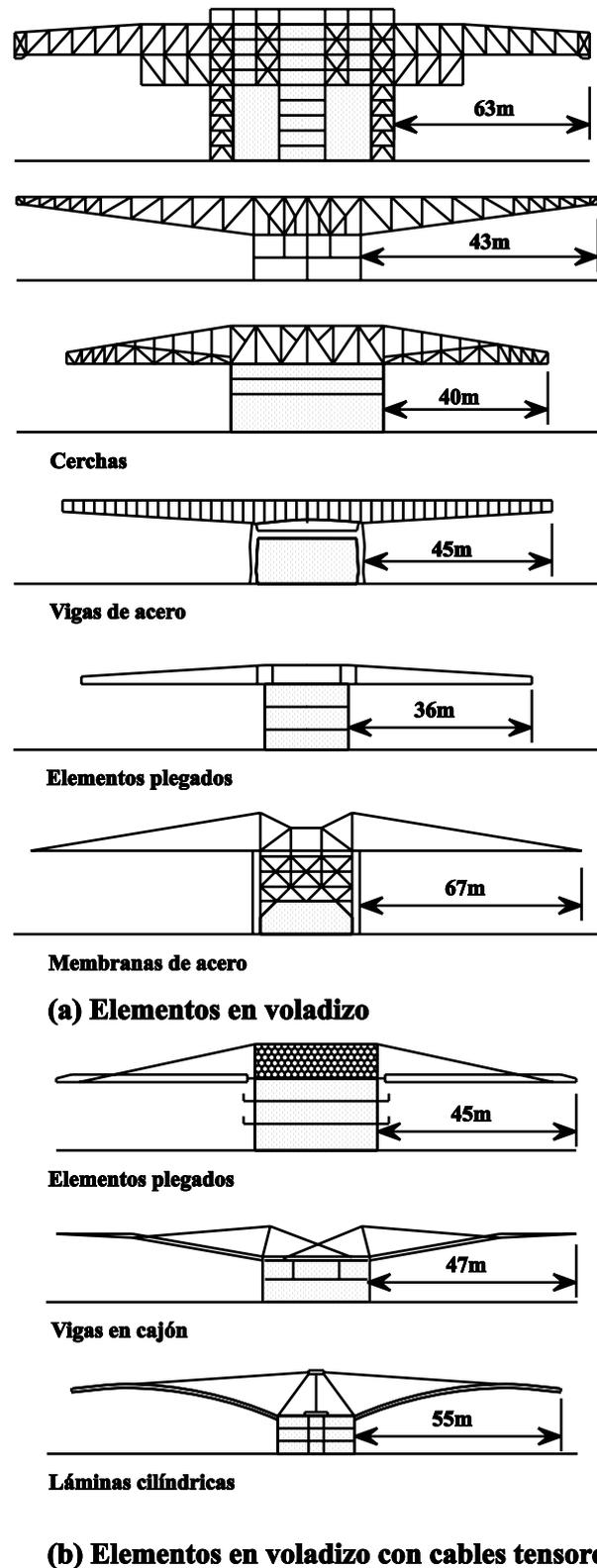


Figura 23 Estructuras de cubiertas en voladizo de gran extensión

5. RESUMEN FINAL

- Las formas industriales usuales pueden modificarse para disponer de estructuras capaces de abarcar luces considerables.
- Las formas curvadas, como arcos o cúpulas, ofrecen posibilidades adicionales.
- El arriostramiento por cables amplía el alcance de las celosías tradicionales.
- Las estructuras a tracción abren un gran repertorio de posibilidades estructurales para estructuras con luces medias y grandes.
- Las estructuras a tracción pueden ser planas o antifuniculares, de membrana o de mallas de cables.

6. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Duncan, I., "Other Structural Applications of Steel", Chapter 5 - Steel Designers Manual, 5th ed., Blackwell Scientific Publications, Oxford, 1992.
2. Schlaich, J., "Cable and Membrane Structures for Buildings", Paper presented at Conference on Tension Structures, IStructE, London, 1988.
3. Bergermann, R., "Cable Membrane Roof for the Arena in Zaragoza, Spain", Structural Engineering International, Vol 2 No 4, pp 238-241, IABSE, Zurich, 1992.
4. Krijgsman, A., "Design of Economical Large Spans": The Heerenveen Skating Rink and the Arnhem Burgers Bush, Delft University of Technology, Netherlands.
5. Bascialla, E., "New Roof for the G Meazza Football Stadium, Italy, Construzioni Metalliche, February 1991, pp 8-21.
6. Morley, S., "A Stadium for the Nineties, Steel Construction Today, Vol 5, No. 4, July 1991.
7. Lau, J. M., "Design and Construction of a Cable-Stayed Steel Roof Structure for Yishin Indoor Stadium and Sports Complex", Paper presented at International Conference on Steel and Aluminium Structures, ICSAS, Singapore, May 1991.
8. Finzi, L., "Football Stadiums in Italy", IABSE Structures, Zurich, 1990.
9. "Olympics, Barcelona 1992: Barcelona - A City Regenerated", The Architectural Review Feature, August 1992, London.
10. Lan, T. T., "Space Structures for Sports Buildings", Proceedings of the International Colloquium, Beijing, China, October 1987, London, Elsevier Applied Science.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

Lección 16.7: Anatomía de Edificios de Varias Plantas

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir las distintas funciones a las que se adaptan los edificios de varias plantas y presentar los diversos elementos del edificio.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

- Lecciones 2.7: Introducción al Proyecto de Edificios de Varias plantas
- Lección 4.5: Fabricación y Montaje de Edificios
- Lección 5.3: Protección Práctica contra la Corrosión de Edificios
- Lección 6.4: Métodos Prácticos de Lograr la Resistencia contra el Incendio

LECCIONES AFINES

- Lección 16.9: Métodos de Análisis para Pórticos de Varias Plantas
- Lección 16.10: Edificios de Varias plantas Arriostrados

Lección 16.11: Influencia de las Uniones sobre el Comportamiento de Pórticos

Lección 16.12: Método Simplificado de Cálculo para Pórticos de Poca Altura

Lección 16.13: Proyecto de Pórticos de Varias plantas con Resistencia Plástica Parcial y Uniones Semirrígidas

Lecciones 16.15: Proyecto de Edificios Altos

RESUMEN

Esta lección explica la anatomía de los edificios de varias plantas.

Se describe la gama de tipos de edificio de esta clase.

Se describe la anatomía de un edificio típico considerando los elementos individuales de la estructura, los acabados y los servicios.

1. INTRODUCCIÓN

Los edificios de estructura metálica de varias plantas pueden adaptarse a gran variedad de funciones y tratamientos arquitectónicos.

El término varias plantas indica estructuras con más de una planta y cubre edificios utilizados con muchas finalidades, entre ellas:

- Viviendas
- Oficinas
- Centros comerciales
- Aparcamientos
- Escuelas y universidades
- Hospitales

Aunque la anatomía básica es similar en todos los edificios, pueden tener distintas necesidades de entramado de soportes, servicios y acabados internos o externos.

Por ejemplo, un aparcamiento puede proyectarse con forjados de luces moderadas y tendrá requisitos mínimos de cerramiento, acabados y servicios, mientras que un edificio de

oficinas de lujo puede necesitar grandes áreas sin soportes, con aire acondicionado y cableado para los ordenadores embebido en los forjados.

En general la estructura será más económica si se evitan las grandes luces, de forma que la trayectoria entre el punto de aplicación de las cargas y el suelo sea más corta.

La velocidad y economía de construcción también pueden aumentar con el alto porcentaje de repetición vertical u horizontal habitual en los sistemas de los edificios de varias plantas.

Las contribuciones concretas de los componentes principales al coste global del edificio pueden variar mucho según la función, el tamaño y el tratamiento arquitectónico del edificio. No obstante, suelen estar dentro de las gamas indicativas siguientes:

Cimientos	5% a 10%
Estructura metálica	10% a 20%
Estructura de forjado	5% a 10%
Cerramiento/acabados	15% a 40%
Servicios	15% a 40%

2. ESTRUCTURA PRIMARIA

El pórtico estructural está previsto para transmitir las cargas verticales y horizontales desde su punto de aplicación a los cimientos por el camino más eficiente y con el mínimo impacto en la economía y en la función de los demás elementos del edificio.

2.1 Elementos Bajo Carga Vertical

La figura 1 muestra los principales elementos estructurales de un edificio de varias plantas normal.

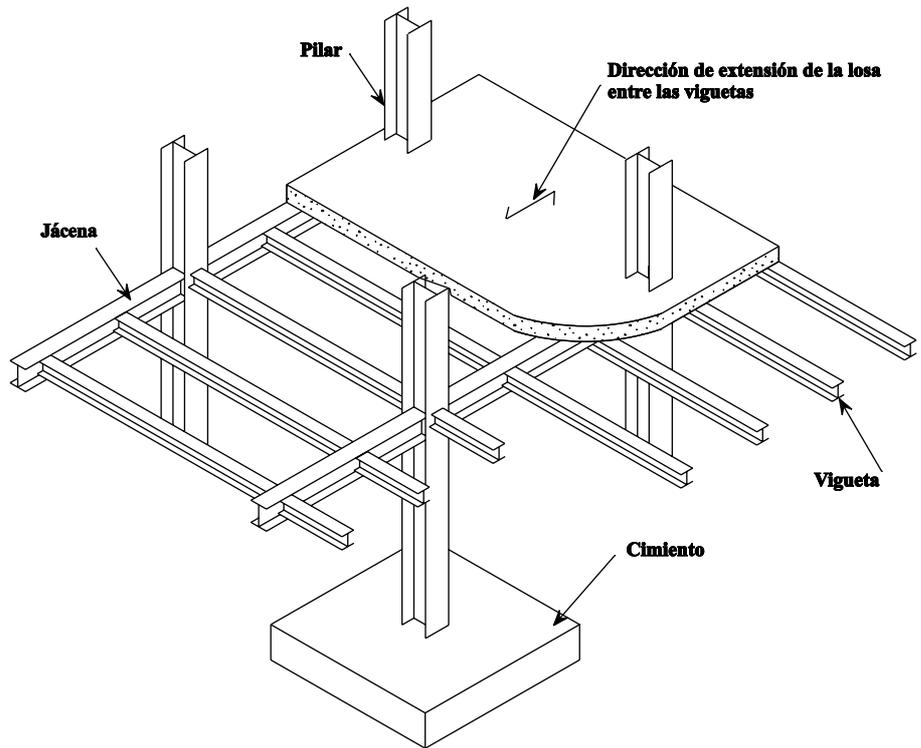


Figura 1 Estructura habitual

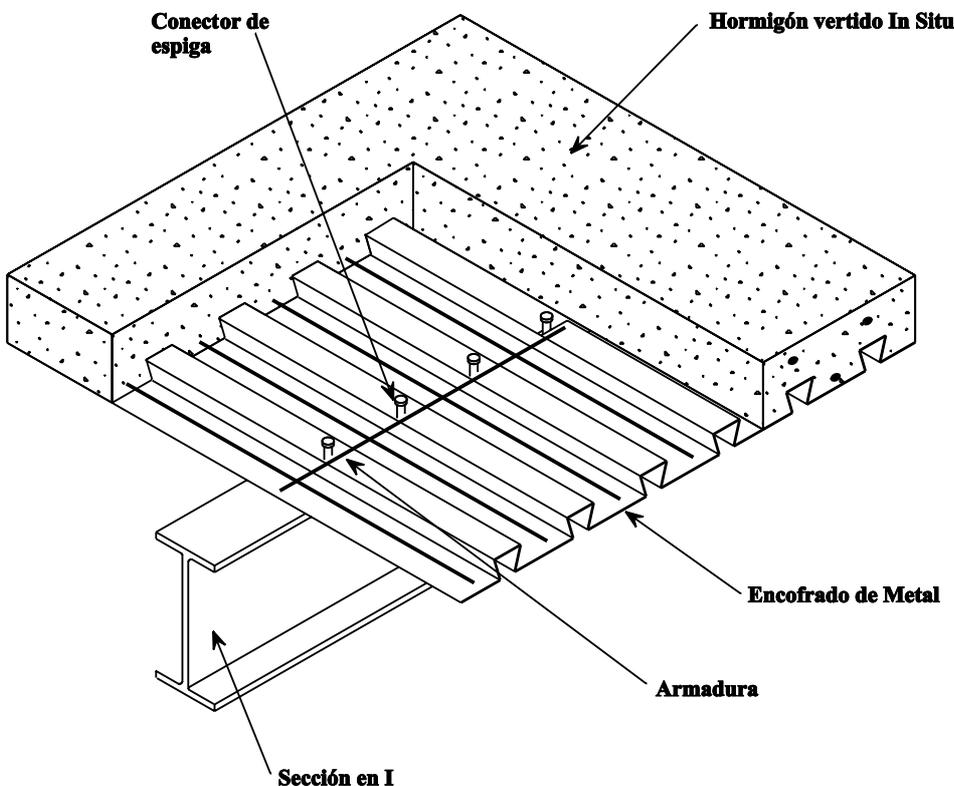


Figura 2 Losa de hormigón sobre encofrado perdido de acero

2.1.1 Suelos

Normalmente la losa del forjado se tiende en una dirección o bien se conforma como simplemente apoyada o como continua. Se apoya en vigas metálicas “secundarias”, normalmente con 2,5 a 3 m de distancia entre ejes. Pueden utilizarse distintos tipos de placa, la mayoría de los cuales pueden diseñarse para trabajar conjuntamente con las vigas si se proporciona la adecuada conexión a rasante.

El sistema mostrado en la figura 2 se utiliza habitualmente donde se hormigona in situ la losa de hormigón (ligero

o denso) sobre la chapa plegada que actúa como encofrado permanente y como armadura del hormigón. La armadura se incluye en la losa para prevenir la fisuración y para proporcionar un refuerzo para el caso de una degradación de la chapa en caso de incendio.

Esta forma de construcción es particularmente popular para los edificios de varias plantas

que deben construirse con rapidez. La necesidad de grúas es baja ya que pueden elevarse muchas chapas al mismo tiempo y el hormigón puede colocarse por bombeo. Para luces hasta unos 3.5 m pueden no ser precisos puntales provisionales.

Las chapas plegadas están disponibles en gran variedad de perfiles, muchos de los cuales incluyen sistemas para colgar servicios.

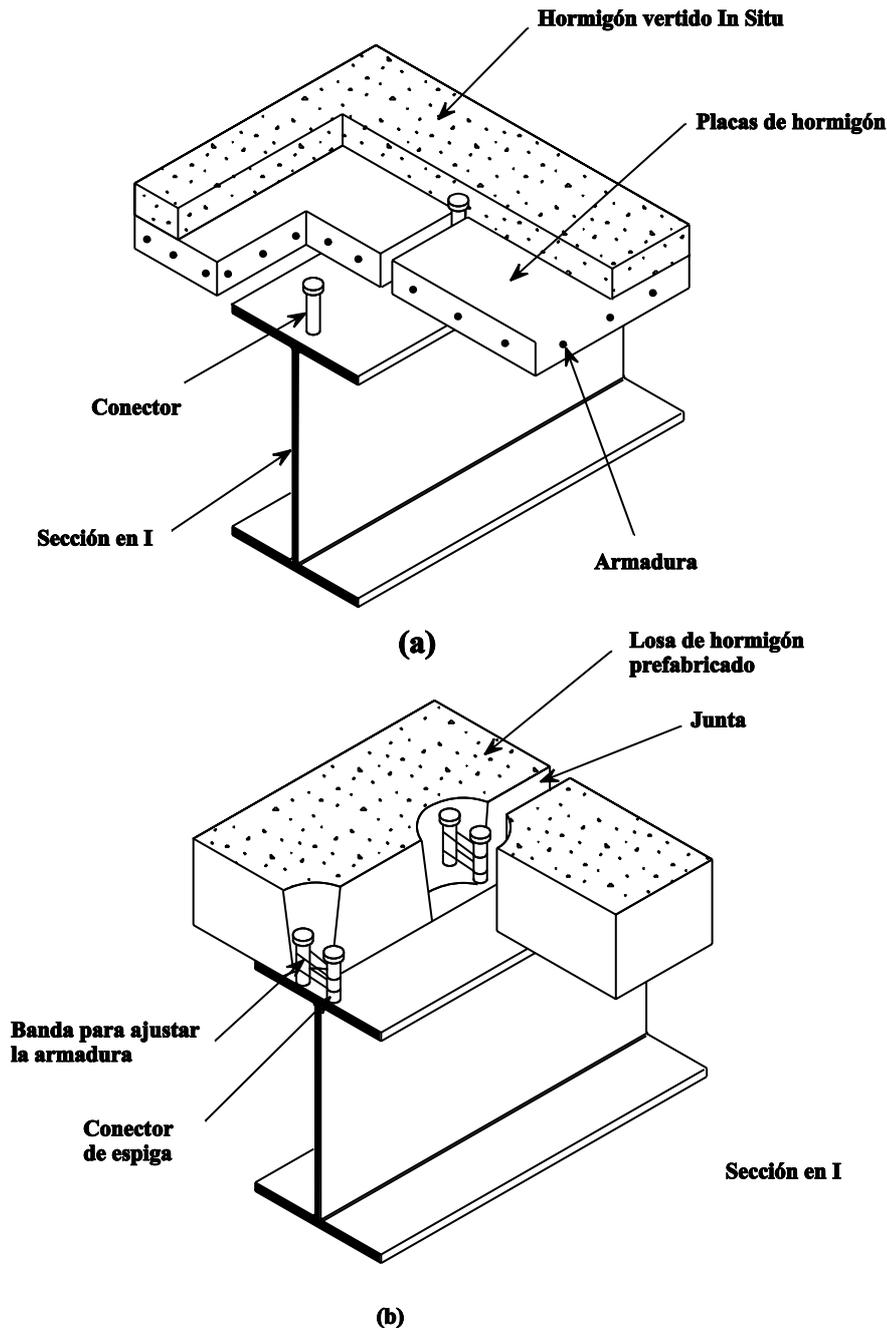


Figura 3 Sistemas de forjado de hormigón prefabricado

El peso global de este sistema es bajo y permite ahorros en la estructura y los cimientos, especialmente si se utiliza un hormigón ligero. No obstante, es relativamente caro y no adecuado en situaciones que no precisan un falso techo.

Otros tipos de construcción de losas de forjado pueden ofrecer ventajas en algunas circunstancias en las que, por ejemplo, la velocidad de construcción o las grúas no son problema, o cuando se precisa una gran luz.

El hormigón, armado o pretensado, realizado in situ, en un encofrado provisional, es adecuado para grandes luces bidireccionales y cuando se precisa un acabado liso del techo.

Las unidades de hormigón prefabricadas también proporcionan una superficie lisa. En la figura 3 se muestran algunos de los tipos disponibles. Estos sistemas precisan más utilización de grúas y espacio de almacenaje en la obra que la chapa plegada, pero pueden utilizarse para grandes luces.

Los forjados de madera son poco habituales en los edificios de acero.

En los años ochenta e inicios de los noventa se desarrolló una nueva estructura de forjado denominada "Slim Floor". Se utiliza para losas de grandes luces y permite la eliminación de viguetas (véase la figura 4). La viga principal tiene una sección transversal compuesta típica diseñada para soportar directamente la losa del forjado en el ala inferior (véase la figura 5a). De acuerdo con los distintos tipos fabricados en Europa, puede realizarse una distribución entre perfiles abiertos y cerrados (figura 5b); en particular, los tipos 1, 2, 3 y 4 son vigas en I abiertas de simetría simple, los tipos 5, 6 y 7 son vigas de ala superior cerrada y el tipo 8 de ala superior abierta.

Las vigas metálicas se integran con el hormigón realizado in situ proporcionando una acción conjunta.

Las dimensiones habituales del "Slim Floor" son:

Altura (de la viga) del forjado	Luz de la viga	Luz del forjado
200 mm	5 m	7 m
260 mm	7 m	9 m

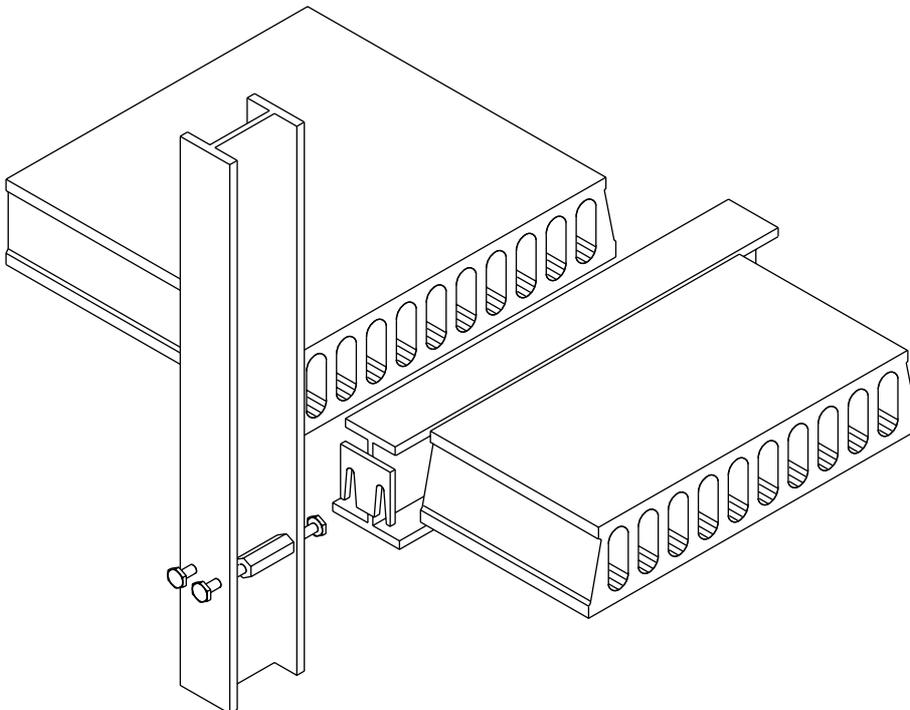


Figura 4 Sistema "Slim Floor"

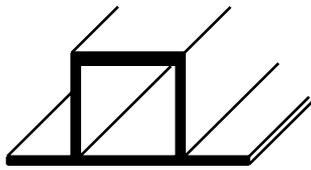
2.1.2 Estructura

Normalmente la losa del forjado se apoya en vigas de acero "secundarias" tendidas entre vigas "primarias" que se apoyan en los pilares. Los vanos de la estructura suelen ser rectangulares con las vigas secundarias tendidas en la dimensión mayor. En sistemas de losas de gran luz, a veces se omiten las vigas secundarias, por ejemplo en el sistema "Slim Floor" mostrado en la figura 4.

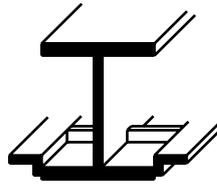
Para conseguir la acción conjunta de las vigas y la losa de hormigón, se sueldan conectores a las alas superiores de las vigas primarias y secundarias. Entonces la losa actúa como ala a compresión de la viga respecto a las cargas aplicadas una vez fraguado el hormigón. Si se utiliza chapa plegada, a menudo los conectores se sueldan a través de las mismas después de colocarlas.

La separación entre soportes depende de la función del edificio, pero normalmente se encuentra entre 5 y 10 m. Tal como se comenta posteriormente (apartado 2.2.3), en el sistema de arriostamiento de los edificios altos en "tubo" pueden utilizarse soportes con menor distancia entre ejes.

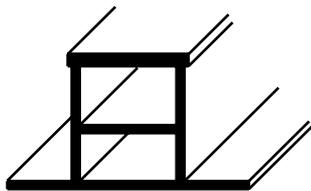
El sistema más simple y normalmente más económico es utilizar vigas en I laminadas, tanto en las vigas primarias como en las secundarias, diseñadas como simplemente apoyadas, en el mismo plano horizontal y con uniones atornilladas simples entre ellas y los soportes.



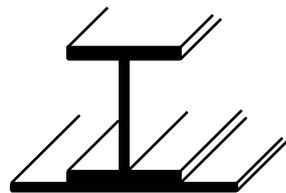
THQ(PPTH)



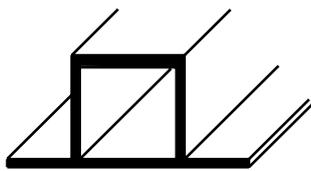
HE-L semi-integrado ligero



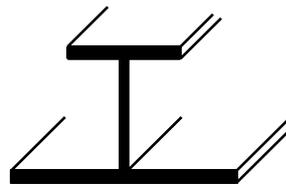
NSQ (Norretalje Svets)



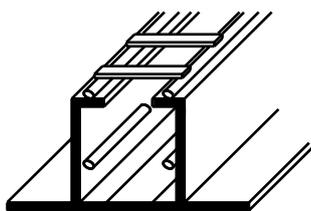
Viga "slim floor"



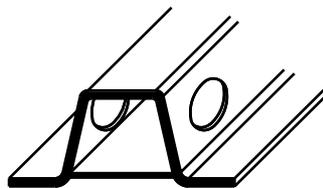
TBB (Tibnor)



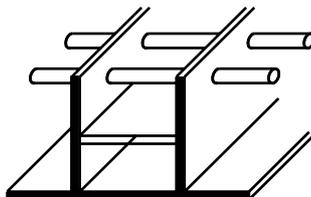
Viga de forjado integrada



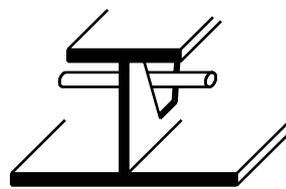
SWT



Viga vista de hormigón armado



Msq hormigón armado



MSI hormigón armado

La estructura metálica debe protegerse frente al incendio. En la figura 6 se muestran algunas protecciones habituales. Los soportes rellenos de hormigón pueden diseñarse para una acción conjunta (figura 6a). Las vigas pueden protegerse de varias formas (figura 6b): con vermiculita proyectada, con un recubrimiento de hormigón, con relleno de hormigón o con revestimiento.

En la mayoría de los edificios, la necesidad de alojar servicios tiene una gran incidencia en el diseño del sistema del forjado. En un edificio de oficinas, la zona de oficinas debe incluir conductos para el aire acondicionado, tubos para los sistemas sprinkler y cableado eléctrico, telefónico e informático, distribuidos horizontalmente por encima o por debajo del forjado, a partir de conductos ascendentes en núcleos de servicios. Los servicios principales suelen estar incluidos en el forjado, en zonas de hasta 500 mm, con la electricidad y los servicios de comunicaciones superpuestos, en zonas de hasta 200 mm de altura. Los núcleos verticales también pueden alojar los lavabos, ascensores y escaleras, con sus necesidades de agua, desagüe y ventilación.

En la mayoría de los casos es posible ofrecer zonas de servicios separados por debajo y por encima de la estructura del for-

Figura 5a Vigas de acero integradas para sistemas "slim floor"

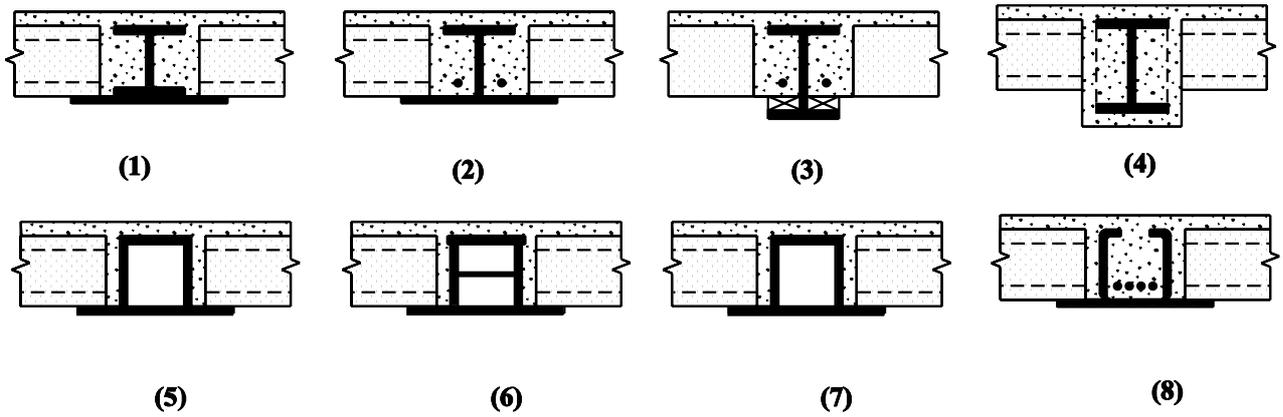
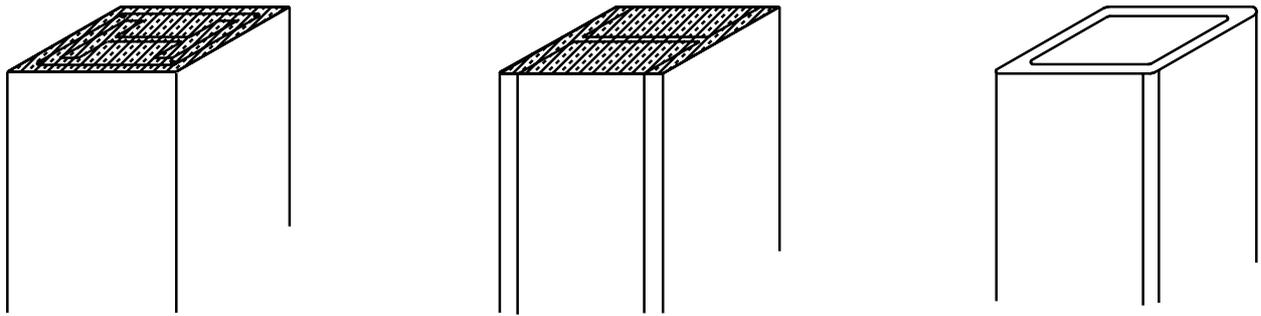


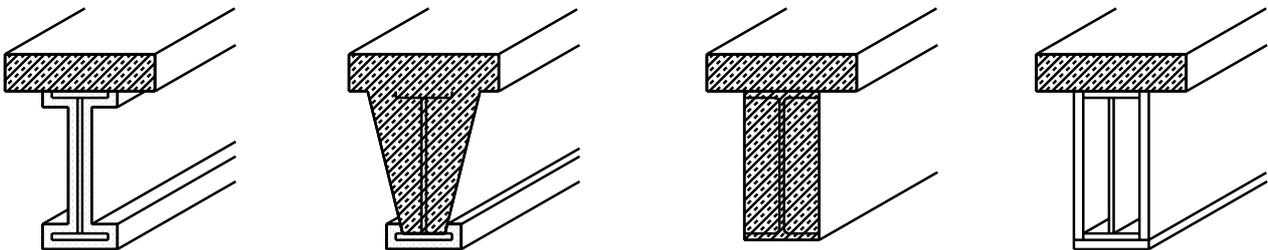
Figura 5b Vigas de acero integradas para sistemas "slim floor"

jado. Los edificios con grandes luces o restricciones en la altura de las plantas precisan enfocar el proyecto de un modo diferente.

Para alojar los servicios, puede ser necesario realizar aberturas en las almas de las vigas, una operación costosa, o bien se puede



(a) Pilares



(b) Vigas

Figura 6 Soluciones habituales para la protección contra incendios

adoptar alguno de los sistemas mostrados en la figura 7:

- Un emparrillado en dos planos en el que las vigas secundarias se encuentran por enci-

ma de las primarias, lo que permite la distribución en dos direcciones de los servicios. Este sistema permite una construcción continua en ambas direcciones si las vigas primarias gemelas se apoyan en ambos lados

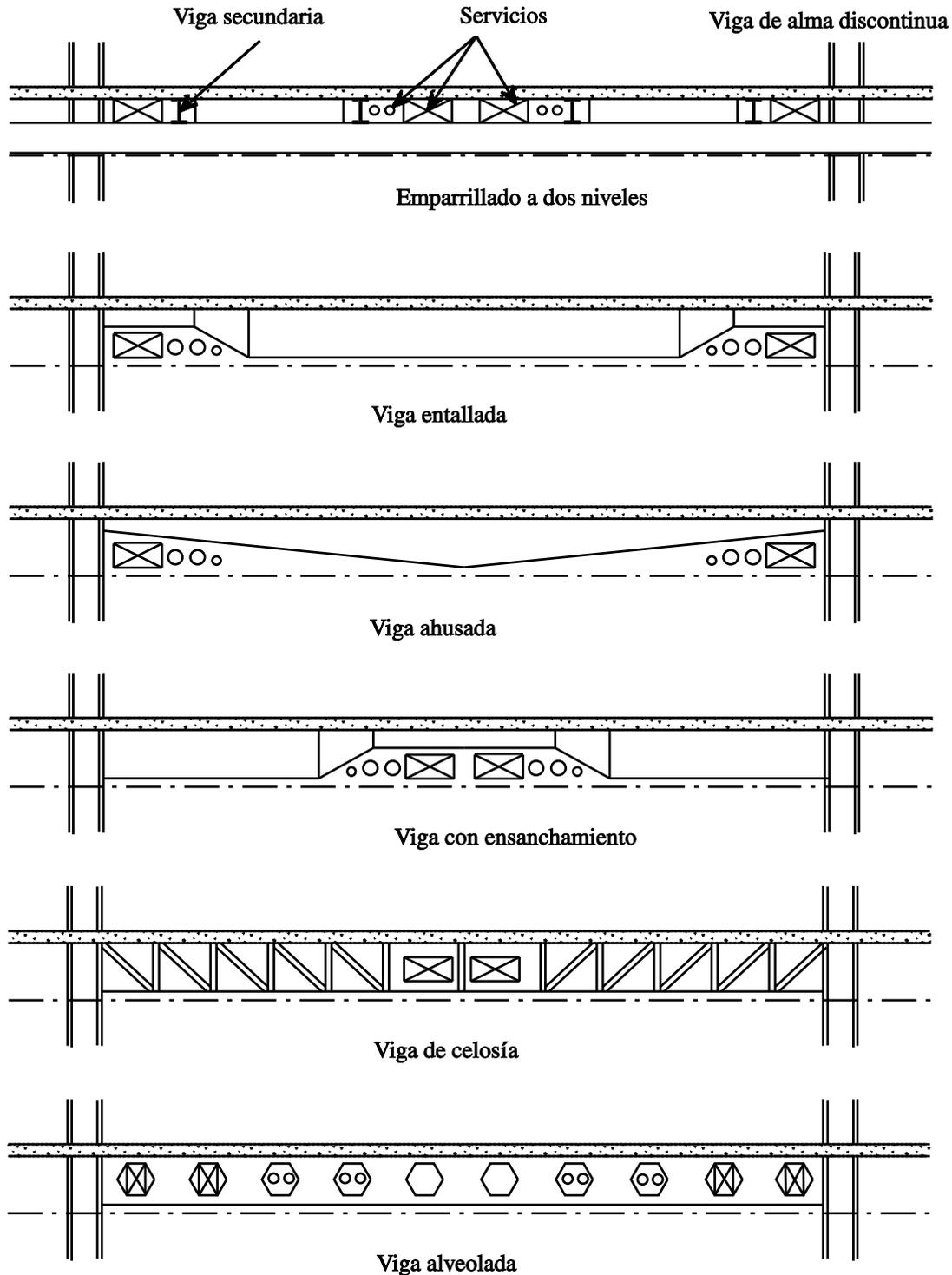
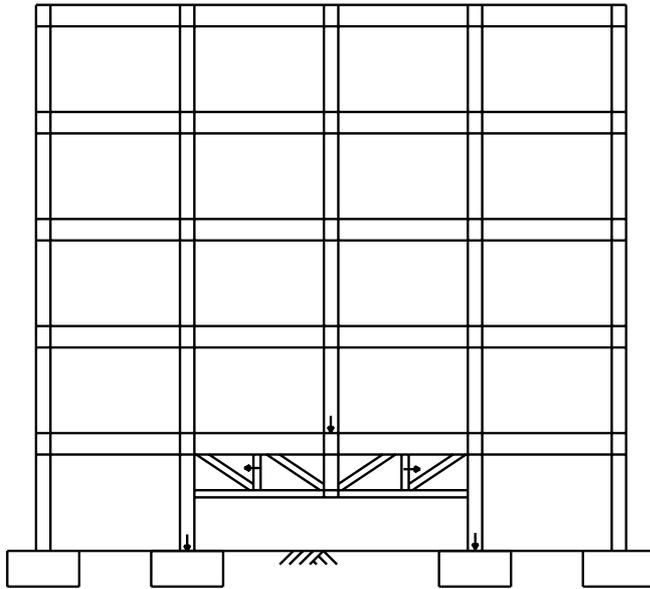
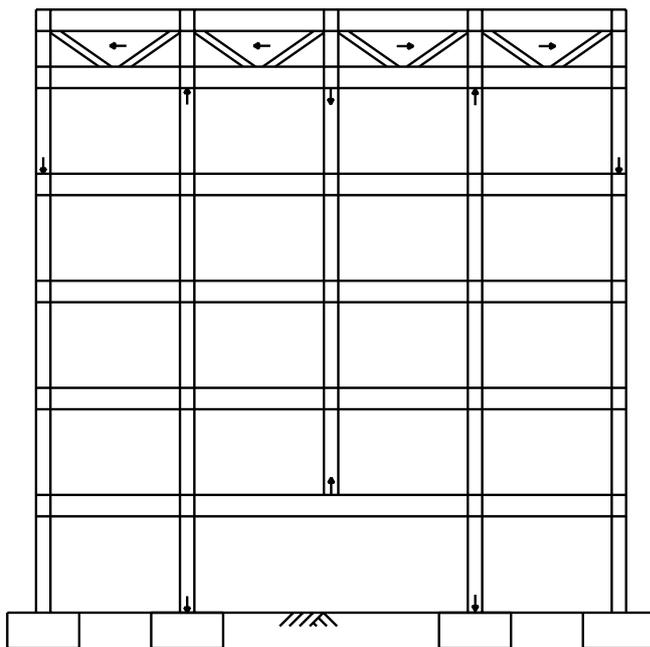


Figura 7 Acomodación de servicios



Nivel bajo



Nivel alto

Figura 8 Vigas de apeo

de los soportes por medio de ménsulas de apoyo. Normalmente la acción conjunta sólo puede aprovecharse entre las vigas secundarias y la losa, pero si se sueldan

conectores al ala superior de las vigas primarias, se consigue en ambas direcciones.

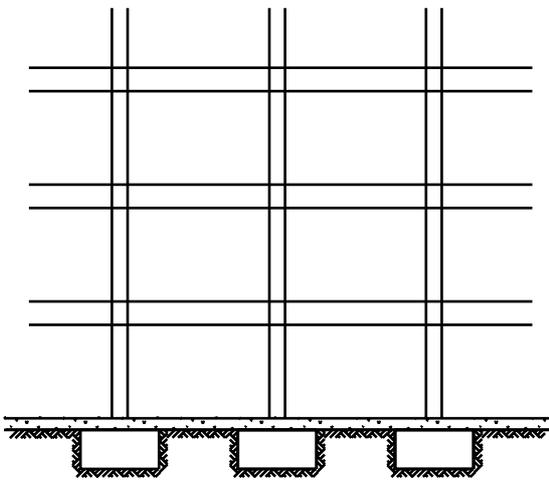
- Los servicios pueden alojarse cerca de los soportes y así se mantienen la resistencia a la flexión en el centro del vano de las vigas primarias y secundarias, si están rebajadas en sus extremos o ahusadas. Dado que las vigas ahusadas se fabrican con chapa, pueden tener alas superiores más pequeñas para la acción conjunta y también pueden ahusarse en el plano.
- Las vigas acarteladas pueden proporcionar un hueco de servicio en el medio del vano y pueden ser adecuadas en casos en los que se utilicen pórticos translacionales.
- Las celosías y vigas alveoladas permiten el paso de los servicios, con los grandes servicios alojados en las celosías omitiendo la diagonal en el centro del vano.

Puede que no sea posible mantener una separación entre soportes uniforme en todos los niveles del edificio. Por ejemplo, la planta baja puede precisar un espacio sin soportes para una sala de conferencias. Pueden utilizarse vigas o celosías de “transferencia” para transmitir las cargas de la parte superior a los soportes adyacentes. Pueden estar alternativamente en un nivel superior, con los forjados de debajo suspendidos de péndolas (figura 8).

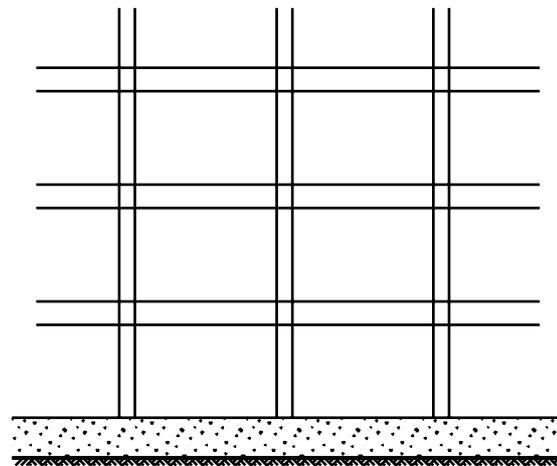
Los soportes se apoyan en los cimientos de sus bases. Pueden utilizarse varios tipos distintos de cimientos para soportar edificios de varias plantas y la selección depende en cada caso de la carga de los soportes, la resistencia del suelo y las limitaciones de asiento.

Los tipos de cimientos más habituales, mostrados en la figura 9, son:

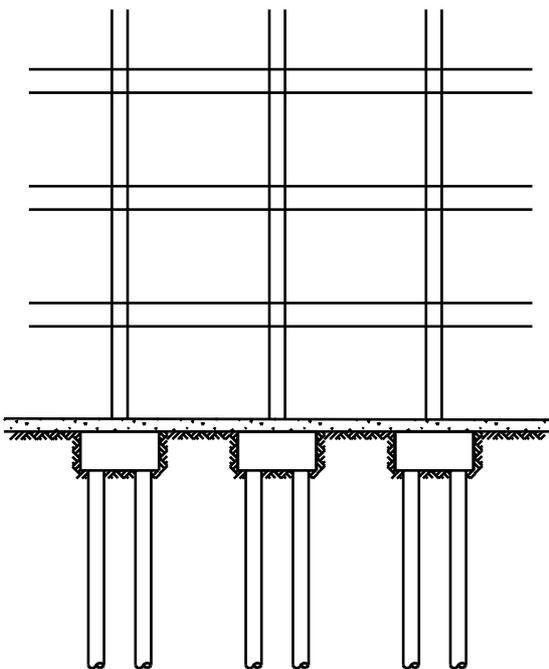
- Las “Zapatas”, en las que bajo cada pilar se coloca una base individual de hormigón en masa o armado, es la opción más sencilla, para suelos con resistencia suficiente.



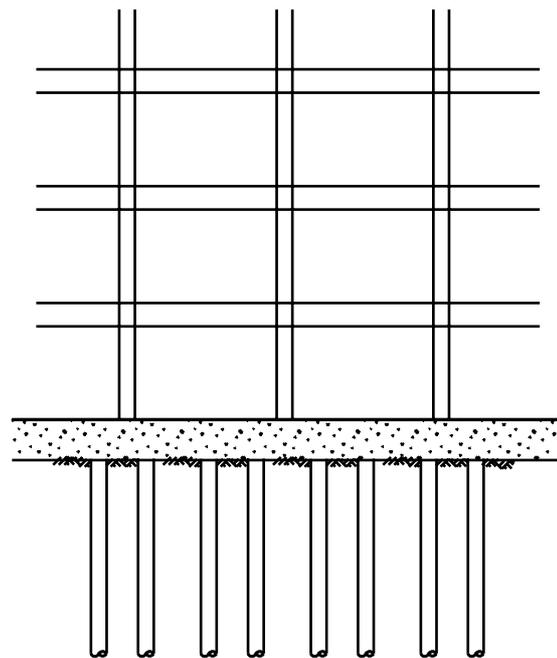
Zapatas



Zapata corrida



Cepos apilotados



Zapata corrida (o losa) apilotada

Figura 9 Tipos de cimentación

- Para cargas mayores, o suelos peores, las zapatas deben conectarse para formar una “zapata corrida” o losa. Este sistema también puede proporcionar mejor resistencia al agua.
- Como alternativa, cuando las condiciones del suelo son deficientes, la capacidad de carga de las zapatas (corridas) puede aumentarse instalando pilotes para crear, respectivamente, encepados o losas apilotadas.

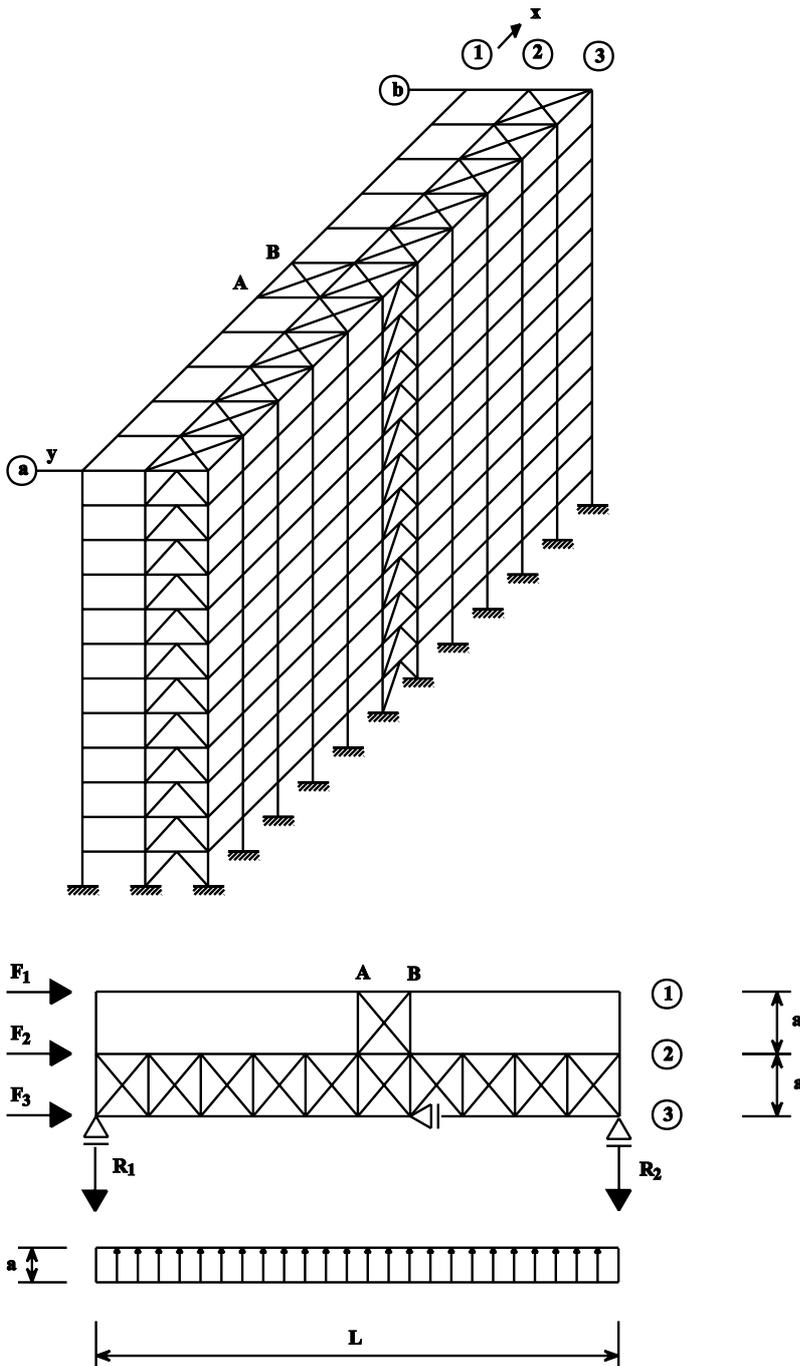


Figura 10 Sistema rigidizador con arriostramientos de acero

2.2 Arriostramientos a Carga Horizontal

Aunque la función principal de la estructura es soportar cargas verticales, debe incorporar un sistema de estabilidad lateral para resistir las fuerzas horizontales, que suelen ser las cargas del viento y, en algunos países, los terremotos.

En las figuras 10 y 11 se muestran algunos sistemas habituales, en los que, respectivamente, se han utilizado arriostramientos metálicos y pantallas de hormigón armado como elementos estabilizadores.

2.2.1 Sistemas arriostrados

Las escaleras y los ascensores (de acceso y de emergencia), lavabos, salas de equipos y núcleos de servicios verticales para calefacción, aire acondicionado, electricidad y servicios sanitarios, pasan a través de la estructura del forjado del edificio y, a la vez, precisan apoyo de la misma. Normalmente se colocan juntos formando uno o más “núcleos de servicios”.

Las paredes resultantes, necesarias para la compartimentación y la separación en caso de incendio, pueden utilizarse como elementos de arriostramiento lateral de la estructura. Entre las posibles formas de construcción se encuentran:

- Núcleos o pantallas convencionales de hormigón armado.
- Núcleos o pantallas de hormigón armado realizado con encofrado deslizantes o trepantes.
- Estructura metálica triangulada
 - Chapa rigidizada

Las paredes de hormigón pueden llevar a plazos de construcción más largos, aunque se adopten sistemas como el encofrado deslizante que permiten proceder a la construcción del núcleo previamente al montaje de la estructura metálica. Las uniones del acero con el hormigón pueden provocar problemas si los puntos de fijación están fuera de tolerancia.

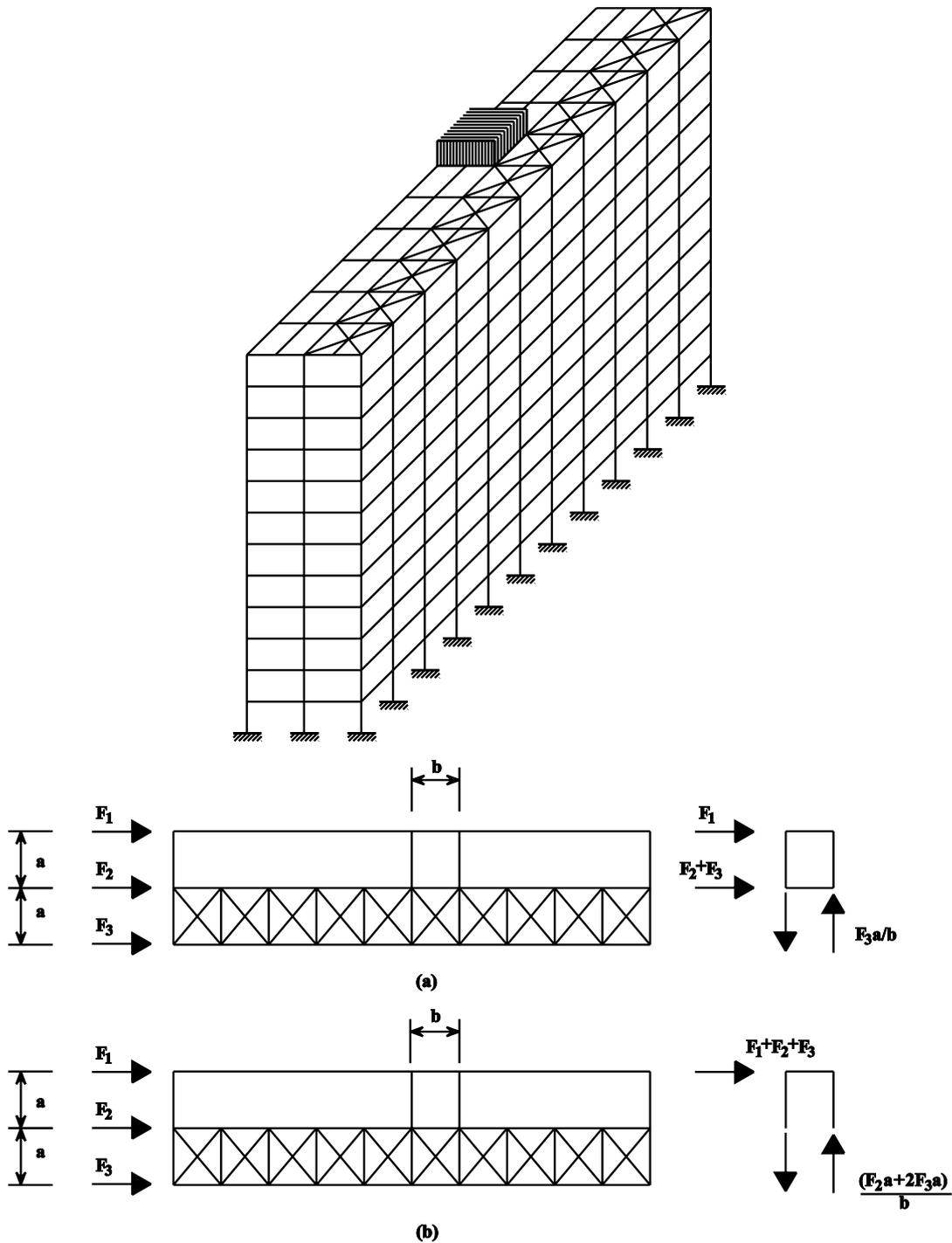


Figura 11 Sistema rigidizador con núcleo de hormigón armado

Las estructuras metálicas triangulares, montadas al mismo tiempo que los demás elementos de la estructura, son la solución más habitual. Normalmente la geometría de la triangulación es regular (véase la figura 12), lo que permite la utilización de uniones simples. No

obstante, para permitir mayores aperturas, en ocasiones pueden usarse diagonales no concurrentes, que precisan resistencia a la flexión en los perfiles y las conexiones. También pueden ofrecer mayor ductilidad, cuando sea preciso para estructuras resistentes a los terremotos.

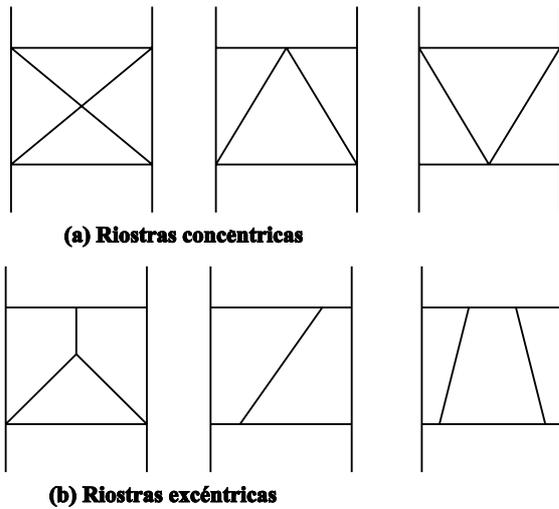


Figura 12 Mallas de arriostramiento habituales

Todos los sistemas de arriostramiento utilizan la losa del forjado como diafragma de transmisión de las cargas laterales desde su punto de aplicación a los elementos de arriostramiento, tal como se muestra en la figura 13. El proyectista debe garantizar que el forjado es capaz de realizar esta función.

El sistema de arriostramiento debe garantizar la estabilidad en las dos direcciones principales y también la estabilidad a la torsión. La correcta ubicación de tales elementos es una condición previa fundamental del diseño del sistema de arriostramiento (véase la figura 14).

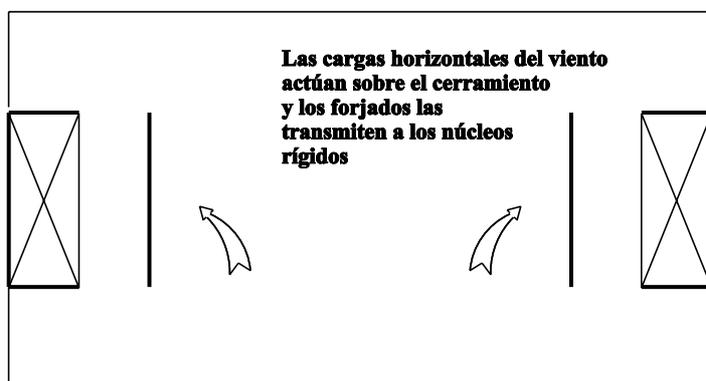


Figura 13 Acción de diafragma en forjados

En el caso de grandes forjados sin juntas de dilatación, el proyectista debe evitar las paredes longitudinales en los extremos del edificio, ya que restringirían los movimientos térmicos y atraerían grandes concentraciones de fuerzas.

Los sistemas de arriostramiento proporcionan la solución económica para edificios de varias plantas de altura media (véase el apartado 2.2.2).

2.2.2 Sistemas rígidos

Alternativamente, puede conseguirse estabilidad por medio de pórticos rígidos bidi-

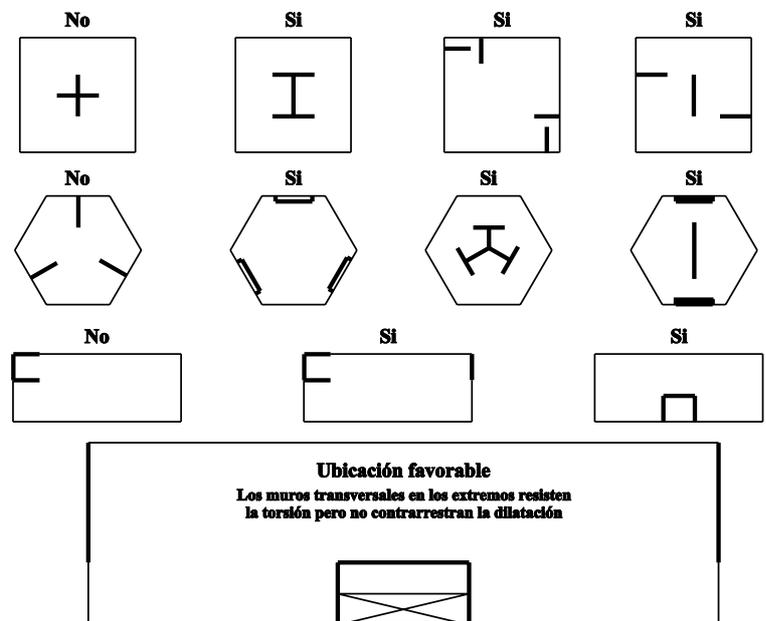


Figura 14 Posibles ubicaciones de elementos de arriostramiento

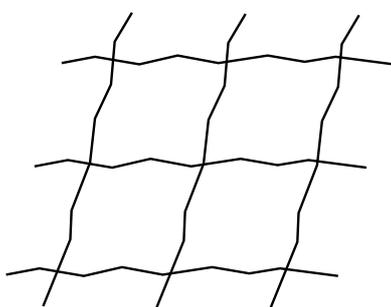
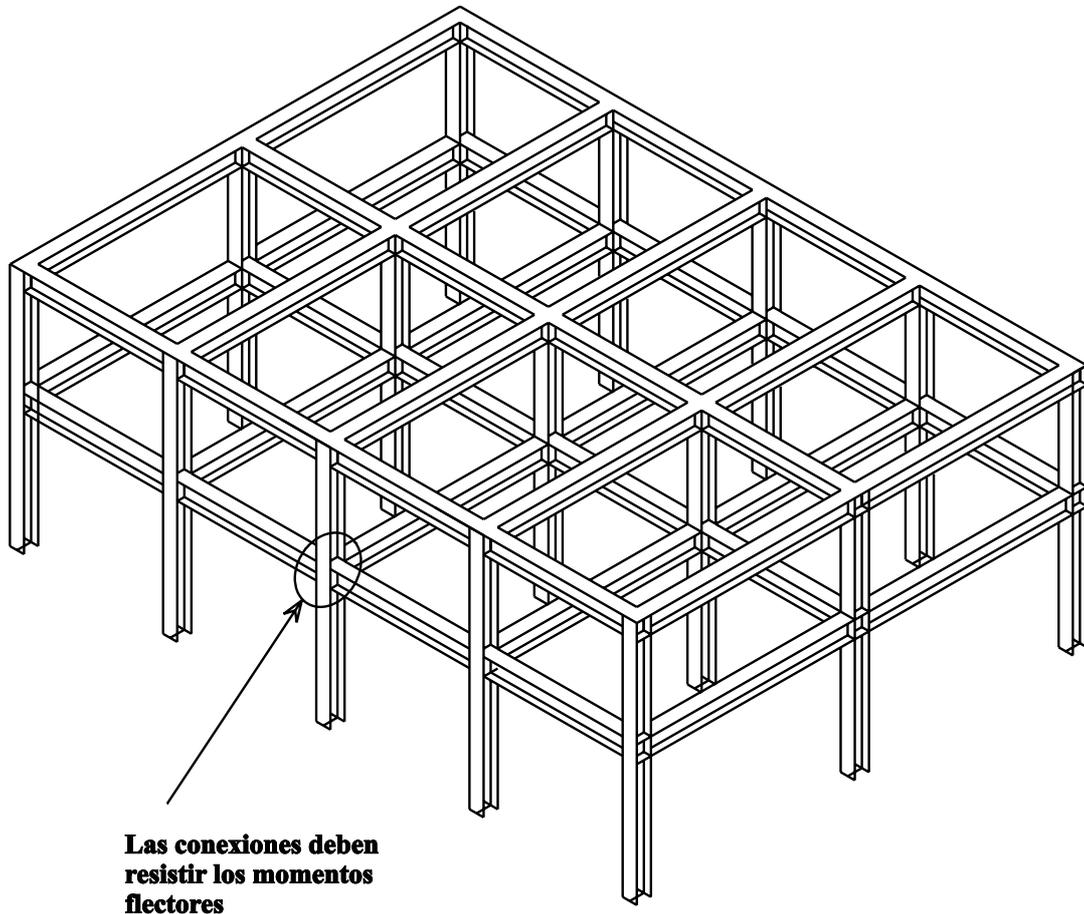
reccionales resistentes a la torsión formados por algunos o todos los pilares y vigas transversales intersecantes, tal como se muestra en la figura 15.

Estos sistemas, que pueden calcularse como estructuras rígidas o semirrígidas y que en ocasiones pueden ofrecer ventajas de mayor flexibilidad de distribución interna, se explican a fondo en las lecciones 16.13 y 16.14.

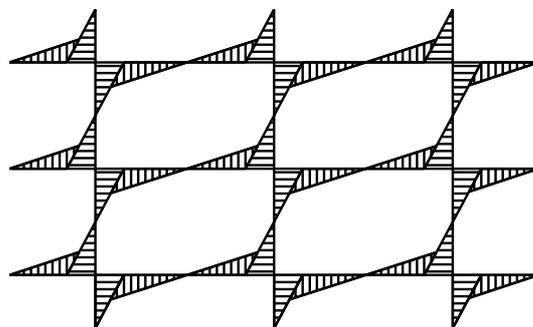
2.2.3 Edificios altos

En la figura 16 se muestran algunos ejemplos de sistemas de arriostramiento utilizados en edificios altos.

Es habitual una combinación de sistemas de núcleo y de pórtico. Pueden aprovecharse pilares externos poco separados y vigas de canto entre ventanas, que actúen conjuntamente para formar un tubo perforado en voladizo.



Deformación de la estructura



Diafragma de momentos flectores

Figura 15 Pórticos con flecha horizontal

También pueden utilizarse “superestructuras”, en las que el núcleo central está conectado a uno o más niveles a los pilares externos por medio de vigas de gran canto. El diagrama de la

figura 16 muestra cómo se reduce el momento flector del núcleo cuando se adopta este sistema. En la lección 16.15 se trata más a fondo el proyecto de los edificios altos.

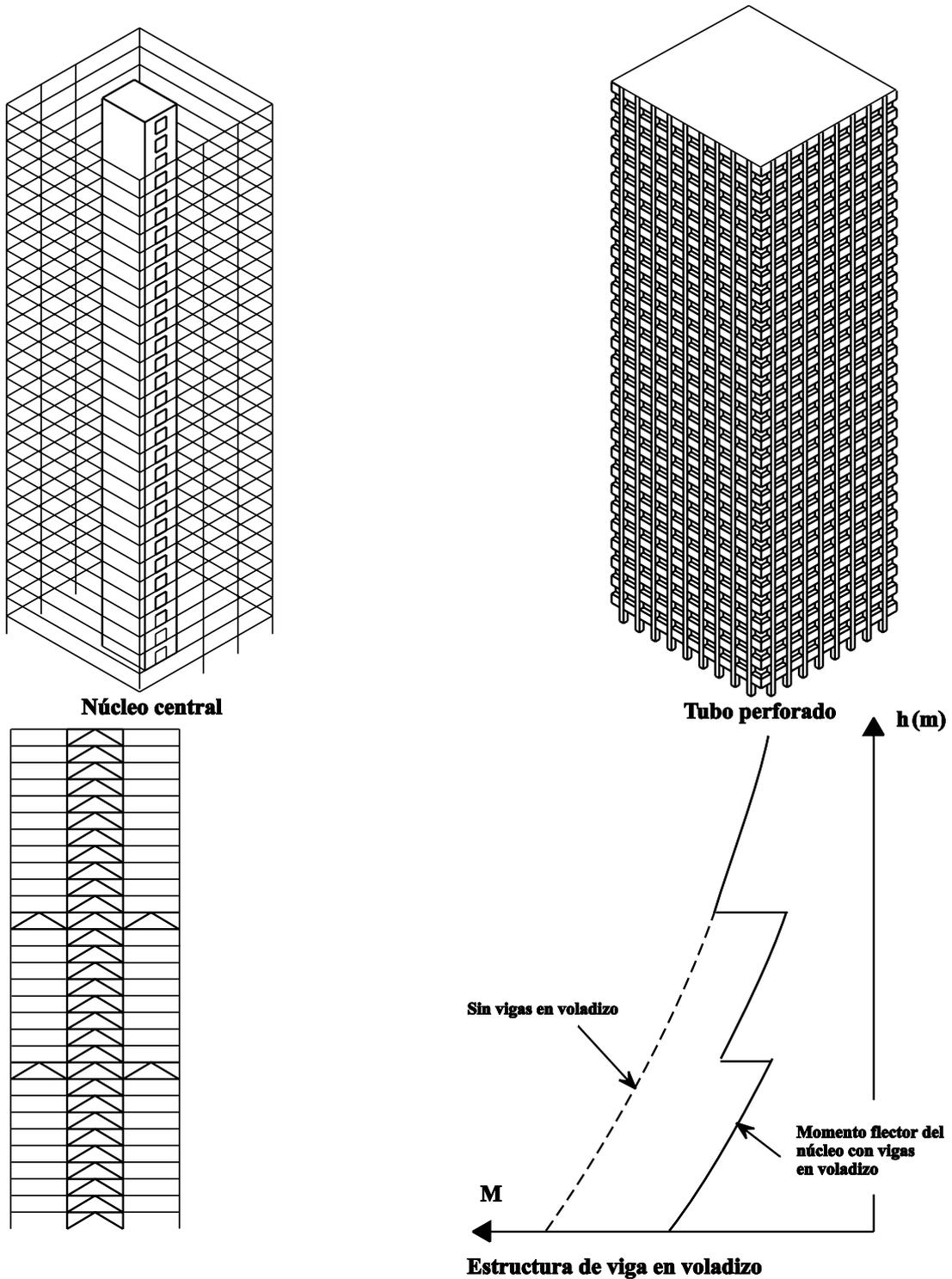


Figura 16 Sistemas estabilizadores para edificios altos

3. ELEMENTOS SECUNDARIOS Y ACABADOS

La figura 17 muestra un corte en sección de una losa de forjado habitual. El tratamiento de superficie aplicado a la losa de hormigón dependerá del tipo de forjado necesario.

El tratamiento de vibración proporciona un acabado liso, listo para colocar alfombras o baldosas. Un acabado rebozado es adecuado si se va a instalar un suelo elevado para alojar servicios eléctricos e informáticos. Si se va a aplicar una capa de revestimiento de hormigón, la superficie se raya para proporcionar un agarre.

Un falso techo puede esconder tubos y accesorios de aire acondicionado y otros servicios suspendidos del forjado.

Los tramos de escalera y los descansillos son normalmente prefabricados de acero u hormigón por razones de economía y facilidad de

construcción, pero también pueden realizarse con hormigón armado.

Los módulos de los lavabos también pueden ser prefabricados y suministrados a la obra como un paquete finalizado, con todos los dispositivos, conexiones, servicios y acabados.

Puede utilizarse gran variedad de acabados externos. Entre los tratamientos de fachada habituales que puede soportar la estructura metálica se encuentran:

- Paneles de mampostería.
- Paneles de hormigón prefabricados.
- Muros cortina.
- Paneles de cerramiento de acero o aluminio prefabricados.

El sistema de cerramiento elegido debe realizar varias funciones distintas en cada tipo de edificio. En un aparcamiento, debe ser impermeable y proporcionar ventilación natural, mientras

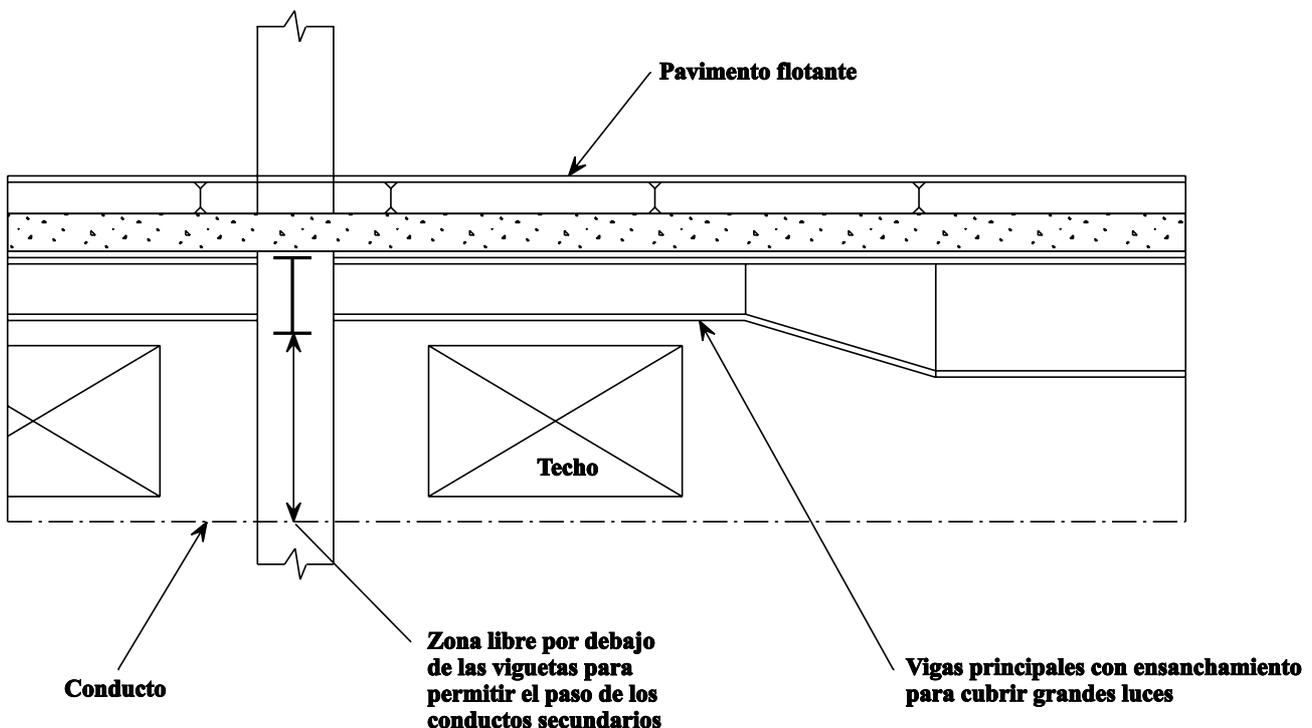


Figura 17 Sección de forjado

que en un edificio de oficinas debe ser impermeable y proporcionar un aislamiento adecuado e iluminación natural sin excesiva insolación. En los edificios altos debe poderse instalar y mantener sin necesidad de andamiajes. En todos los casos, debe ser capaz de soportar los movi-

mientos de la estructura del edificio y de satisfacer los requisitos estéticos de la arquitectura.

Los tejados pueden ser planos o inclinados y revestidos con distintos materiales aislantes e impermeabilizadores.

4. REQUISITOS DE SERVICIO

Todos los elementos de la estructura deben diseñarse teniendo en cuenta los estados

límite último y de servicio a los que podrían no adecuarse según su uso previsto. Los estados límite se tratan en la lección 16.9.

5. RESUMEN FINAL

- En esta lección se ha tratado la anatomía de los edificios de estructura metálica de varias plantas habituales. El sistema más adecuado para un edificio concreto es aquel que satisface los requisitos de rendimiento con los mínimos efectos sobre:
 - Coste de construcción
 - Velocidad de construcción
 - Interferencia con los servicios
 - Costes de mantenimiento
 - Arquitectura.
-

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Hart, F., Henn, W. and Sontag, H.: “Multi-Storey Building in Steel” (second edition), Collins, London, 1982.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Ballio, G. and Mazzolani, F. M.: “Theory and Design of Steel Structures”, Chapman & Hall, London, 1983.

2. Iyengar, S. H., Baker, W. F. and Sinn, R.: “Multi-Storey Buildings”, from Constructional Steel Design, Elsevier, London, 1992.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

Lección 16.8: Clasificación de Pórticos de Varias Plantas

OBJETIVOS/CONTENIDO:

Ofrecer las definiciones que hacen posible indicar las características esenciales de una estructura porticada. Se presta atención al comportamiento de las uniones y al problema de la elección del modelo estructural en función de las cargas que actúan sobre la estructura.

Lección 16.13: Proyecto de Pórticos de Varias Plantas con Resistencia Plástica Parcial y Uniones Semirrígidas

Lección 16.14: Métodos de Análisis de Pórticos de Nudos Rígidos

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 9.11: Pórticos

Lección 13.6: Uniones de Momento para Pórticos Continuos

Lección 13.7: Uniones de Rigidez Plástica Parcial para Pórticos Semicontinuos

LECCIONES AFINES

Lección 16.9: Métodos de Análisis para Pórticos de Varias Plantas

Lección 16.10: Edificios de Varias Plantas con Arriostrados

RESUMEN

Se tratan los temas siguientes:

- Sistemas de arriostramiento
- Sistemas rígidos
- Estructuras arriostradas y sin arriostrar
- Estructuras in/traslacionales

En particular se tratan las diferencias entre las estructuras arriostradas y sin arriostrar así como las diferencias entre las estructuras in/traslacionales horizontal. Se tiene en cuenta el distinto comportamiento de las uniones entre los elementos estructurales (vigas, soportes y arriostramientos) para definir el comportamiento de las estructuras rígidas y semirrígidas.

1. INTRODUCCIÓN

Antes de comentar las estructuras de nudos rígidos, es necesario presentar algunas definiciones, ya que en distintos países no siempre se asocia el mismo significado a las mismas palabras. A veces es necesario también definir la estructura de una manera determinada para poder utilizar modelos simplificados convencionales en el análisis y proyecto de la estructura.

La evolución de los métodos y sistemas informáticos permite de hecho la realización de cualquier tipo de evaluación analítica, p. ej. análisis elásticos e inelásticos, incluyendo cualquier tipo de modelo inelástico o de imperfección. En consecuencia podría decirse que no es necesario pasar por la definición de los sistemas ni la simplificación de los modelos de análisis. En una estructura arriostrada, por ejemplo, no es necesario separar el comportamiento de la estructura y del arriostramiento puesto que ambos pueden analizarse con un solo modelo informático. Por otro lado, los modelos simplificados son útiles para los cálculos preliminares y para comprobar

los resultados del ordenador en la oficina de proyectos.

Las definiciones siguientes explican qué se entiende por sistema arriostrado, qué representa un sistema de pórtico y cuándo puede considerarse que un sistema de pórtico está arriostrado por otro sistema. Se definen los pórticos traslacionales e intraslacional. Se ofrece una explicación de por qué a menudo se considera que una estructura arriostrada es equivalente a una estructura intraslacional.

En todos los casos se siguen estos pasos:

- en primer lugar se explica la práctica habitual y lo que se entiende normalmente por tal definición;
- en segundo lugar se proporciona una definición técnica que intenta proporcionar una medida cuantitativa de la anterior definición.
- finalmente se explica la definición proporcionada por el Eurocódigo 3 [1].

2. SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO

2.1 Introducción

Tanto en la práctica habitual como en las guías y manuales de diseño, los sistemas de arriostramiento se identifican a menudo con celosías trianguladas, con núcleos de hormigón o con pantallas presentes en los edificios para alojar ejes y escaleras. Es muy normal encontrar los sistemas de arriostramiento como en la figura 1.

Esta suposición se basa en el sentido común de los ingenieros, que tienden a representar la realidad según sus efectos prácticos, sin hacer referencia a definiciones más generales o matemáticas que incluirían todos los casos posibles.

La simplificación de representar un sistema de arriostramiento por medio de una celosía

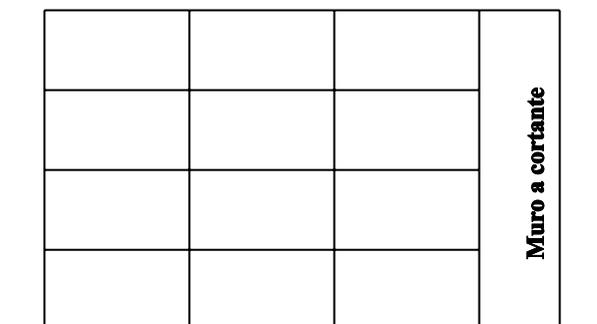
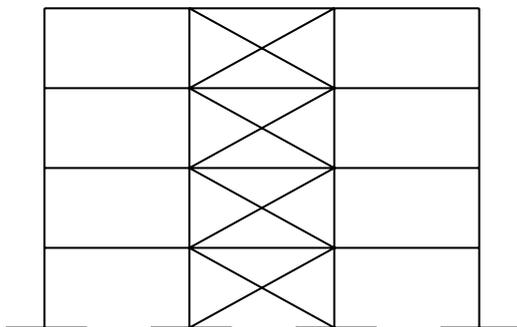


Figura 1 Sistemas de arriostramiento habituales

triangulada se debe a que en las estructuras metálicas, a diferencia de las de hormigón donde todas las uniones son continuas de por sí, la forma más inmediata de conectar las barras es articularlas entre ellas. Como resultado, se crean estructuras que necesitan sistemas de arriostramiento para prevenir la formación de mecanismos de agotamiento. En base a este criterio simplificador, se puede suponer que todas las uniones de la figura 1 están articuladas. Por tanto, el arriostramiento sólo puede conseguirse por medio de celosías trianguladas, núcleos de hormigón o, excepcionalmente, por medio de una estructura muy rígida.

La presencia de las uniones articuladas en el sistema metálico responde a varias razones:

- desde el punto de vista de la facilidad de fabricación y montaje, es más adecuado limitarse a empalmar las almas de las barras sin conectar las alas.
- es más sencillo utilizar uniones atornilladas, que no necesitan minimizar las deformaciones en las conexiones.
- desde el punto de vista del diseño, hay una enorme simplificación de los cálculos si los sistemas resistentes pueden separarse en sistemas sometidos a esfuerzos verticales y sistemas sometidos a esfuerzos horizontales. Además, si todas las vigas están articuladas con los soportes, el dimensionamiento de las vigas y los pilares simplemente apoyados es una tarea sencilla.
- desde el punto de vista económico, es más conveniente reducir la flecha horizontal por medio de sistemas de arriostramiento añadidos a la construcción articulada que utilizar sistemas constructivos con uniones rígidas. Esta consideración es aún más importante en el caso de estructuras metálicas con núcleos de hormigón armado, donde los propios núcleos pueden actuar como sistema de arriostramiento.

En conclusión, una definición de sistemas de arriostramiento los asimila a una celosía triangulada o a un muro a cortante. Esta definición abarca la mayoría de casos reales pero no es suficiente para dejar clara la función de un sistema de arriostramiento. Con este objeto, a continuación se ofrece una definición basada en los requisitos de un sistema de arriostramiento.

2.2 Definición teórica

Un sistema de arriostramiento puede definirse como un sistema estructural capaz de resistir acciones horizontales y limitar las deformaciones horizontales. Según esta definición, todos los sistemas mostrados en la figura 2 pueden considerarse sistemas de arriostramiento. En un edificio puede haber más de uno de estos sistemas. En estos casos algunos sistemas son más efectivos que otros resistiendo cargas horizontales, los demás pueden despreciarse.

La definición permite considerar como sistema de arriostramiento un pórtico simple o

incluso un pilar. El pilar o el pórtico simple pueden no tener suficiente resistencia o rigidez para soportar las acciones horizontales con un dimensionamiento razonable de sus barras (soportes y vigas) ni, por tanto, para satisfacer las inspecciones de resistencia y capacidad de prestar servicio, lo que exige limitar las flechas horizontales entre plantas y globales. En este caso es necesario añadir otros sistemas de arriostramiento a la estructura.

2.3 Definición del Eurocódigo

Cuando en el Eurocódigo se utiliza la expresión “sistema de arriostramiento”, se refiere a un sistema para evitar la inestabilidad lateral de las barras o los elementos comprimidos y, como ejemplo, se muestra una celosía triangulada (véase la figura 5.2.5 Eurocódigo 3 [1]).

De acuerdo con 5.2.5.1, los sistemas de arriostramiento pueden ser estructuras trianguladas o de uniones rígidas, o muros/núcleos a cortante, (véase la figura 2).

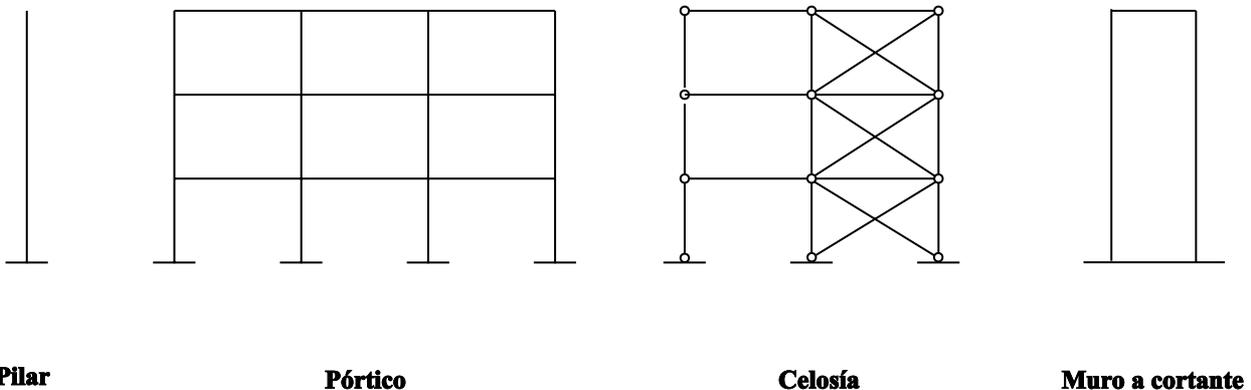


Figura 2 Sistemas que pueden proporcionar rigidez

3. PÓRTICOS RÍGIDOS

3.1 Introducción

En la práctica habitual, los pórticos rígidos (continuos) se consideran conjuntos de vigas y soportes en los que todas las uniones son totalmente rígidas. Por contra, las celosías o los sistemas porticados simples son aquellos en los que todas las uniones se consideran articuladas.

Un pórtico rígido continuo se caracteriza por uniones rígidas entre las barras de la estructura sin ningún sistema de arriostramiento adicional. La propia estructura tiene que soportar todas las acciones, sean verticales u horizontales. Al mismo tiempo, tiene que ofrecer a la construcción la rigidez suficiente para limitar las deformaciones a los valores aceptables. Incluso si la especificación de todas las uniones resulta menos económica, los sistemas continuos tienen algunas ventajas:

- a. las conexiones son más dúctiles y, por tanto, la estructura tiene mejor comportamiento frente a terremotos.
- b. desde los puntos de vista arquitectónico y funcional, puede resultar ventajoso no incluir ninguna triangulación en la estructura.

Las estructuras reales no siempre se encuentran en una de estas categorías. Las propias uniones actúan en realidad como semirrígidas y, por tanto, las condiciones de articulada y porticada son sólo idealizaciones. Se necesita una definición ingenieril para determinar si una unión semirrígida puede suponerse articulada o rígida.

La práctica del diseño de uniones y sistemas porticados varía en función de los países. Los enfoques utilizados son distintos los distintos lugares del planeta. En algunos países, como Estados Unidos, el concepto de unión semirrígida data de los años treinta, cuando Johnston llevó a cabo los primeros estudios sobre uniones roblonadas semirrígidas. En estos países la reglamentación también permite la utilización de uniones semirrígidas (uniones de tipo 3) e intro-

duce el concepto de diseño a viento (uniones de tipo 2). En el diseño a viento, se supone que la conexión sólo puede transmitir parte de los momentos flectores (los debidos al viento y no los debidos a cargas verticales).

El enfoque de las uniones semirrígidas, utilizado desde hace algunos años, también se aplica, p. ej., en Reino Unido, Australia, Canadá y Holanda. En otros países, como Italia, Francia, España o Grecia, no se han introducido estos conceptos y, por tanto, no se utilizan mucho las uniones semirrígidas, aunque estén incluidas en el Eurocódigo 3 [1].

3.2 Definición teórica

Para determinar si un sistema puede considerarse estructuralmente continuo o no, deben considerarse los efectos de la unión en el comportamiento de la estructura, teniendo en cuenta que la condición ideal de unión rígida o articulada no se corresponde con la realidad. Estos efectos no se pueden evaluar a primera vista dado que el comportamiento de la estructura puede ser distinto según que se esté considerando:

- resistencia a las cargas verticales.
- resistencia a las cargas horizontales.
- estabilidad.
- resistencia a sismo.

En algunos casos, la resistencia de la unión es la consideración importante, mientras que en otros casos lo es más el papel de su flexibilidad. A veces basta con el comportamiento elástico de la conexión para determinar sus efectos en el comportamiento de la estructura, mientras que en otros es necesario realizar un análisis plástico completo de la conexión.

Esta lección no puede tratar totalmente estos casos. El resto de las lecciones 16 ofrecerá una visión más completa de los distintos aspectos. En los últimos años se ha prestado mucha atención a este tema, con investigaciones dedicadas tanto a los aspectos analíticos como a los experimentales. El resto de esta lección se

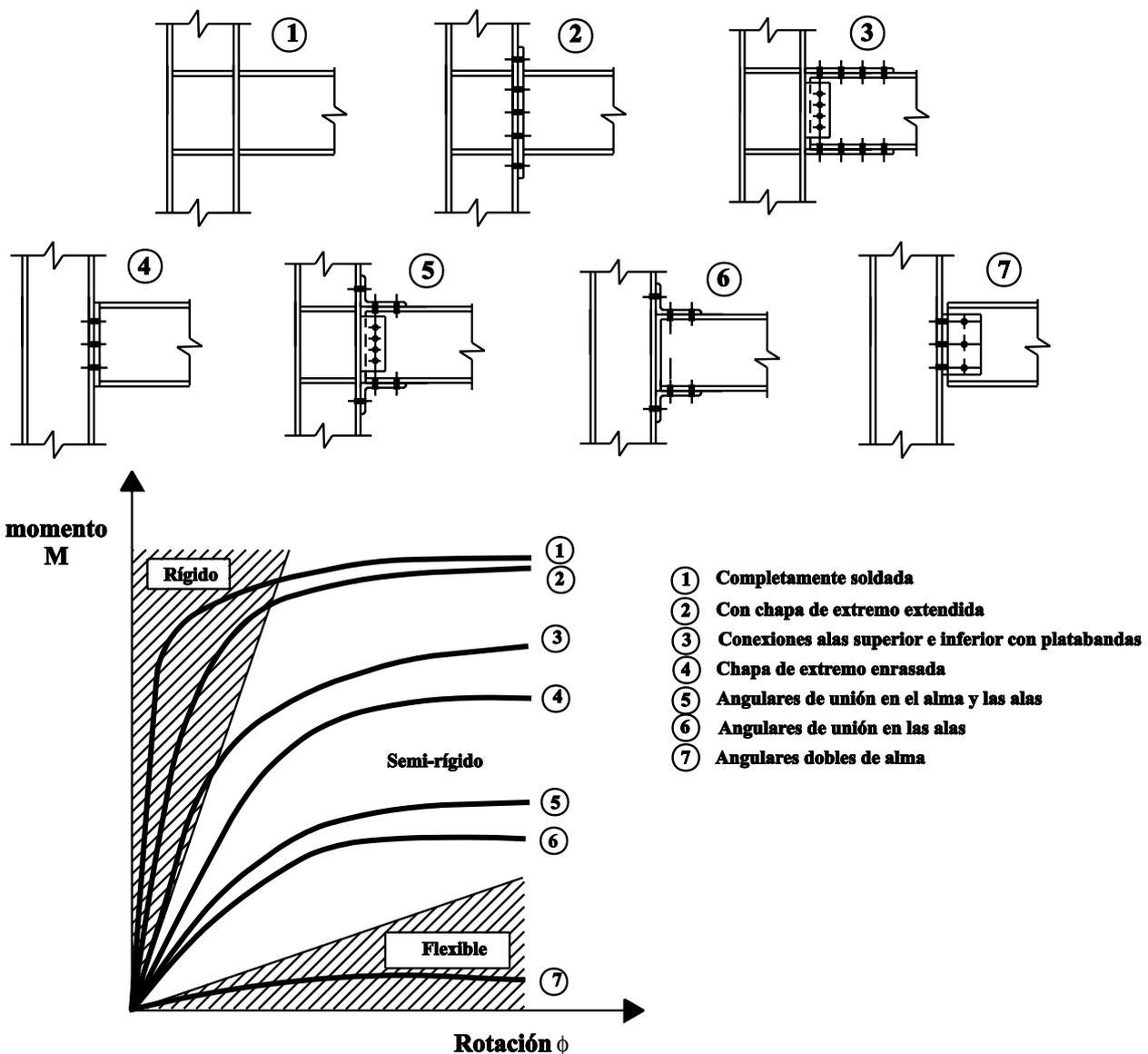


Figura 3 Relaciones $M-\phi$ en conexiones, determinadas en ensayos

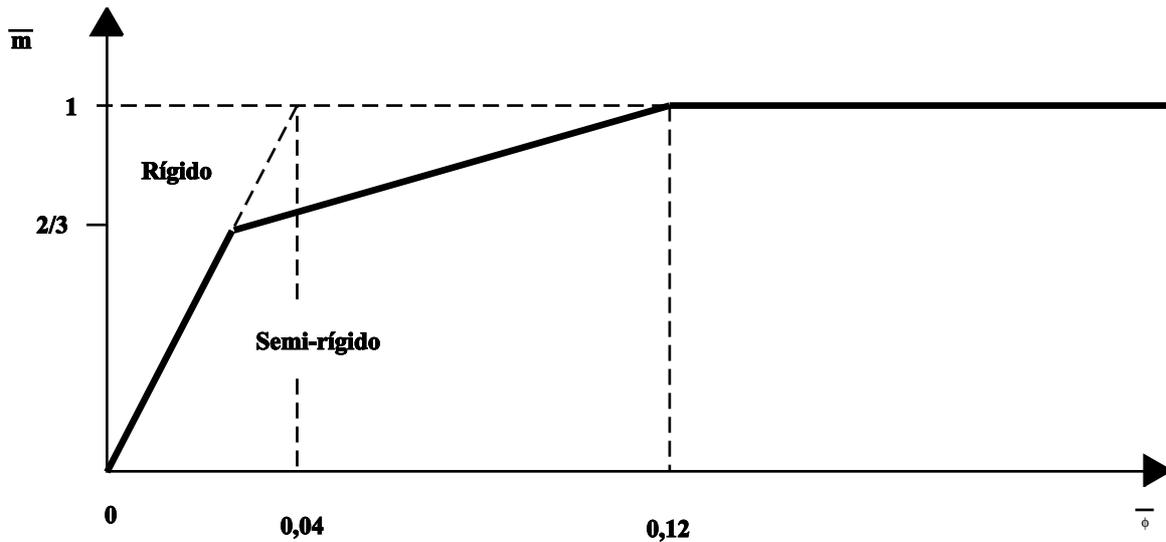
dedica a explicar los efectos sobre el comportamiento de la estructura y se ofrecen algunos valores indicativos de las características de la unión como base para poder suponer si un sistema es una estructura conectada rígidamente.

En el caso de una estructura plana, una unión entre dos o más barras debe transmitir a través de las mismas todas las acciones internas, es decir, axil, cortante y flector.

No obstante, el término “unión semirrígida” sólo se utiliza en la siguiente exposición para tratar la flexibilidad bajo flexión.

En la figura 3, tomada de [4], se muestra cualitativamente el comportamiento de la unión definiendo las zonas en las que puede suponerse articulada flexible o semirrígida. Esta representación cualitativa sugiere que las uniones soldadas, placas de testa ampliadas y empalmes de las alas superiores e inferiores se podrían considerar como rígidamente.

En [5] se ofrecen los resultados de un análisis de estructuras porticadas y de varias plantas con conexiones semirrígidas en relación con la carga elástica crítica de la estructura.



(a) Pórticos no arriostrados
 Si $\bar{m} \leq 2/3$: $\bar{m} = 25 \bar{\phi}$
 Si $2/3 < \bar{m} \leq 1,0$: $\bar{m} = (25 \bar{\phi} + 4)/7$
 Véase también el apartado 6.9.6.2(5)

$$\bar{m} = \frac{M}{M_{pl,Rd}} \quad \bar{\phi} = \frac{EI_b \phi}{L_b M_{pl,Rd}}$$

$M_{pl,Rd}$ = Resistencia de cálculo al momento plástico de una viga conectada

Figura 4 Valores límite de clasificación de conexiones viga-pilar rígidas en pórticos no arriostrados, según Eurocódigo 3

Para las conexiones semirrígidas de resistencia plástica parcial, algunos resultados [5] indican que, para las estructuras unidas rígidamente y dentro de los campos antes indicados, puede admitirse un cierto grado de flexibilidad, pero no se aconseja una resistencia plástica parcial. Las conexiones de resistencia plástica parcial se consideran en la gama de las semirrígidas o flexibles.

3.3 Definición del Eurocódigo

En el Eurocódigo 3 [1], se establece en primer lugar, en Hipótesis de Cálculo (5.2.2), que:

“las hipótesis realizadas en el análisis global de la estructura deben ser coherentes con el tipo de comportamiento previsto de las uniones”.

Luego, en 5.2.2.2, se definen las estructuras porticadas simples, en las que se supone que las uniones entre las barras no desarrollan momentos. En el análisis global, puede suponerse que los elementos están efectivamente unidos con rótulas.

Además, en 5.2.2.3, al definir los pórticos continuos, se establece que:

“El análisis elástico debe basarse en la suposición de continuidad total, con uniones rígidas que satisfagan los requisitos de 6.4.2.2”.

La misma afirmación se establece para los demás métodos de análisis sugeridos, es decir, rígido-plástico y elastoplástico. Estos métodos se comentan más a fondo en la lección 16.14.

En 6.4.2.2, al definir las uniones rígidas, se indica el principio siguiente:

“Una unión rígida debe estar diseñada de forma que su deformación no tenga una incidencia significativa en la distribución de los esfuerzos y los momentos internos de la estructura ni en su deformación general”.

Las reglas de aplicación proporcionadas establecen que:

“La deformación de las uniones rígidas debe ser tal que no reduzcan en más del 5% la resistencia de la estructura”.

Al clasificar las uniones entre vigas y soportes, en 6.9.6.2, se establece en primer lugar que:

“Una unión viga/pilar puede clasificarse como rígida o nominalmente articulada en base a una evidencia experimental particular o general, a una experiencia significativa de rendimiento previo satisfactorio en casos similares o a cálculos basados en los resultados de ensayos”.

Luego, se sugiere la siguiente regla de aplicación:

“Una unión viga/pilar de una estructura arriostrada, o de una estructura sin arriostrar que satisfaga la condición indicada en (5), puede considerarse rígida en comparación con la viga conectada si la parte que sobresale de su característica de momento queda por encima de la línea sólida en el diagrama correspondiente de la figura 6.9.8 del Eurocódigo 3 ” (figura 4).

Esta regla sugiere que para tener la curva momento-rotación de una unión por encima de la línea sólida, es necesario, para valores de $\bar{m} <$

2/3 (lo que significa que para valores del momento M menores del 67% del momento plástico de la viga M_{PLRD}), K debe ser mayor de 25. De hecho (véanse las definiciones de la figura 4):

$$K = \frac{\bar{m}}{\phi} = \frac{M}{M_{pl.Rd}} L_b \frac{M_{pl.Rd}}{E_b \phi} = \frac{M L_b}{\phi E_b} > 25$$

Este valor de 25 garantiza la característica de rigidez de la unión. También se indican otros requisitos para garantizar la rigidez suficiente. El hecho de que toda la curva momento-rotación deba estar por encima de la línea sólida indica que debe comprobarse toda la curva no lineal de la unión.

El requisito adicional para las estructuras no arriostradas, dado en la cláusula (5) de 6.9.6.2 Eurocódigo 3, comentada a continuación, es un poco confuso. El significado de este requisito es que, en estructuras no arriostradas, las vigas deben tener una rigidez adecuada pues sino la estructura será demasiado flexible incluso con uniones rígidas. esta consideración es obvia para cualquier ingeniero que sepa qué tipología escoger para cada caso. No obstante, dado que deben cumplirse los estados límite de servicio y último, este requisito puede considerarse cumplido automáticamente.

La cláusula (5) indica:

“La línea de la figura 6.9.8(a) (figura 4 de esta lección) para estructuras no arriostradas sólo puede aplicarse a estructuras en las que todas las plantas cumplan:

$$K_b / K_c > 0,1$$

donde K_b es el valor medio de I_b/L_b de todas las vigas de la parte superior de dicha planta

K_c es el valor medio de I_c/L_c de todos los pilares de dicha planta

I_b es el momento de inercia de una viga

I_c es el momento de inercia de un pilar

L_b es la luz de la viga

L_c es la altura de planta de un pilar.

4. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS Y SIN ARRIOSTRAR

4.1 Introducción

En el apartado 2 se explican los requisitos de un sistema de arriostramiento y se proporciona una definición habitual. A veces, la expresión “sistema de arriostramiento” se identifica de forma incorrecta con la expresión “pórtico arriostrado”. Está claro que las definiciones de ambos términos son distintas. La palabra “arriostrado” del segundo caso se utiliza como adjetivo de la palabra “pórtico” y, por tanto, se han de identificar al menos dos estructuras: un arriostramiento y un pórtico.

Normalmente se entiende por pórtico arriostrado aquel al que se ha anexionado una celosía triangulada. El hecho de que, en realidad, no haya una distinción determinante entre las estructuras articuladas con sistemas de arriostramiento y las estructuras porticadas con uniones rígidas hace necesaria una definición más exacta que permita distinguir entre:

- sistemas de arriostramiento articulados puros.
- sistemas porticados con uniones rígidas.
- pórticos semirrígidos.
- pórticos arriostrados.

En los apartados 2 y 3 existen referencias sobre los tres primeros tipos. La definición de pórticos arriostrados se ofrece a continuación.

4.2 Definición teórica

La función principal de un sistema de arriostramiento es resistir las acciones horizontales y se deriva de la separación de los sistemas resistentes: vertical y horizontal. En algunos casos, el sistema vertical también tiene una cierta capacidad de resistir acciones horizontales. Desde un punto de vista ingenieril, es necesario, por tanto, identificar las dos fuentes de resistencia y comparar su comportamiento con respecto a las acciones horizontales. A veces, esta identificación no es obvia, dado que el arriostramiento está integrado en el pórtico y, por tanto, sólo hay una estructura. No obstante, incluso en este caso es posible realizar algunas suposiciones para definir la dos estructuras que comparar. A continuación se proporcionan algunos ejemplos que aclaran estos conceptos.

Las figuras 5 y 6 representan estructuras en las que es fácil definir, en un sistema, los subconjuntos que forman el sistema de arriostramiento y el sistema arriostrado. En concreto, en

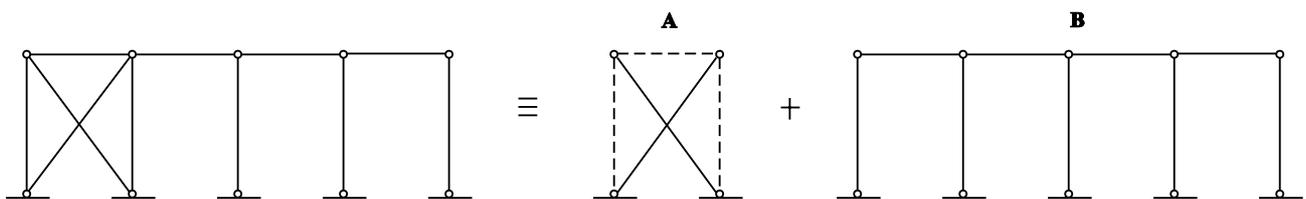


Figura 5 Estructura articulada en la que se definen 2 subconjuntos

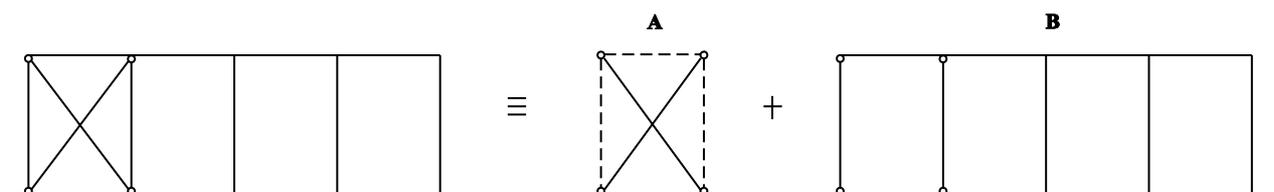


Figura 6 Estructura parcialmente porticada en la que se definen 2 subconjuntos

la figura 5 se muestra una estructura con una clara separación de funciones: las cargas horizontales las soporta el primer subconjunto articulado (A), mientras que con las cargas verticales lo hace el segundo (B). En la figura 6, por contra, dado que el primer subconjunto (B) puede resistir acciones horizontales además de verticales, para definir este sistema como arriostrado es necesario suponer que prácticamente todas las acciones horizontales las soporta el segundo subconjunto (A). En este caso, el primer subconjunto se define como sistema de arriostramiento si su rigidez lateral, expresada por la constante elástica K_a es mucho mayor que la del segundo subconjunto, K_b (en este caso un pórtico o un sistema arriostrado):

$$K_a \gg K_b \quad (1)$$

Esta relación puede aplicarse con facilidad al sistema de la figura 5 dado que la constante K_b es igual a cero y, por tanto, la relación se cumple sin lugar a dudas. Para el sistema de

la figura 6, es necesario calcular y comparar la rigidez de ambos subconjuntos.

4.3 Definición del Eurocódigo

En 5.2.5.3 del Eurocódigo 3 [1] se proporciona la siguiente definición:

“el pórtico puede clasificarse como arriostrado si el sistema de arriostramiento reduce su desplazamiento horizontal en un 80% como mínimo,”

lo que significa que debe determinarse si la rigidez de ambos sistemas satisface la relación:

$$K_a > 0,8 (K_a + K_b)$$

o

$$K_a > 4 K_b$$

5. PÓRTICOS TRASLACIONALES / INTRASLACIONALES

5.1 Introducción

Antes de definir los pórticos traslacionales/intraslacionales, es útil recordar la práctica habitual de cálculo para evaluar la seguridad de las estructuras respecto a la estabilidad. A menudo resulta conveniente aislar los pilares del

en el campo del comportamiento de pilares y vigas-pilares.

Los libros de diseño, documentos orientativos e incluso reglamentos y recomendaciones, al tratar de la estabilidad de los pilares y de los pórticos, suelen utilizar las expresiones: "pórticos traslacionales/intraslacionales", "y" pilares traslacionales/intraslacionales". Para explicar el concepto de traslacionalidad se utilizan figuras como las 7 y 8. El pórtico de la figura 7 se considera del tipo intraslacional y el de la figura 8 como traslacional. Esta forma de representación, basada en la práctica habitual y el sentido común ingenieril, lleva a la errónea suposición de que los pórticos intraslacionales y arriostrados son perfectamente equivalentes y, por tanto, puede utilizarse una u otra definición sin provocar ningún malentendido.

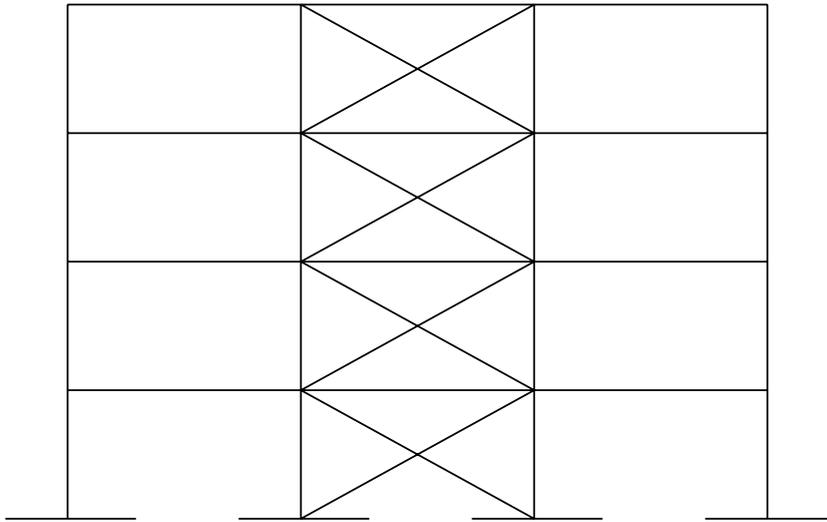


Figura 7 Pórtico arriostrado (aunque puede resultar un pórtico con flecha horizontal si el arriostramiento es muy flexible)

5.2 Definición teórica

En general no puede establecerse la equivalencia entre pórticos "arriostrados" y "pórticos intraslacionales", dado que am-

pórtico y tratar como problemas independientes la estabilidad de unos y otros. Con este propósito, se supone que los pilares tienen restringidos los desplazamientos horizontales de sus extremos y, por tanto, sus extremos sólo están sometidos a los momentos y cargas axiales transmitidos por el pórtico. Entonces se supone que el pórtico, posiblemente por medio de un sistema de arriostramiento, satisface las comprobaciones globales de estabilidad y que la estabilidad global del pórtico no afecta al comportamiento de los pilares. Esto nos permite la suposición habitual de pórtico intraslacional. Este enfoque ha llevado a años de investigación



Figura 8 Pórtico no arriostrado (aunque puede considerarse sin flecha horizontal si es suficientemente rígido, o sea, si resiste cargas horizontales sin sufrir deformaciones)

Los términos se refieren a aspectos distintos del comportamiento de la estructura. El hecho de que las definiciones de “traslacionalidad/intraslacionalidad” aparezcan al evaluar el problema de la estabilidad de pilares y pórticos sugiere que ambas son parte de un tratamiento más sencillo de este problema.

El concepto de pórticos arriostrados y no arriostrados puede definirse en términos ingenieriles por comparación de la rigidez de los sistemas, como se indicaba en secciones previas, y no tiene ninguna implicación directa sobre la estabilidad. El concepto de pórticos sin flecha horizontal no es intrínseco a la estructura: se basa sólo en sus propiedades mecánicas.

De hecho, el significado sísmico de “intraslacional”, no tiene importancia real. Sólo es válido en sentido “teórico”. No hay ninguna estructura, arriostrada o no, en la que no haya desplazamientos. Como mucho, los desplazamientos pueden ser suficientemente pequeños para considerarlos iguales a cero, en sentido ingenieril, a efectos concretos de diseño.

Otra razón para definir “pórticos in/traslacionales” es la necesidad de adoptar un análisis convencional en el que las acciones internas se calculan en base a la forma no deformada de la estructura. Para realizar esta hipótesis es necesario que los efectos de segundo orden sean despreciables, es decir, que no se generen momentos significativos debido a la acción de las cargas verticales sobre la forma deformada de la estructura. Se puede mostrar que esta definición es equivalente a la anterior dado que las cargas verticales de cálculo no provocan momentos significativos si sus valores no se aproximan a la carga elástica crítica de la estructura.

Si hay una interacción entre los comportamientos global y de los pilares, no es posible aislar el pilar. Entonces, debe suponerse que el pilar o el pórtico son de tipo “traslacional”. Desafortunadamente, ha habido poca investigación en este campo y se ha aplicado a los pórticos traslacionales una extrapolación de los mismos procedimientos utilizados en los pórticos intraslacionales. Como resultado también se pro-

vocan imprecisiones debidas al hecho de que el comportamiento real es inelástico y, por tanto, está afectado por todo tipo de imperfecciones, sean de secciones transversales, pilares o pórtico. Además, la inelasticidad de los pilares impide la utilización del familiar concepto de “longitud de pandeo”. El diseño de pórticos traslacionales debe contemplar la estructura como un todo.

En base a estas consideraciones, se pueden establecer las siguientes definiciones de pórticos in/traslacionales:

Un pórtico intraslacional es una estructura que, desde los puntos de vista de la estabilidad y la definición de la acción interna, puede considerarse que tiene desplazamientos pequeños entre plantas. Por tanto, el pandeo de los pilares es independiente del pandeo del pórtico, es decir, uno y otro problema pueden tratarse por separado. Esta definición será cierta si el coeficiente de seguridad sobre el pandeo general es suficientemente grande como para despreciar el pandeo global al realizar la comprobación respecto al pandeo de los pilares. En base a esta definición, queda claro que tener un pórtico sin flecha horizontal no es una característica intrínseca del mismo, ya que el coeficiente de seguridad sobre la carga crítica depende de la magnitud de las cargas de cálculo verticales que actúan sobre la estructura.

Mientras que es posible definir si un pórtico está o no arriostrado evaluando la rigidez de sus barras, para evaluar si es de tipo intraslacional, es decir, que pueden despreciarse los efectos de segundo orden, deben conocerse las cargas de cálculo verticales. Es algo comprensible dado que ni siquiera las estructuras muy flexibles presentan efectos de segundo orden si las cargas verticales son prácticamente nulas.

5.3 Definición del Eurocódigo

La definición de 5.2.5.3 del Eurocódigo 3 [1] es:

“Un pórtico puede clasificarse como pórtico intraslacional si su respuesta a las fuerzas

horizontales en el plano es suficientemente rígida para que sea aceptablemente preciso despreciar cualquier esfuerzo o momento interno generado por los desplazamientos horizontales de sus nudos”.

El examen de esta definición no revela a primera vista la relación entre flecha horizontal e inestabilidad. No obstante, el Eurocódigo también proporciona la siguiente regla de aplicación:

“Un pórtico puede clasificarse como pórtico intraslacional para una carga dada si la relación de carga elástica crítica V_{sd}/V_{cr} de dicha carga satisface:

$$\frac{V_{sd}}{V_{cr}} \leq 0,1$$

donde V_{sd} es el valor de cálculo de la carga vertical total

y V_{cr} es el valor elástico crítico de agotamiento en modo de desplazamiento horizontal”.

Esta regla de aplicación confirma que la definición de un pórtico como pórtico sin flecha horizontal depende de las cargas verticales. Además establece que un coeficiente de seguridad sobre el pandeo general igual a 10 es suficiente para tratar el problema de forma independiente del pandeo de los soportes.

6. RESUMEN FINAL

- Se han proporcionado algunas definiciones que aclaran el significado de palabras que a veces se utilizan de forma inadecuada a distintas estructuras.
- Se ha indicado la importancia de introducir en el diseño y el análisis los pórticos con y sin flecha horizontal.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode No. 3: "Design of Steel Structures": ENV 1993-1-1: Part 1.1: General Rule and Rules for Buildings, CEN, 1992.

[2] Astaneh, A., Demand and supply of ductility in steel shear connections, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 14, 1989.

[3] Cosenza, E., DeLuca, A., Faella, C., Nonlinear behaviour of framed structures with semi-rigid joints, *Costruzioni Metalliche*, 199-211. 1984.

[4] Cosenza, E., DeLuca, A., Faella, C., Inelastic buckling of semi-rigid sway frames, *Structural*

connections: stability and strength, London, Elsevier Applied Science, 1989.

[5] Cosenza, E., DeLuca, A., Faella, C., Elastic buckling of semi-rigid sway frames, *Structural connections: stability and strength*, London, Elsevier Applied Science, 1989.

8. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Ballio, G. and Mazzolani, F.M. *Theory and Design of Steel Structures*, Chapman & Hall, London, 1983.

2. Davison, J.B. and Nethercot, D.A. *Overview of connection behaviour*, *Structural connections: stability and strength*, London, Elsevier Applied Science, 1989.

3. Dowling, P.J., Knowles, P.R., Owens, G.W., *Structural Steel Design*, Butterworths, London, 1988.

4. Galambos, T.V. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 4th Edition, John Wiley & Sons, New York, 1988.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

**Lección 16.9: Métodos de Análisis para Pórticos
de Varias Plantas**

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los factores que se tienen en cuenta en el análisis de edificios de varias plantas y los métodos que pueden adoptarse.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 2.3: Bases para la Determinación de Cargas

Lecciones 2.7: Introducción al Diseño de Edificios de Varias Plantas

Lecciones 7: CAD/CAM

LECCIONES AFINES

Lección 16.7: Anatomía de Edificios de Varias plantas

Lección 16.10: Edificios de Varias Plantas Arriostrados e Intraslacionales

Lección 16.13: Proyecto de Pórticos de Varias Plantas con Resistencia Plástica Parcial y Uniones Semirrígidas

Lección 16.15: Proyecto de Edificios Altos

RESUMEN

Se presentan los métodos de analizar los elementos estructurales descritos en la lección 16.7.

Se tienen en cuenta los aspectos siguientes:

- Objetivos del Análisis
- Condiciones de Servicio
- Efectos de las Cargas
- Hipótesis de Análisis
- Métodos Manuales
- Métodos Computarizados
- Sistemas Futuros

1. INTRODUCCIÓN

La lección 16.7 explicaba el montaje de los elementos estructurales que conforman la estructura de los edificios de varias plantas. Esta lección examina los procedimientos que se deben adoptar para realizar un análisis de la estructura. Debe tenerse en cuenta que los métodos de análisis

concretos para determinados tipos de estructuras (con uniones rígidas, momento por carga de viento, arriostramiento, resistencia plástica parcial) son, por razones de claridad, explicados en las adecuadas lecciones posteriores. El objetivo de esta lección es presentar la filosofía general del análisis de pórticos e identificar las consideraciones habituales para todos los tipos de pórtico.

2. OBJETIVOS Y CONSIDERACIONES PRELIMINARES

Los objetivos del análisis son:

- Conseguir un mejor conocimiento del comportamiento estructural bajo la acción de las cargas aplicadas.
- Determinar conjuntos de acciones aplicadas que estén en equilibrio con las reacciones y que se puedan utilizar para el diseño de elementos estructurales concretos.
- Predecir los movimientos estáticos y dinámicos de la estructura y su efecto en los acabados y la comodidad de los ocupantes de los edificios.

Para determinar si la estructura es satisfactoria, se compara la respuesta estructural con los límites normativos correspondientes, p. ej. tensiones en las barras, respuesta local y general a la flexión, criterios de estabilidad, etc.

Naturalmente, es importante que el modelo supuesto en el análisis sea representativo de la forma en la que se comportará la

estructura propuesta. Como resultado, es importante que antes de realizar un análisis se tenga en cuenta:

- Una evaluación del tipo de edificio. Por ejemplo, el tipo de forjado y su capacidad de distribuir fuerzas horizontales o la naturaleza del cerramiento y cómo distribuirá la carga aplicada por el viento.
- La geometría general del edificio y el tipo de cimientos. En estructuras grandes, pueden ser precisas juntas de dilatación que romperán la integridad general de la estructura.
- En estructuras con áticos a distintos niveles, y por tanto con intensidades de carga sobre el suelo significativamente distintas, el análisis debe tener en cuenta la capacidad de asiento del suelo debida a la interacción suelo-estructura o la necesidad ocasional de una articulación estructural (figura 1).
- Es particularmente importante identificar la trayectoria de la carga a través de la estructura, es decir, cómo se transmiten a la estructura primaria las acciones permanentes y variables y cómo esta las transmite a los cimientos (figura 2).

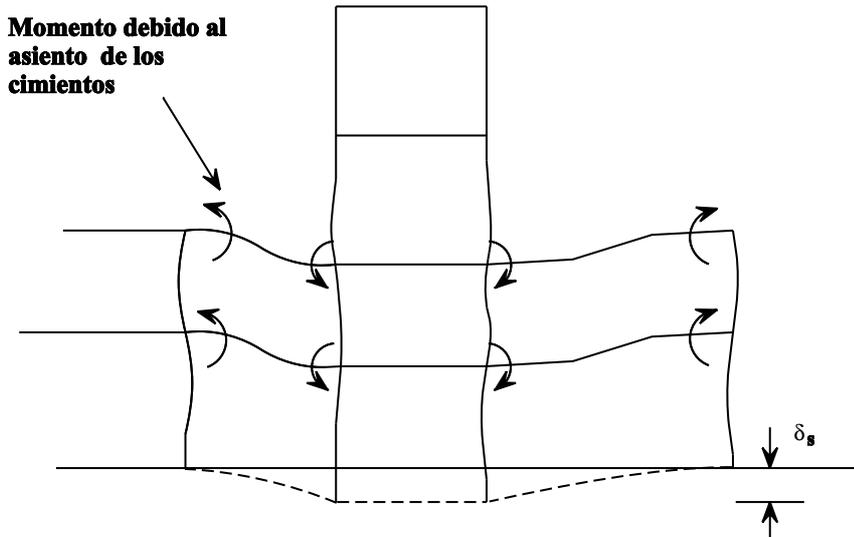


Figura 1 Efecto posible del movimiento del suelo sobre el análisis del pórtico

- La naturaleza y magnitud de las acciones permanentes y variables y las combinaciones concomitantes que pueden tener los efectos más adversos en la estructura.
- Una comprensión de la economía de los edificios, incluidos los procesos de fabricación y montaje. Especialmente, debe considerarse la disposición ideal del pórtico estructural primario y si la naturaleza del pórtico, p. ej. las conexiones simples o rígidas entre vigas y pilares, son adecuadas para la estructura.

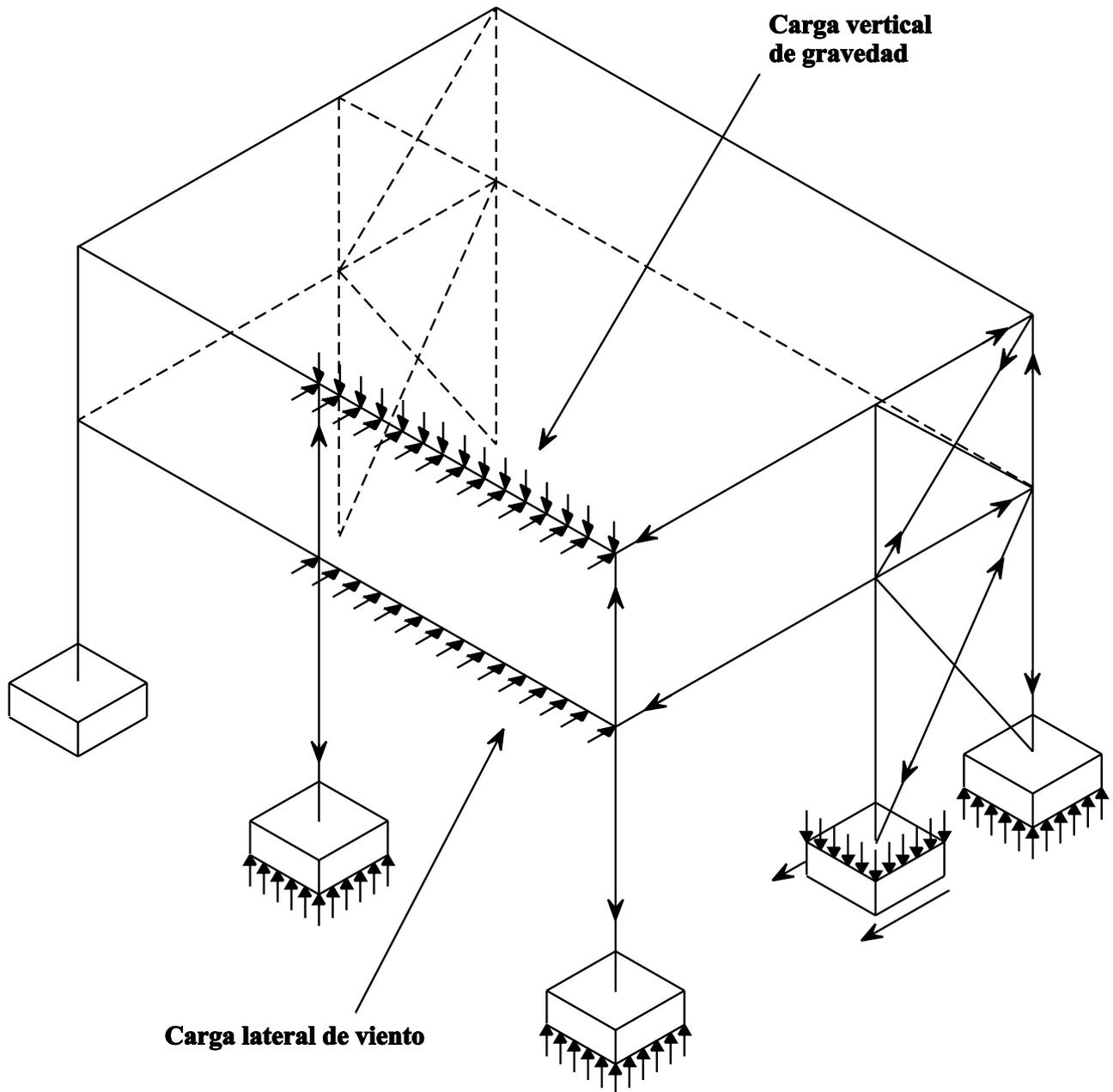


Figura 2 Transferencia de acciones externas a los cimientos

- La estabilidad general del pórtico y su capacidad para resistir fuerzas laterales. En concreto, si la estructura presenta arriostra-

mientos o si las fuerzas laterales debe resistirlas la acción del pórtico.

3. ACCIONES

Para el análisis de los edificios de varias plantas se consideran las siguientes categorías de cargas:

3.1 Acciones permanentes

Estas acciones incluyen:

- Peso propio de los elementos estructurales (losas, vigas, pilares, arriostramiento).
- Solados.
- Falsos techos.
- Servicios.
- Particiones fijas.
- Protección contra incendios.
- Cerramiento.

La documentación de los fabricantes proporciona información sobre la carga característica de los respectivos productos.

3.2 Acciones Variables - Carga Impuesta

La carga impuesta mínima se basa en la utilización del edificio considerado y se indica en los reglamentos locales. A menudo los edificios se proyectan especificando cargas impuestas superiores a estos mínimos, para aumentar su flexibilidad respecto a usos futuros. Los aspectos a considerar son:

- Personas.
- Mobiliario.
- Tabiques móviles.
- Equipos.
- Almacenamiento.
- Cargas de nieve sobre la cubierta.

Normalmente, para las cargas impuestas basta con un análisis estático, pero puede ser necesario un análisis dinámico para evaluar los efectos de:

- Fenómenos sísmicos.
- Impacto de vehículos.
- Transmisión de ruido y vibraciones de instalaciones del edificio o carreteras o vías férreas cercanas.
- Vibraciones de los forjados debidas al desplazamiento de los ocupantes, normalmente evaluadas considerando el efecto de un “taconeo” estándar.

La figura 3 muestra los límites generalmente aceptados (umbrales de molestia) de las vibraciones generadas por los caminantes.

3.3 Acciones variables - Cargas del Viento

La magnitud de la carga de viento de cálculo que aplicar a un edificio depende de la ubicación y topografía local de la obra. Para describir los distintos tipos de cargas de viento se utilizan estos términos:

- Valor: Efecto estático debido a un viento continuo alrededor del edificio. Normalmente se basa en la velocidad media del viento en una hora. La magnitud disminuye al aumentar la irregularidad del terreno que debe atravesar el viento antes de llegar al edificio.
- Rachas: Efecto dinámico de las ráfagas sobre el edificio. La magnitud de este efecto disminuye al aumentar el tamaño del edificio dado que una sola ráfaga no es capaz de envolver en su totalidad un edificio grande. La magnitud aumenta con la irregularidad del terreno.
- Resonancia: Efecto dinámico debido a la interacción de la flexibilidad del edificio y las ráfagas aplicadas. La magnitud aumenta con la altura del edificio y se reduce con la masa y el amortiguamiento.

También pueden presentarse efectos normales a la dirección del viento:

- Sustentación: Efecto, estático y dinámico, de elevación debido a la forma del edificio.
- Buffeting: Efecto dinámico debido a fluctuaciones de la dirección del viento.
- Vórtices: Efecto dinámico de creación de turbulencias en lados alternos a sotavento del edificio.

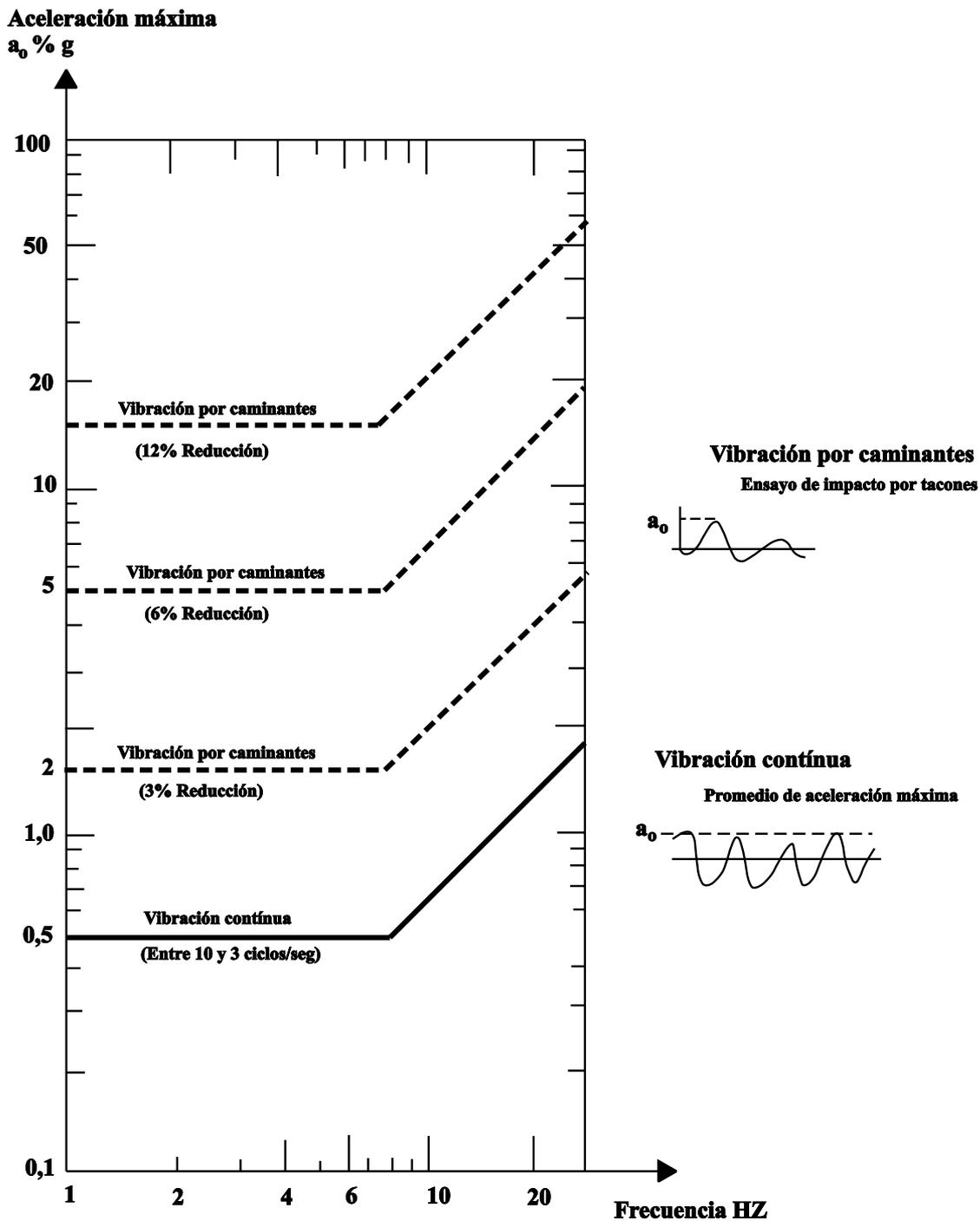


Figura 3 Umbrales de modestia de vibraciones generadas en los forjados por los caminantes (uso residencial, escuelas, oficinas)

En edificios de varias plantas de baja y media altura, normalmente son innecesarios complejos análisis del viento y pueden utilizarse las cargas estáticas equivalentes definidas en los reglamentos locales (si están disponibles) o en el Eurocódigo 1. Los efectos normales a la dirección del viento no suelen ser significativos para el análisis del estado límite último, pero pueden tener una gran influencia en la comodidad. En la figura 4 se muestran algunos niveles tolerables de las vibraciones provocadas por el viento.

pero en la Europa del Sur es una acción importante. Depende de:

- El grado sísmico de la zona.
- Condiciones locales del terreno.
- Período del edificio (función de la altura, la masa y la rigidez lateral).
- Forma y materiales estructurales.

3.4 Fenómenos sísmicos

Normalmente, en Europa del Norte no es necesario tener en cuenta la actividad sísmica,

Los edificios sometidos a fuerzas sísmicas deben proyectarse pensando no sólo en la resistencia sino también en la ductilidad. En las lecciones 21 se ofrecen detalles sobre el diseño antisísmico.

Aceleración según el pto. máximo (mili-g)

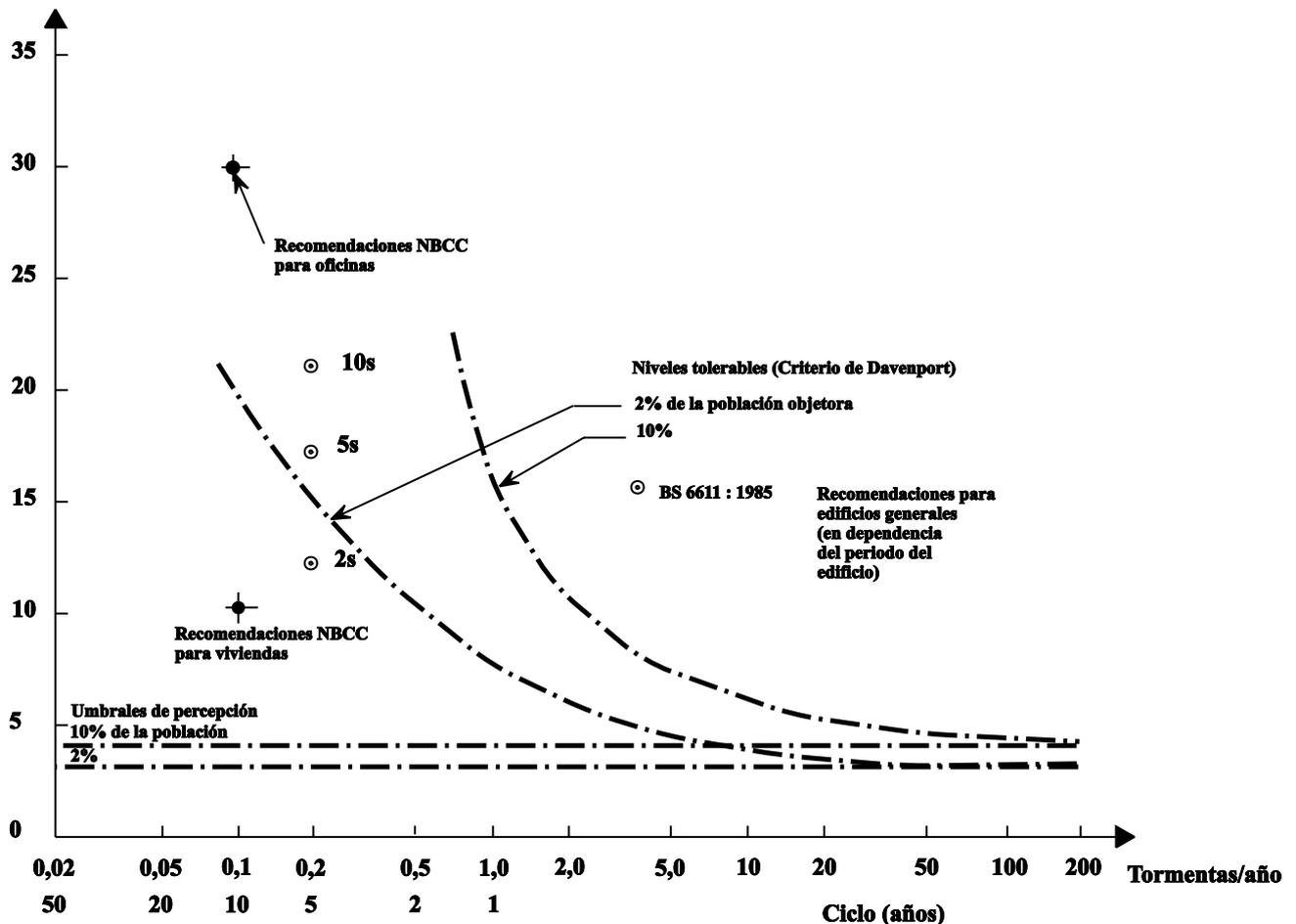


Figura 4 Niveles tolerables de las vibraciones provocados por el viento

3.5 Temperatura

En función del tamaño y la distribución de la estructura, las deformaciones unitarias debidas a cambios de temperatura pueden ser importantes. Por ejemplo, si un edificio ancho tiene estructuras de arriostramiento rígidas en ambos extremos, se generaran deformaciones por diferencias térmicas entre la superestructura y los cimientos, provocando grandes fuerzas internas en las vigas y arriostramientos (figura

5a). Para evitarlo, pueden colocarse los arriostramientos en el centro de la estructura, lo que permite una expansión de las barras sin ninguna restricción (figura 5b) y así no se generan fuerzas internas adicionales.

Los efectos térmicos pueden tenerse en cuenta adoptando un campo de temperaturas adecuado (dependiente de la ubicación y utilización del edificio) y un coeficiente de expansión térmica del acero.

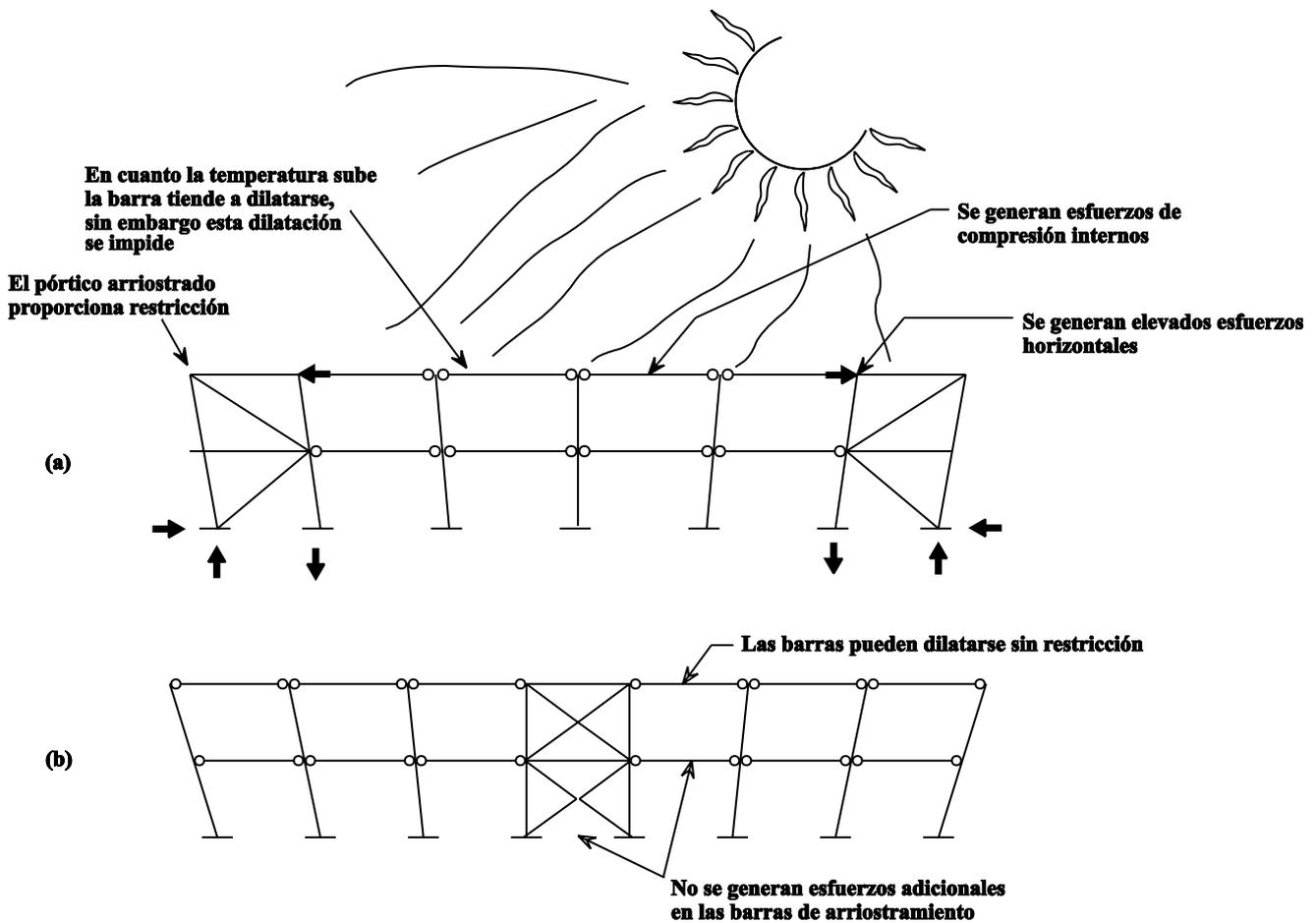


Figura 5 Efectos de la dilatación térmica sobre estructuras arriostradas

4. ESTADOS LÍMITE

Debe analizarse la estructura para garantizar que la probabilidad de alcanzar alguno de los estados límite en los que sería inadecuado para su uso previsto a lo largo de la vida prevista del edificio sea aceptablemente baja.

4.1 Estado Límite Último

El estado límite último tiene en cuenta los requisitos de resistencia y estabilidad de la estructura; básicamente es un criterio de colapso. Las cargas características individuales se multiplican por los coeficientes adecuados para obtener las cargas de cálculo y se tiene en cuenta

γ_Q es el coeficiente de mayoración de la carga variable

En la tabla 1 se muestran los coeficientes de mayoración propuestos por el Eurocódigo 3 [1] para el cálculo en estado límite último. Debe tenerse en cuenta que las acciones permanentes efectivas son el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales mientras que las acciones variables son las cargas aplicadas, como las del viento, las impuestas sobre el forjado, las de asiento, etc. Si se considera que conviven varias acciones variables, se reducen los coeficientes de mayoración para reflejar la reducción de probabilidades de que esta combinación de cargas se produzca realmente en la estructura, es decir:

	Acciones permanentes (γ_G)	Acciones variables (γ_Q)	
		Acción variable principal	Acciones variables adicionales
Efecto favorable $\gamma_{F, inf.}$	1,0 [*]	0,0	0,0
Efecto desfavorable $\gamma_{F, sup.}$	1,35 [*]	1,5	1,5

Tabla 1 Coeficientes de carga según Eurocódigo 3

ta la respuesta del elemento o de toda la estructura aplicando la combinación realista más desfavorable. Una expresión simplificada que sólo tiene en cuenta la acción variable más desfavorable sería:

$$F_d = \sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

donde

F_d es la acción de cálculo

G_k es la carga permanente característica

Q_k es la carga variable característica

γ_G es el coeficiente de mayoración de la carga permanente

$$F_d = \sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0,9 \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

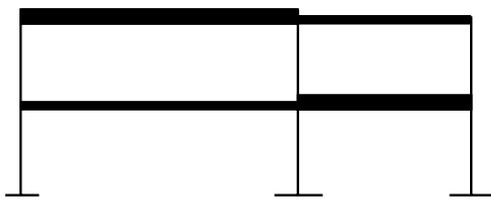
La figura 6 muestra cómo pueden aplicarse estos coeficientes de mayoración a la determinación de las condiciones de cálculo más críticas a una gama de distintos tipos de pórticos. La tolerancia para imperfecciones se explica en el apartado 6.

4.2 Estado Límite de Servicio

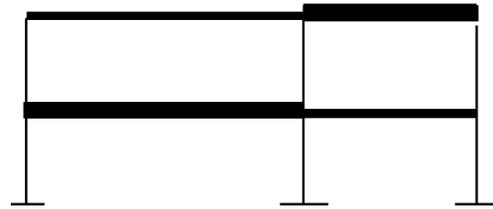
El estado límite de servicio de las estructuras metálicas refleja:

- deformaciones o flechas que afectan adversamente el aspecto o la utilización eficaz de

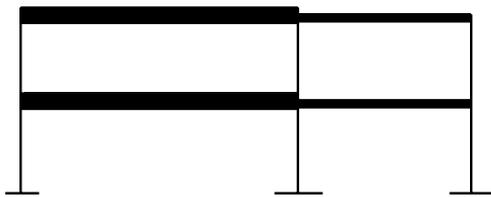
Cargas de Gravedad



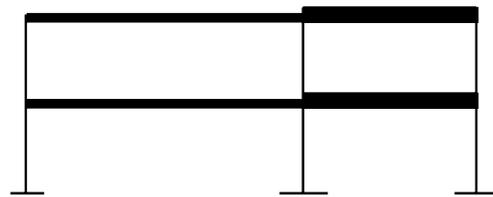
(1)



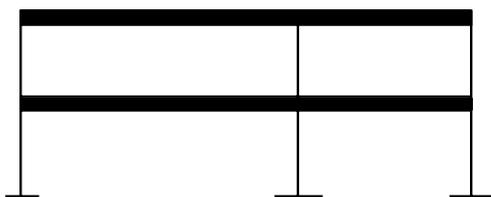
(2)



(3)



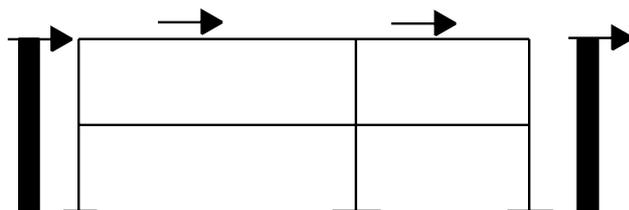
(4)



(5)

— $\gamma_G = 1,0$ o $1,35$, $\gamma_Q = 0,0$

— $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,5$



(6)

$\gamma_w = 1,5$

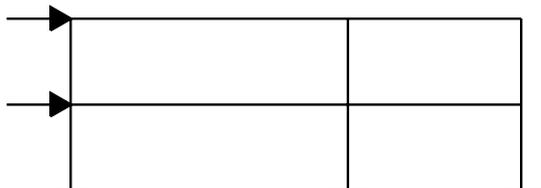
En combinación con (1)-(5),

$\gamma_w = 1,35$, $\gamma_Q = 1,35$ o $0,0$

$\gamma_G = 1,35$, o $1,0$

(Nota: esta carga es reversible)

Cargas de imperfección.



(7)

Deberán incluirse en todas las combinaciones de carga considerada.

La carga de imperfección está relacionada con la carga de gravedad.

(Nota: Esta carga es reversible)

Figura 6 Aplicación de los coeficientes de la tabla 1

Tipo de pórtico	Método de análisis global	Tipos de conexiones
Simple	Articuladas	Nominalmente articulada. Nominalmente articulada.
Continuas	Elástico	Rígida. Nominalmente articulada (6.4.3.1).
	Plástico-a	De resistencia plástica total. Nominalmente articulada.
	Elastoplástico	Rígido a tensión total. Nominalmente articulada.
Semicontinuo	Elástico	Semirrígida. Rígida. Nominalmente articulada.
	Plástico-a	De resistencia plástica parcial. De resistencia plástica total. Nominalmente articulada.
	Elastoplástico	Semirrígido de resistencia plástica parcial. Rígido de resistencia plástica parcial. Semirrígido de resistencia plástica total. Rígido a tensión total. Nominalmente articulada.

Tabla 2 Métodos de análisis global indicados en Eurocódigo 3 para distintos tipos de pórtico y conexión

- la estructura (incluido el correcto funcionamiento de máquinas y servicios).
- vibración, oscilación o movimiento lateral que provoca molestias a los ocupantes del edificio o daños a su contenido.
 - deformaciones, flechas, vibraciones, oscilaciones o desplazamientos laterales que provocan perjuicios en los acabados y elementos no estructurales.
- El Eurocódigo 3 [1] ofrece orientaciones para garantizar que no se superan estos límites.

n_s	n_c	2	3	4	5	6	7	8
1		1/200	1/220	1/230	1/240	1/245	1/250	1/255
2		1/240	1/260	1/275	1/285	1/290	1/295	1/300
3		1/275	1/300	1/315	1/325	1/335	1/345	1/375
4		1/300	1/325	1/345	1/355	1/365	1/375	1/400
5		1/315	1/350	1/365	1/375	1/385	1/400	1/400
6		1/325	1/360	1/375	1/390	1/400	1/400	1/400

n_s es el número de plantas.
 n_c es el número de pilares por planta.

$$\phi = k_c k_s \phi_0$$

con $\phi_0 = 1/200$

$$k_c = \sqrt{0,5 + 1/n_c} \leq 1$$

$$k_s = \sqrt{0,2 + 1/n_s} \leq 1$$

Tabla 3 Imperfección transversal ϕ

Al evaluar el rendimiento en servicio de la estructura sometida a una carga simple variable además de la carga permanente (peso propio), los coeficientes de carga son unidad. La estructura se analiza ante acciones características. No obstante, si se evalúa la respuesta en servicio con más de una acción variable, o si se tiene en cuenta la respuesta dinámica, el Eurocódigo 3 [1] indica tres tipos de combinaciones de cargas:

- Combinación poco habitual

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinación cuasi-permanente

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Los coeficientes de la fórmula anterior (ψ_0 , ψ_1 y ψ_2) varían y se encuentran explicados en los Documentos Nacionales de Aplicación del Eurocódigo 3 de los distintos estados miembros. La combinación poco habitual, como su nombre indica, tiene en cuenta una gran proporción de la acción variable en comparación con la supuesta en la combinación frecuente. El Eurocódigo 3 exige que se tenga en cuenta la combinación de cargas poco frecuente al realizar una aproximación de las flechas de los elementos o de toda la estructura, mientras que la combinación de cargas frecuente se tiene en cuenta al evaluar la respuesta dinámica de la estructura.

5. CLASIFICACIÓN DE PÓRTICOS

Al analizar un pórtico estructural, es importante clasificarlo como intraslacional o traslacional, arriostrado o sin arriostrar. La clasificación del pórtico determina el método de análisis global que debe emplearse y la influencia de los efectos secundarios en las acciones del pórtico (véase la lección 16.8).

5.1 Clasificación como Arriostrado / Sin Arriostrar

El pórtico se clasifica como arriostrado o sin arriostrar según la rigidez relativa del sistema de arriostramiento que proporciona resistencia a las fuerzas laterales.

El criterio para un pórtico arriostrado es que el sistema de arriostramiento sea al menos cinco veces más rígido que la rigidez lateral del pórtico. Debe observarse que los pórticos simples con sistemas de arriostramiento satisfacen automáticamente este requisito. En ausencia de un sistema de arriostramiento, un pórtico simple tiene una rigidez lateral nula.

En un pórtico previsto como arriostrado, el sistema de arriostramiento debe estar diseñado para resistir todas las cargas laterales aplicadas a la estructura, incluidas las generadas por las imperfecciones del pórtico (véase el apartado 6).

Un pórtico que se clasifica como arriostrado se considera automáticamente como pórtico intraslacional. Un pórtico que se prevé sin arriostramiento debe clasificarse como pórtico traslacional o intraslacional con posterioridad.

5.2 Clasificación como Traslacional o Intraslacional

Un pórtico se clasifica como intraslacional para una carga dada si satisface el criterio:

$$\frac{V_{sd}}{V_{cr}} \leq 0,1 \quad \text{donde}$$

V_{sd} es el valor de cálculo de la carga vertical total

V_{cr} es la carga crítica elástica del pórtico en modo traslacional.

Los pórticos de varias plantas de vigas y pilar es en el plano, en los que las vigas se unen con cada pilar en cada planta, pueden clasificarse como pórticos intraslacionales para una combinación de cargas dada simplemente determinando si se cumple esta condición:

$$\left[\frac{\delta}{h} \right] \left[\frac{V}{H} \right] \leq 0,1$$

donde

δ es el desplazamiento en la altura de una planta (desplazamiento entre plantas)

h es la altura de la planta

V es la reacción vertical del forjado inferior (suelo) de una planta

H es la reacción horizontal en la parte inferior de una planta.

Posteriormente debe comprobarse la estabilidad general frente al movimiento horizontal de los pórticos clasificados como traslacionales por medio del procedimiento indicado en el Eurocódigo 3 [1].

6. CONSIDERACIÓN DE LAS IMPERFECCIONES

En el análisis global de cualquier pórtico deben incluirse los efectos de sus imperfecciones. En la práctica, las imperfecciones se tratan como un caso de carga en combinación con todas las combinaciones de cargas críticas que actúan sobre el pórtico.

En el Eurocódigo 3 [1], los efectos de las imperfecciones se cuantifican en términos de un desplome de los pilares (véase la figura 7), que puede analizarse mediante una fuerza horizontal equivalente (véase la figura 8).

Las imperfecciones ϕ pueden determinarse directamente a partir de la tabla 3. El número de pilares n_c incluye solo los pilares principales bajo carga (es decir, sólo los que soportan más del 50% de la carga media soportada por todos los pilares del pórtico considerado) que se extienden a través de todas las plantas consideradas al evaluar n_s . De forma similar, el número de plantas n_s sólo incluye los forjados y cubiertas conectados a todos los pilares incluidos al evaluar n_c . Se adopta un solo valor de ϕ para todo el pórtico. Si la disposición de pilares es tal que es posible

calcular más de un valor, es admisible escoger el valor que tiene el efecto más beneficioso. Cualquier otra elección será conservadora. Los valores de ϕ abarcan desde un límite máximo de 1/200 a un límite menor alrededor de 1/630.

La fuerza horizontal equivalente ϕF de cada nivel de cubierta y forjado se calcula multiplicando la proporción de carga vertical, F , aplicada a ese nivel por la imperfección transversal, ϕ (véase la figura 8).

Las fuerzas horizontales equivalentes pueden aplicarse en cualquier dirección horizontal, pero sólo en una cada vez.

En los apoyos, las fuerzas horizontales equivalentes obtenidas de multiplicar las reacciones verticales por ϕ se aplican de manera que las fuerzas horizontales de todo el pórtico constituyan un sistema cerrado, lo que tiene por resultado una reacción horizontal neta nula en ausencia de las cargas horizontales reales.

Debe enfatizarse que las fuerzas horizontales equivalentes resultantes deben aplicarse adicionalmente a cualquier otra fuerza horizontal que esté actuando.

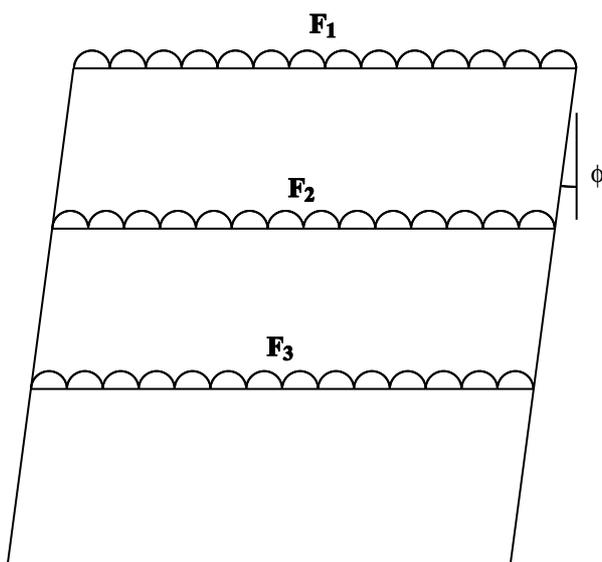


Figura 7 Rotación inicial ϕ por flecha horizontal, en la que se cuantifican las imperfecciones del pórtico

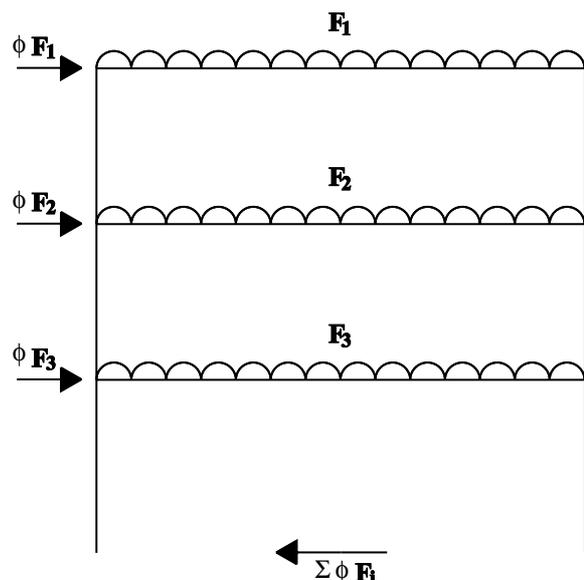


Figura 8 Las fuerzas horizontales equivalentes debidas a las imperfecciones que generan la flecha

7. MODELO Y MÉTODO DE ANÁLISIS

La modelización de los sistemas estructurales se tratará en el anexo H de una próxima revisión del Eurocódigo 3 [2]. Mientras, se aplican los siguientes principios generales.

Es habitual suponer que las barras de un pórtico tienen ejes que se intersectan en un punto. La forma en la que se sitúan las acciones de cálculo en el pórtico depende de la naturaleza de las uniones y las medidas aplicadas para resistir las cargas laterales. La tabla 3, extraída del Eurocódigo 3, muestra los distintos métodos de análisis global permitidos en función del tipo de estructura y unión.

7.1 Pórticos Simples

El método de análisis y cálculo de un pórtico simple se trata en profundidad en la lección 16.10. El pórtico incorpora un sistema de arriostramiento independiente calculado para resistir

las cargas laterales y ofrecer estabilidad lateral a la parte de la estructura que resiste las cargas gravitatorias (véase la figura 9).

El modelo supone que:

- Las barras se intersectan en uniones articuladas.
- La necesaria flexibilidad de las uniones puede provocar alguna deformación no elástica de las piezas unidas (distintas de los dispositivos de unión).
- Los pilares no están sujetos a ningún momento directo transmitido a través de la unión.

Como resultado, la estructura queda estáticamente determinada.

Los pórticos simples se proyectan invariablemente como pórticos intraslacionales (véase el apartado 5) y, como resultado, el efecto de las deformaciones de las mismas en la distribución de fuerzas y momentos internos puede ignorarse.

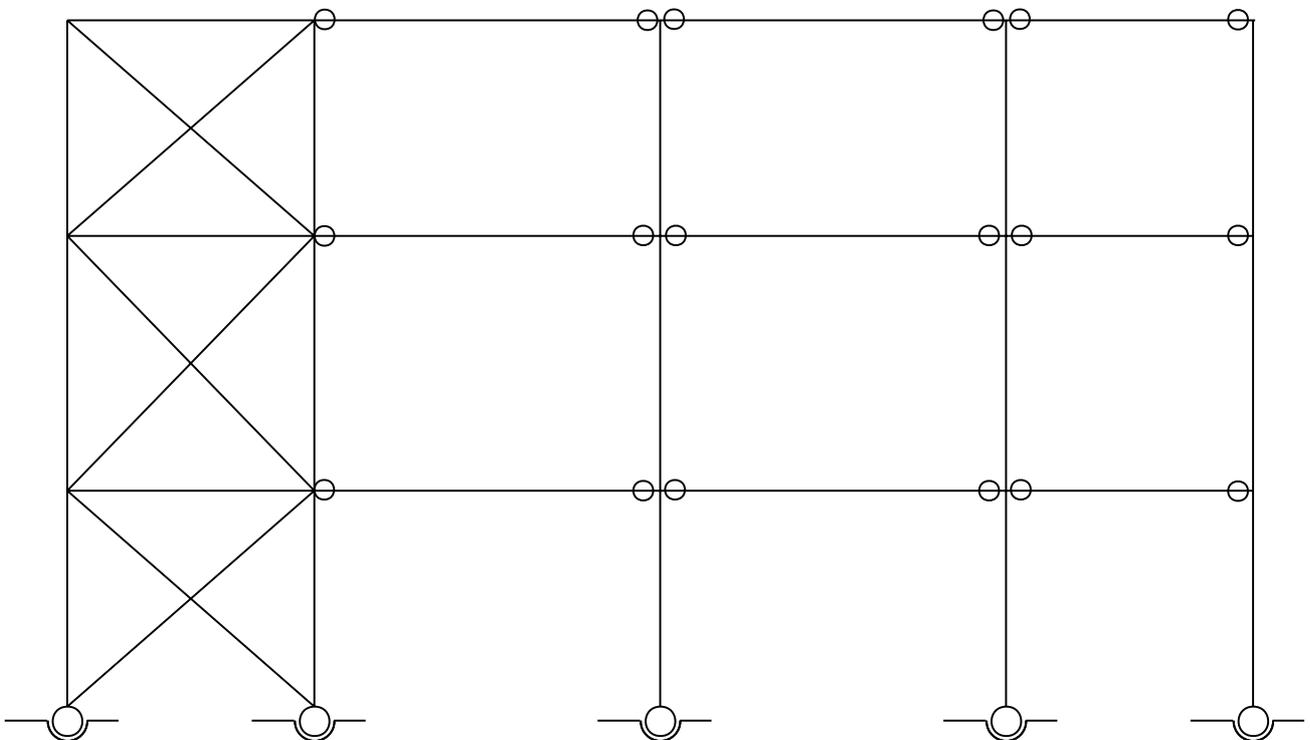


Figura 9 Pórtico simple con arriostramiento

7.2 Pórticos Continuos

Estas estructuras son estáticamente indeterminadas. En la lección 16.13 se presenta un enfoque detallado del análisis y cálculo de estructuras de resistencia plástica parcial (o parcialmente continuas), mientras que en aquellas en las que se supone continuidad total se tratan en la lección 16.14.

La determinación de las fuerzas internas de pórticos continuos puede realizarse por medio de:

- análisis elástico global, o bien
- análisis plástico global.

Mientras que los métodos de análisis elástico global pueden utilizarse en general, el análisis plástico global sólo es aplicable si las barras del pórtico son del tipo adecuado para permitir el desarrollo de rótulas plásticas.

7.2.1 Análisis elástico de primer orden

En un análisis de primer orden, se ignoran las acciones secundarias adicionales debidas a la deformación de la estructura (véase la figura 10). Esta hipótesis sólo es válida en los casos siguientes:

- Si el pórtico está clasificado como arriostrado (véase el apartado 5.1).
- Si el pórtico está clasificado como pórtico intraslacional (véase el apartado 5.2).
- Si se utiliza un método en el que se hace una consideración indirecta de los efectos de segundo orden (amplificación).

En este último caso, los momentos transversales obtenidos de un análisis elástico lineal de primer orden se multiplican por el coeficiente:

$$(Fórmula 1) \frac{1}{1 - V_{sd} / V_{cr}}, \text{ para } \frac{V_{sd}}{V_{cr}} \leq 0,25$$

donde

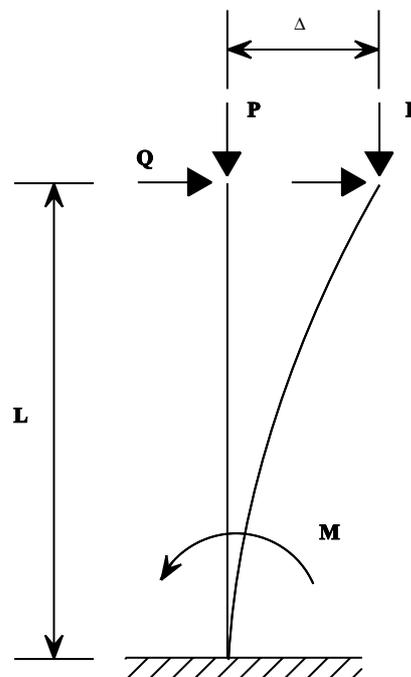
V_{sd} es el valor de cálculo de la carga vertical total.

V_{cr} es el valor elástico crítico en modo traslacional.

Para estructuras porticadas convencionales, el coeficiente $\frac{V_{sd}}{V_{cr}}$ puede determinarse así:

$$\frac{V_{sd}}{V_{cd}} = \left(\frac{\delta}{h}\right) \left(\frac{V}{H}\right)$$

El método de análisis elástico de primer orden constituye enfoque práctico. La mayoría de oficinas de proyectos disponen de programas de ordenador capaces de realizar este



Antes de producirse la flecha
 $M = Q \times L$

Después de producirse la flecha
 $M = Q \times L + P \times \Delta$

Sin embargo, en el análisis lineal se ignora el valor $P \times \Delta$, lo que es tolerable si $Q \times L \gg P \times \Delta$

Figura 10 Efecto P- Δ

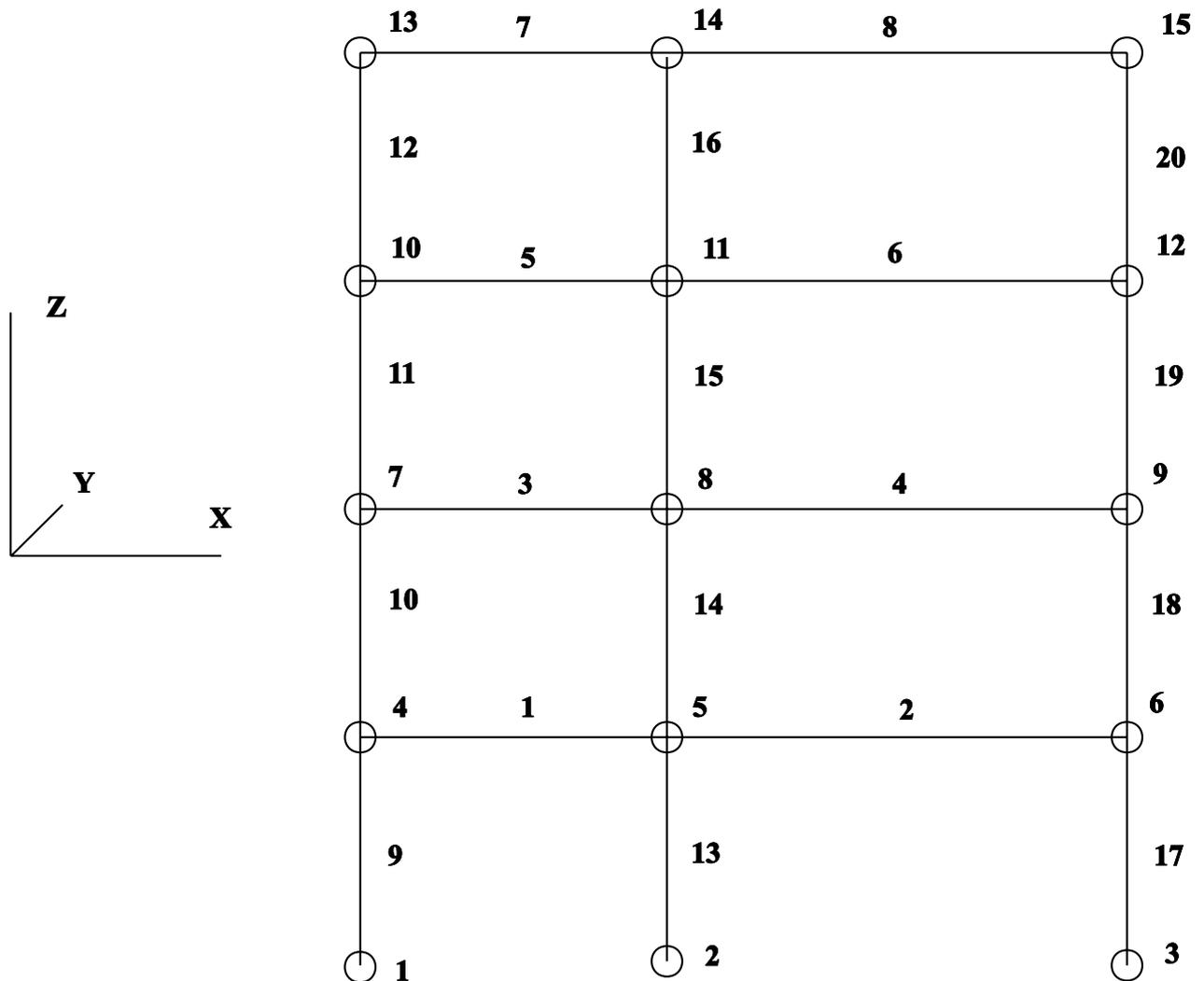


Figura 11 Gráfico habitual realizado por ordenador

análisis sobre estructuras con un elevado grado de indeterminación. Las figuras 11, 12 y 13 muestran algunos resultados gráficos habituales de análisis de primer orden realizados por ordenador.

Como alternativa, pueden realizarse cálculos manuales de las subestructuras adecuadas (véase la figura 14) que incluyan un número reducido de barras. Estos cálculos sencillos también se recomiendan como comprobación de los resultados del ordenador.

Al realizar el análisis de una subestructura aislada, es importante que:

- La subestructura sea verdaderamente representativa de la estructura global.
- Las condiciones de contorno seleccionadas sean adecuadas.
- Se tengan en cuenta los posibles efectos adversos entre subestructuras adyacentes.

7.2.2 Análisis plástico global

El análisis plástico global puede realizarse por medio de:

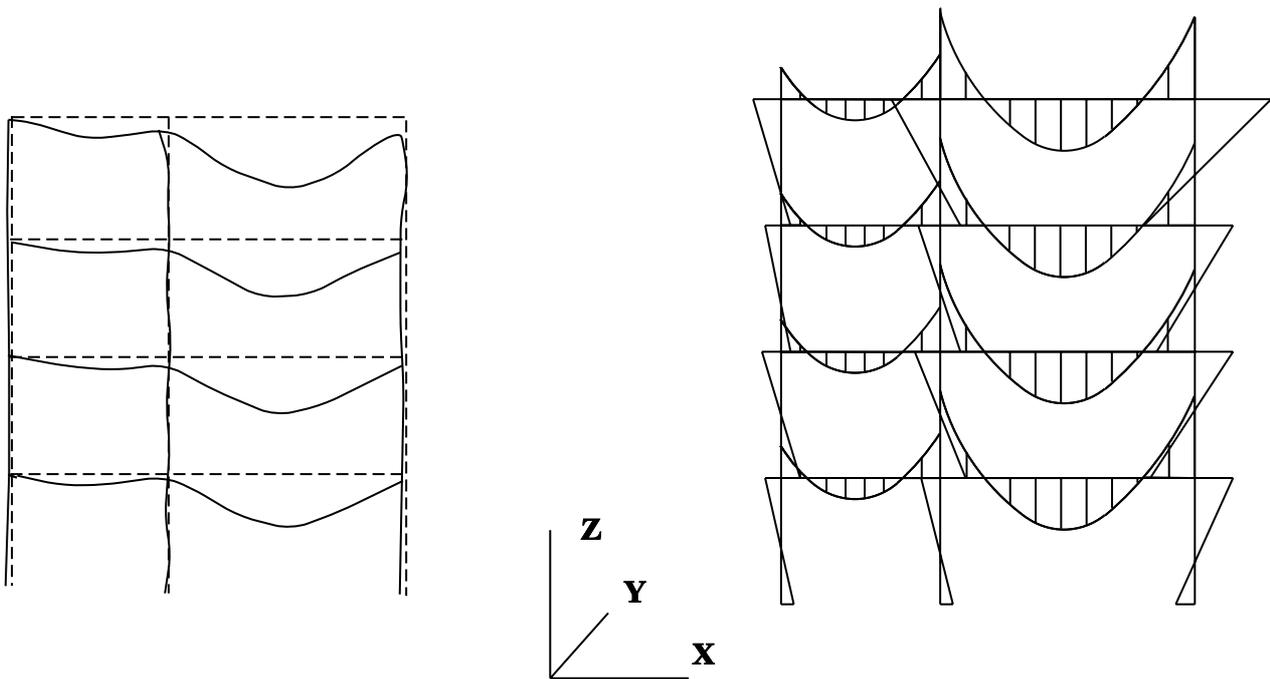


Figura 12 Gráficos realizados por ordenador que muestran los desplazamientos y momentos flectores para cargas predominantemente verticales

- Métodos de análisis plástico-rígido (es decir, plástico simple), o
- Métodos elastoplásticos.

Los métodos elastoplásticos precisan de programas de ordenador complejos que permitan tener en cuenta los efectos de segundo orden.

Como herramienta de cálculo, el Eurocódigo 3 [1] presenta un método de análisis rígido-plástico que tiene en cuenta los efectos secundarios amplificando las fuerzas y los momentos internos de cálculo por medio del coeficiente dado en la Fórmula (1). El método sólo es aplicable si los pórticos están empotrados en los cimientos, y la única rótula que se forma en el soporte se encuentra en su base

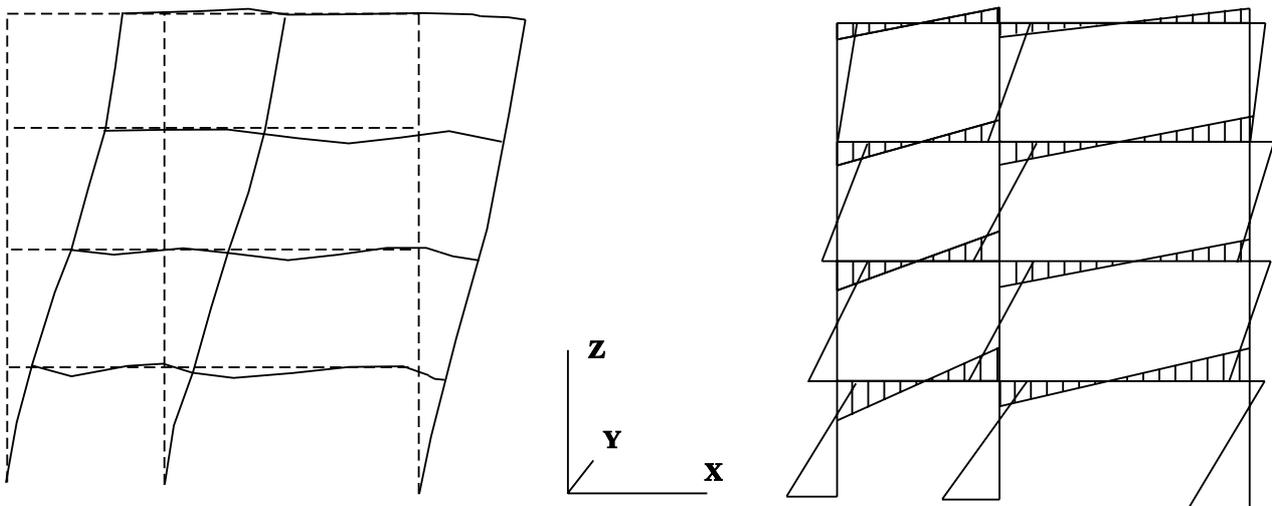


Figura 13 Gráficos realizados por ordenador que muestran los desplazamientos y momentos flectores para cargas predominantemente horizontales

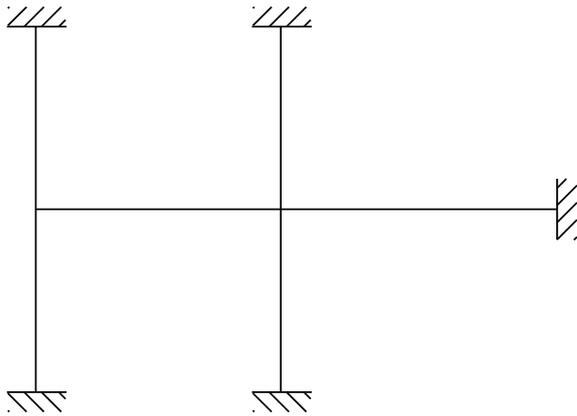
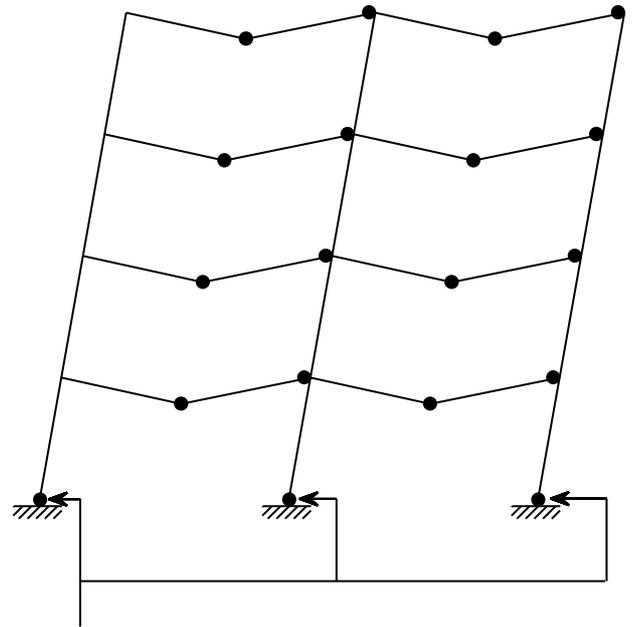


Figura 14 Gráfico de una subestructura

(véase la figura 15) y el coeficiente V_{Sd}/V_{cr} no es mayor de 0,2.

Por medio de este método, el cálculo se basa en un mecanismo incompleto en el que los pilares se diseñan para mantenerse elásticos con el momento de rótula plástica calculado.

Para estructuras de edificios en los que no se calculan las rotaciones necesarias, todas las



Rótulas plásticas en pilares

Figura 15 Analisis plástico global del pórtico

barras con rótulas plásticas deben tener secciones transversales de Clase 1 en la posición de la rótula plástica.

8. RESUMEN FINAL

- Se han identificado los principales objetivos del análisis de edificios de varias plantas.
 - Se han indicado las distintas cargas y comentado los estados límite para la comprobación.
 - Se han presentado modelos analíticos y métodos adecuados a las características del pórtico.
-

9. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.
- [2] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: Annex H: Modelling of Building Structures for Analysis (en preparación).

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

**Lección 16.10: Edificios de Varias Plantas Arriostrados
e Intraslacionales**

OBJETIVOS/CONTENIDO

Identificar las consideraciones de proyecto, construcción, coste y fabricación particulares de los pórticos metálicos de varias plantas intraslacionales.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

- Lección 1.1: Introducción al Papel del Acero en la Construcción en Europa
- Lección 1.3: Introducción a los Costes de las Estructuras de Acero
- Lección 2.1: Proceso de Diseño
- Lecciones 2.7: Introducción al Diseño de Edificios de Varias Plantas
- Lección 3.4: Calidades y Tipos de Acero
- Lección 4.1: Fabricación General de Estructuras de Acero
- Lección 4.5: Fabricación y Montaje de Edificios
- Lección 5.1: Corrosión General
- Lecciones 6: Protección: Incendio
- Lecciones 7: CAD/CAM
- Lecciones 9: Elementos Estructurales
- Lecciones 13.4: Análisis de Uniones

LECCIONES AFINES

- Lecciones 4.2: Montaje
- Lección 8.3: Modos de Inestabilidad Elástica
- Lecciones 12: Construcción Mixta
- Lecciones 13: Diseño de Uniones
- Lección 16.7: Anatomía de Edificios de Varias Plantas
- Lección 16.9: Métodos de Análisis para Pórticos de Varias Plantas

RESUMEN

Se presentan las consideraciones preliminares y la secuencia de proyecto de estructuras de pórticos simples.

Se describen los sistemas de arriostramiento (tipo/ubicación/construcción), tipos de entramados preferibles, uniones (tipos adecuados para estructuras simples), disponibilidad de acción de diafragma y montaje de la estructura.

Al comentar la secuencia de proyecto, se explican el tratamiento de las cargas (permanentes, variables e imperfecciones), cálculo de las vigas (acciones de cálculo, condiciones en estado límite último y de servicio), cálculo de los pilares (acciones de diseño y longitud de pandeo), sistemas de arriostramiento (requisitos de rigidez y detalles de construcción), uniones (clasificación y tipos).

1. INTRODUCCIÓN

Los pórticos simples de varias plantas con arriostramiento e intraslacionales ofrecen probablemente la solución estructural más eficaz, en cuanto a costes, de las hoy en día disponibles para edificios de acero de múltiples plantas. Estas estructuras están formadas por uno o más sistemas de arriostramiento y una estructura porticada simple acoplada a ellos. Las uniones viga-pilar están nominalmente articuladas, por lo que el pórtico se considera "simple". Como estructura simple, no puede resistir ninguna carga horizontal y la estabilidad lateral de toda la estructura la proporciona el sistema de arriostramiento, mientras que las cargas verticales las resisten entre la estructura y el sistema de arriostramiento. En la mayoría de casos, la respuesta del sistema de arriostramiento a las fuerzas horizontales en su plano es suficientemente rígida para que los efectos sobre el equi-

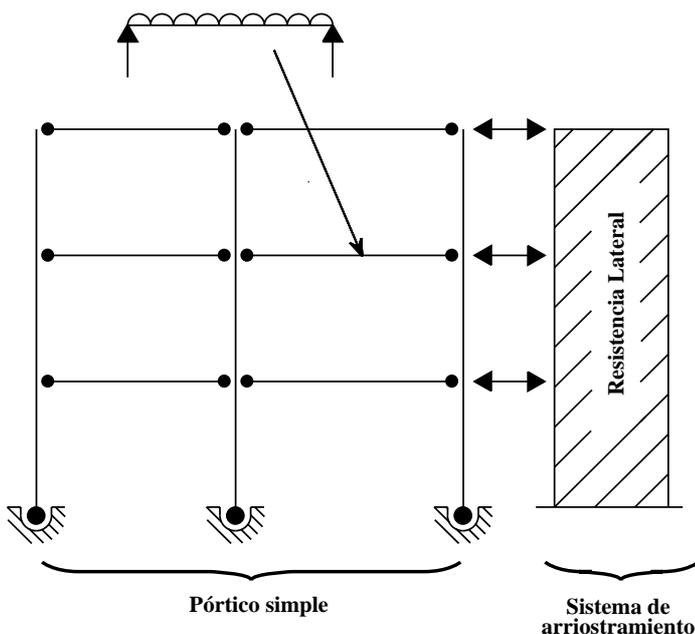


Figura 1 Pórtico simple arriostrado sin flecha horizontal

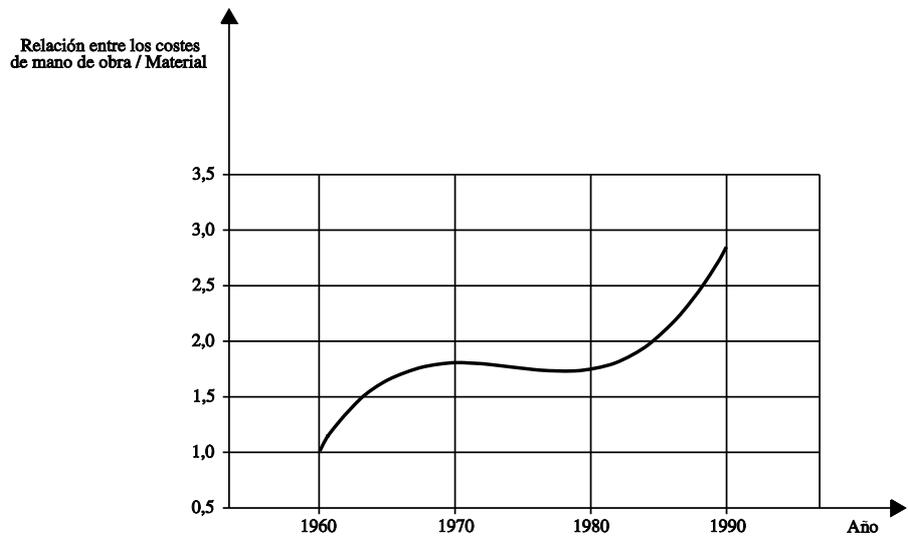


Figura 2 Relación entre los costes de mano de obra y material

librio de los desplazamientos horizontales (efectos de segundo orden) puedan despreciarse. Por tanto, la estructura puede clasificarse como pórtico intraslacional. La figura 1 muestra los principales componentes (pórtico simple y sistema de arriostramiento) de dicha estructura.

La fabricación de las uniones viga-pilar de los pórticos de varias plantas arriostrados y articulados es relativamente directa. Las uniones se fabrican por medio de elementos sencillos sin necesidad de rigidizadores soldados (que precisan mucha mano de obra) como los que necesitan las conexiones resistentes al momento.

La tendencia económica actual es que la relación entre los costes de personal y los de material está aumentando progresivamente (véase la figura 2). Además, los costes de personal directos e indirectos de un pórtico metálico constituyen tanto como el 50-70% del coste de la estructura. Como resultado, el coste del mayor peso total de una estructura metálica simple, comparado con el de uno equivalente resistente al momento, queda a menudo compensado por la reducción de coste de mano de obra. En muchos casos, por tanto, los pórticos metálicos arriostrados simples ofrecen la solución estructural económicamente más eficaz.

Esta lección examina las consideraciones de proyecto y construcción particulares de los pórticos simples arriostrados e intrasla-

cionales indica el enfoque de cálculo que debe adoptarse de acuerdo con el Eurocódigo 3[1].

2. ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA

La estructura de varias plantas considerada está formada por dos

subsistemas independientes, normalmente un sistema de arriostramiento y un pórtico simple.

2.1 Sistemas de Arriostramiento

El objetivo principal de un sistema de arriostramiento es proporcionar estabilidad lateral a toda la estructura. Por tanto, debe resistir todas las cargas laterales debidas a las fuerzas externas, p. ej. viento, deformación impuesta, p. ej. temperatura, terremotos y los efectos de las imperfecciones sobre el arriostramiento simple. En una estructura sin flecha horizontal, el sistema de arriostramiento debe, además, ser suficientemente rígido para que no sea necesario tener en cuenta los efectos de segundo orden al realizar el análisis. Según el Eurocódigo 3[1], este requisito significa que o bien el criterio (1):

$$V_{sd}/V_{cr} \leq 0,1 \quad (1)$$

donde V_{sd} es el valor de cálculo de la carga vertical total sobre la estructura

y V_{cr} es el valor de la carga elástica crítica del sistema de arriostramiento para el agotamiento en modo traslacional

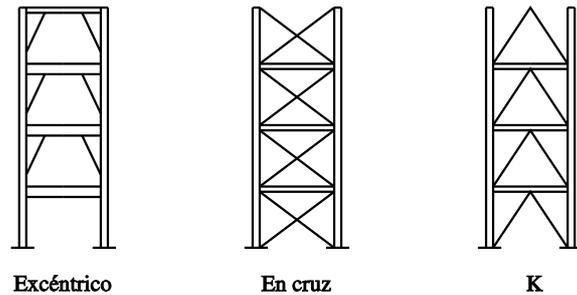
o, en cada piso, el criterio (2)

$$\left[\frac{\delta}{h} \right] \left[\frac{V}{H} \right] \leq 0,1 \quad (2)$$

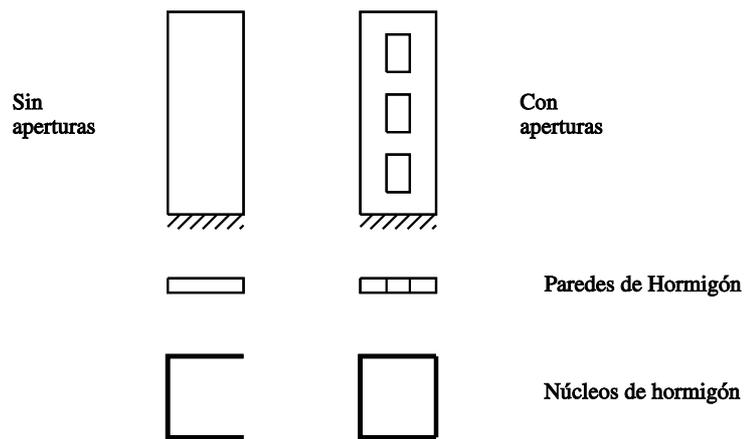
donde δ es el desplazamiento horizontal entre plantas

h la altura de la planta

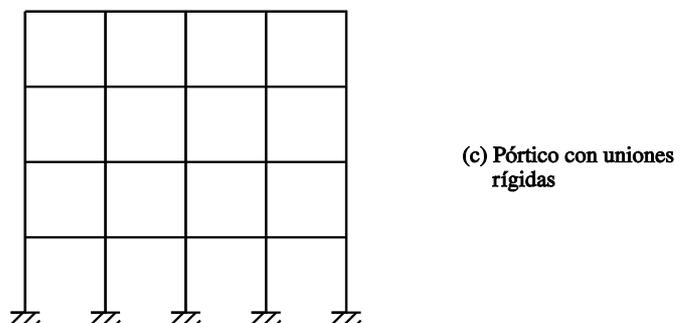
H la reacción horizontal total en la parte inferior de la planta



(a) Pórtico de nave arriostrada



(b) Paredes/núcleos de hormigón



(c) Pórtico con uniones rígidas

Figura 3 Configuraciones de sistema de arriostramiento

V es la reacción vertical total en la parte inferior de la planta (tanto del sistema de arriostramiento como de la estructura simple)

deben satisfacerse para todos los casos de carga considerados.

Las posibles configuraciones de los sistemas de arriostramiento, mostradas en la figura 3, son:

- Estructuras con un vano triangulado
- Núcleos/paredes de hormigón armado
- Pórticos de uniones rígidas

Los sistemas más adecuados para una estructura concreta dependen mucho de la distribución estructural, la disponibilidad de núcleos de servicio y el efecto en el programa de construcción.

(a) **Pórticos con un vano triangulado (figura 3a)**

Las triangulaciones se colocan de forma que tengan el mínimo impacto en la distribución estructural, pero teniendo en cuenta la forma en que se va a montar la estructura, la distribución de las fuerzas horizontales y la ubicación de cualquier junta estructural de la estructura.

Entre los sistemas de triangulaciones se encuentran las disposiciones de arriostramiento diagonal, en cruz de San Andrés, en "K" y excéntrico. La ventaja de los sistemas triangulados es que en ausencia de momentos flectores los elementos de arriostramiento están sometidos únicamente a tracción ("cruz de San Andrés") o a tracción y compresión ("K" y

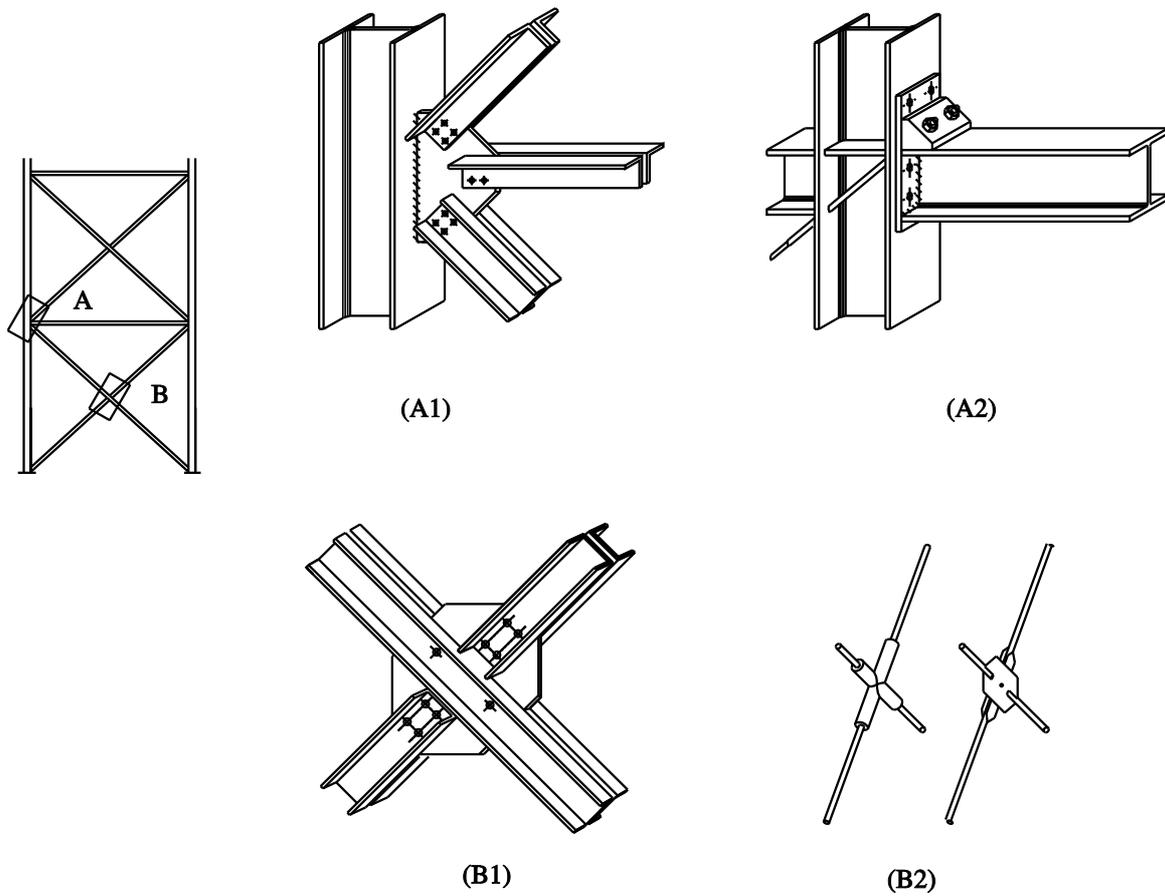


Figura 4 Detalles de unión adecuados para los sistemas de arriostramiento en cruz

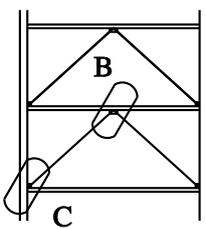
“diagonal”). En consecuencia, las barras son relativamente ligeras pero proporcionan una respuesta estructural general muy rígida. En el caso del arriostramiento excéntrico, el sistema se basa, en parte, en la flexión de las vigas horizontales. Esta disposición particular proporciona una respuesta general más flexible, que es más eficaz en situaciones de cargas sísmicas.

Si se utiliza un arriostramiento simple en diagonal (en oposición a la “cruz de San Andrés”), debe ser capaz de resistir fuerzas axiales tanto de tracción como de compresión para permitir las variaciones de la dirección de la carga del viento. En estas condiciones, se recomienda que la barra de arriostramiento tenga una esbel-

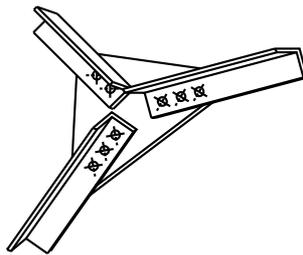
tez mínima de 250 para evitar que la flexión por el propio peso del arriostramiento limite su resistencia a la compresión.

Aunque pueden utilizarse muchos perfiles distintos, la sección tubular es la más estructuralmente eficiente como arriostramiento a compresión. Debe observarse que, además, las secciones tubulares ofrecen mayor resistencia a la corrosión y pueden ser estéticamente más agradables que las secciones abiertas.

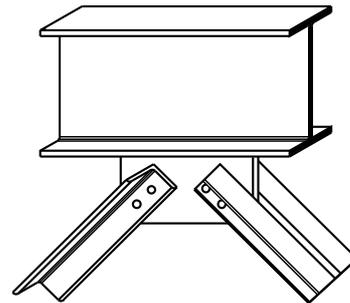
En un sistema de arriostramiento en cruz de San Andrés, las barras del arriostramiento sólo han de resistir tracción. En consecuencia, pueden utilizarse barras macizas o flejes, muy ligeros. La figura 4 muestra detalles de fijación adecuados



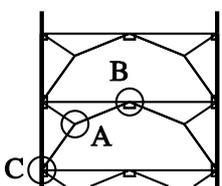
Arriostramiento en K



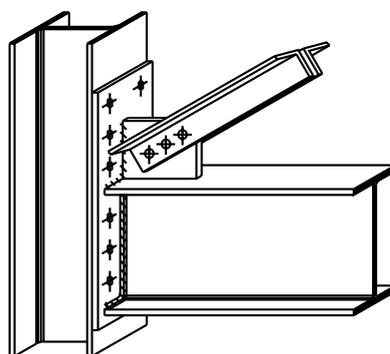
(A)



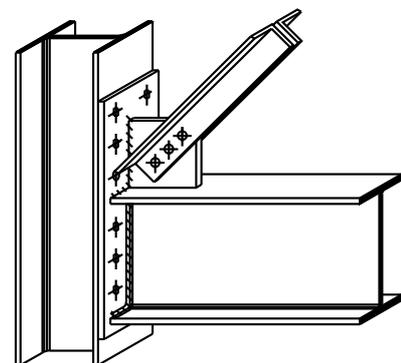
(B)



Sistemas triangulados



(C)



(C)

Figura 5 Detalles de construcción adecuados para los sistemas de arriostramiento en K

para los sistemas arriostrados en cruz de San Andrés, mientras que la figura 5 muestra detalles de construcción adecuados para sistemas arriostrados en K.

(b) Pantallas y núcleos de hormigón armado (figura 3b)

Las pantallas se construyen con hormigón armado realizado in situ y se conectan a la estructura metálica para resistir fuerzas horizontales. Estas paredes tienen a menudo la también importante función de compartimentar la estructura para limitar el avance de los incendios.

Los núcleos de hormigón armado de las estructuras de varias plantas permiten alojar ascensores, escaleras y galerías de servicios.

Tanto las pantallas como los núcleos pueden incorporar o no aberturas según los requisitos de funcionamiento del edificio.

(c) Pórticos de uniones rígidas

En casos donde los arriostramientos o las paredes de hormigón perturbaría las funciones del edificio, la estabilidad lateral del mismo puede conseguirse mediante estructuras con uniones rígidas resistentes al momento.

El diseño de estas estructuras se explica en la lección 16.14

La posición de los sistemas de arriostramiento en relación con la estructura influirá en la eficacia con que se resisten las fuerzas laterales. La posición más adecuada es en la periferia del edificio (figura 6a) dado que esta disposición ofrece la mayor resistencia global a la torsión. El número mínimo de planos de arriostramiento necesario para conseguir una estabilidad translacional y torsional es de 3. Estos planos no deben encontrarse en una

línea, ya que podría convertirse en un eje de rotación.

Si se utilizan núcleos rígidos, deben colocarse preferentemente en el centro del edificio (figura 6b) para que puedan expandirse libremente en ambas direcciones. En este caso, la estabilidad a la torsión la ofrece la rigidez a la torsión del núcleo.

En algunos casos, se opta por núcleos de servicios colocados excéntricamente junto con sistemas de arriostramiento suplementarios (figura 6c). En tal caso, al realizar el análisis debe tenerse en cuenta la posibilidad de flexibilidades distintas de los sistemas de arriostramiento y del núcleo, dado que el elemento más rígido

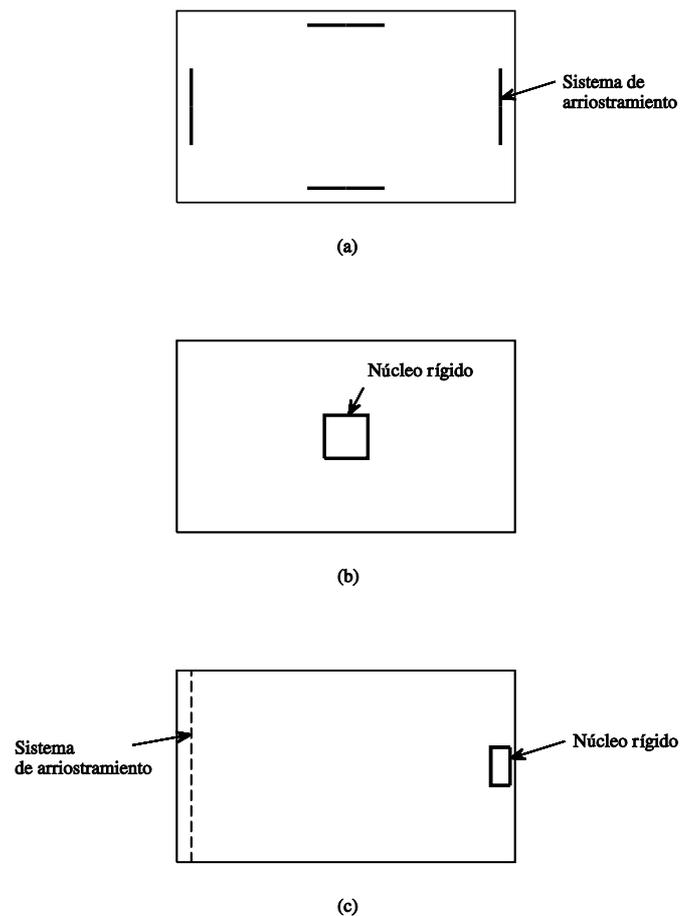


Figura 6 Posición de los sistemas de arriostramiento dentro de la estructura

absorberá mayor proporción de la carga horizontal aplicada.

escoger la separación entre pilares de un pórtico simple.

2.2 Pórticos Simples

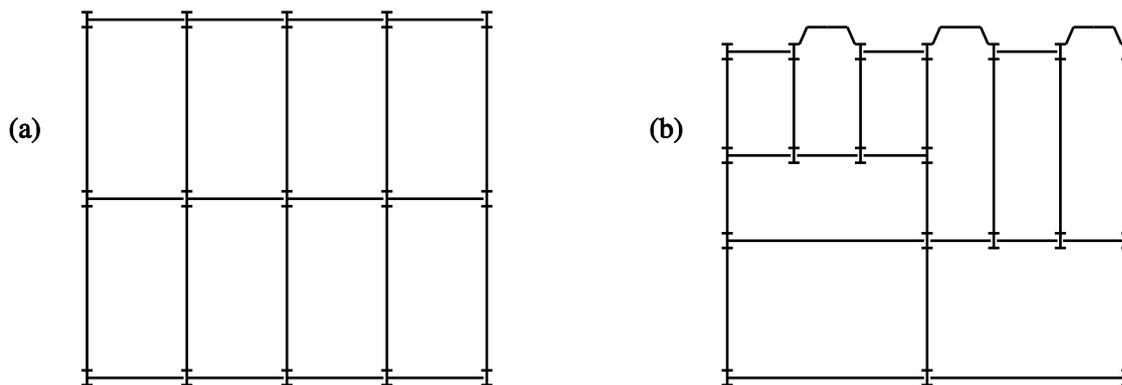
La estructura simple consiste en una serie de vigas y pilares que forman una trama estructural. Se supone que los elementos del pórtico simple sólo resisten cargas gravitatorias.

En todos los entramados estructurales, la mayor efectividad de costes puede conseguirse mediante una gran repetición de elementos de fabricación similar. Esencialmente, para un área cubierta dada, una retícula de pilares homogénea es considerablemente menos cara que otro heterogéneo (véase la figura 7).

(a) La retícula estructural

Normalmente, el conjunto de la retícula estructural lo determinan la utilización prevista para la estructura y los requisitos arquitectónicos. Adicionalmente, hay varios factores que tener presentes al

No puede sorprender que las disposiciones ortogonales de vigas y retículas de pilares sean una distribución más efectiva respecto a los costes que las disposiciones oblicuas. Además, si las alineaciones de pilares son rectangula-



Costes de la estructura: configuraciones económicas (a) y antieconómicas (b)

Figura 7 Alternativas de configuración de vigas

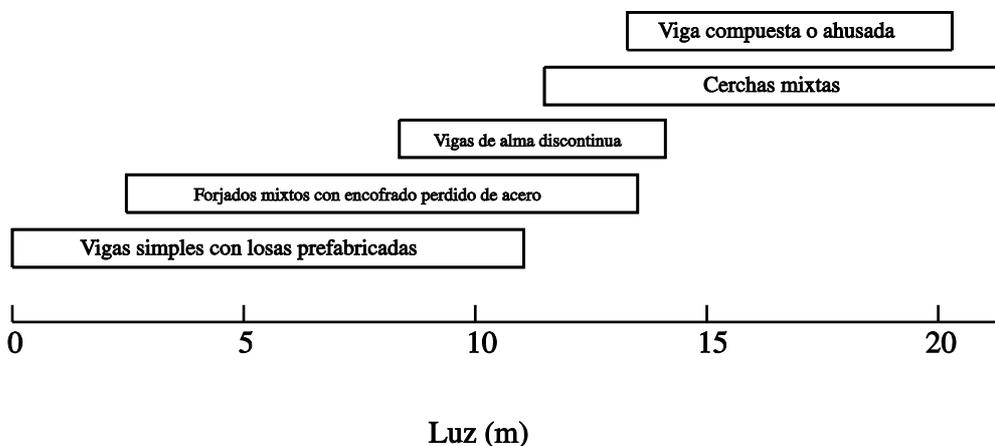


Figura 8 Rangos de luz para los diferentes tipos de vigas

res, y no cuadrados, se consiguen las mayores economías. En esta configuración, pueden tenderse las vigas secundarias en la dirección más larga y las primarias en la más corta. Esta disposición tiene el efecto de reducir al mínimo el número de uniones viga-pilar y el de barras por unidad de área de forjado soportado.

Por definición, se supone que las vigas de un pórtico simple están libremente apoyadas entre los pilares sin que las uniones transmitan momentos. La luz máxima más efectiva respecto a costes dependerá de la carga aplicada, el tipo de sistema de vigas y las restricciones a la altura del forjado estructural. Esta última consideración dependerá de las restricciones sobre la altura total del edificio y de los requisitos de servicios por encima o por debajo de la zona del forjado estructural.

En la lección 16.7 se presentaron los distintos tipos de construcción de forjado y viga utilizados habitualmente. La figura 8 muestra los campos de luces prácticos de estos distintos sistemas cuando se utilizan en construcción de oficinas. No sorprende que los sistemas en los que los elementos de acero actúan conjuntamente con losas de hormigón realizadas in situ permitan las mayores luces.

Los pilares suelen colocarse a distancias múltiples de 2,5 o 3.0 m (p. ej. luces de 9 x 6 m, 7,5 x 15 m, etc.). Esta última dimensión concuerda con la luz máxima aproximada de los encofrados de chapa plegada (utilizados en construcciones mixtas) no apuntalados. La figura 9 muestra disposiciones habituales de vigas primarias y secundarias que soportan un forjado mixto con un sistema de chapa plegada.

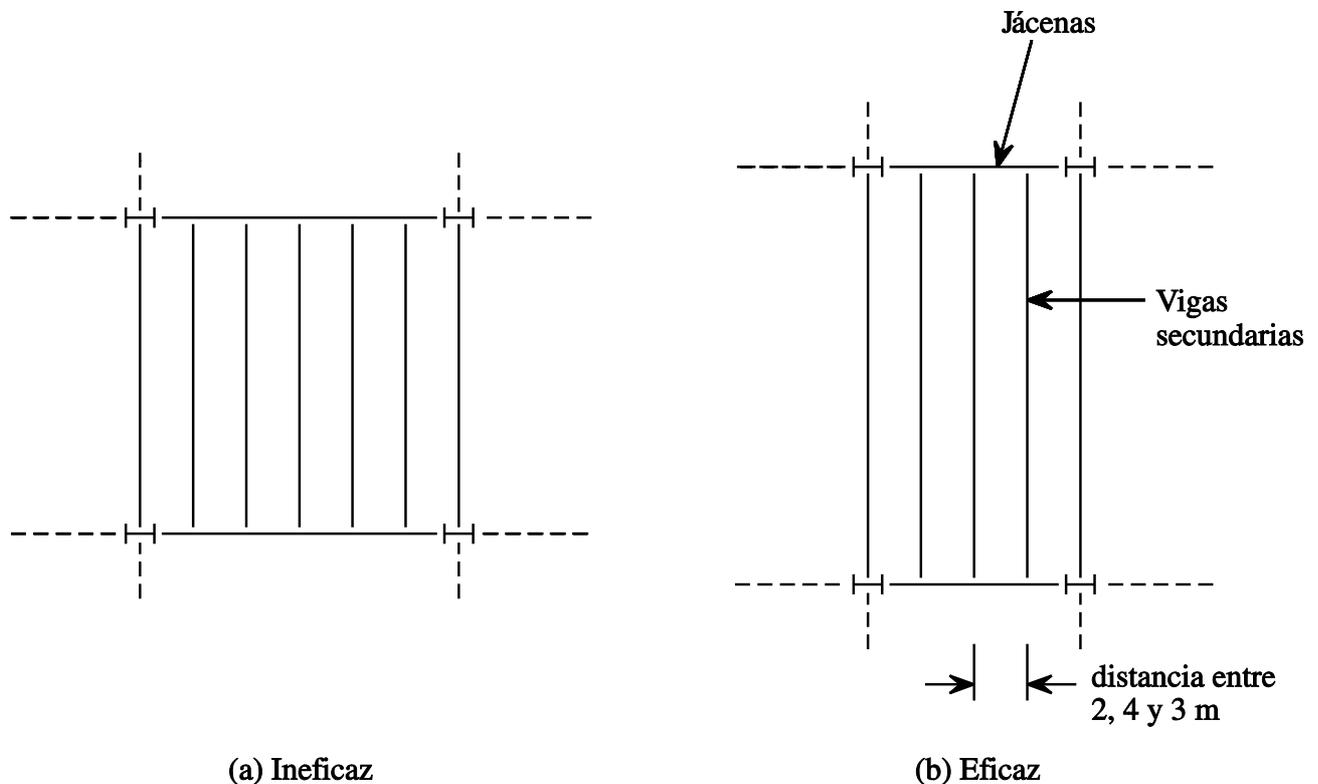
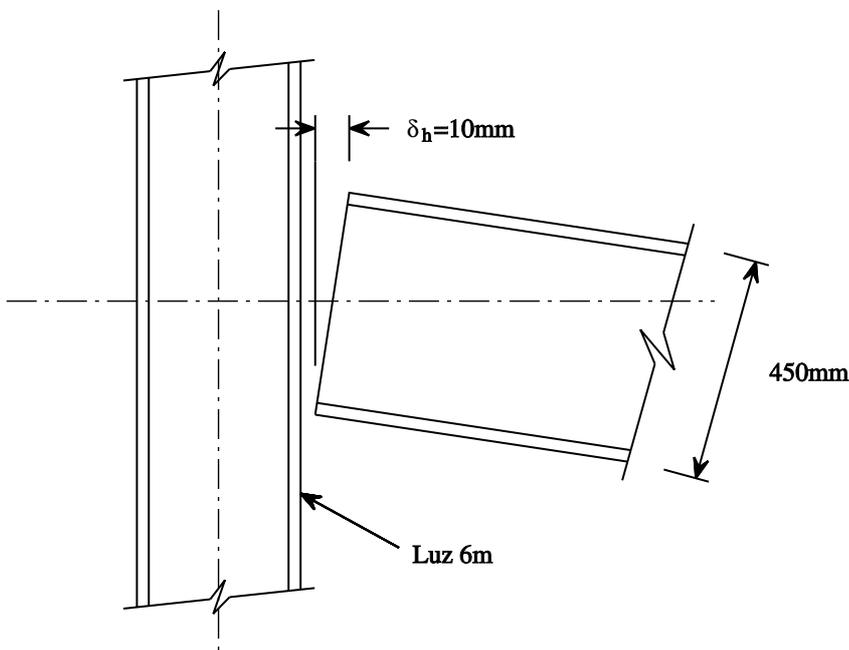


Figura 9 Configuración habitual de las vigas de un sistema de forjado mixto



Los esfuerzos de flexión de cálculo en los pilares de los pórticos simples tienden a ser bastante pequeños comparados con la de compresión axial. En consecuencia, se utilizan mucho los empalmes con placas de testa y las uniones con las zapatas suelen ser articuladas (véase la lección 13. 5).

Si las condiciones de transporte lo permiten, deben proveerse empalmes a intervalos de 12-16 m a lo largo del pilar, situados a unos 500 mm

Figura 10 Rotación potencial del extremo de una viga sobre dos apoyos

(b) Uniones

Como se comentó anteriormente, se supone que las conexiones viga-soporte y viga-soporte actúan como rótulas y, por tanto, deben especificarse en consecuencia. Debe tenerse en cuenta que un perfil en I de 450 mm de canto y 6 m de luz sufre un desplazamiento de 10 mm entre las alas superior e inferior de la unión cuando se lo somete a la carga repartida uniformemente (figura 10). En consecuencia, deben adoptarse unas especificaciones de la unión que puedan absorber esta rotación sin transmitir un momento significativo.

La figura 11 muestra tres tipos de conexión que satisfacen este criterio, a saber, con angulares en el alma, con cartelas y de placa de testa corta.

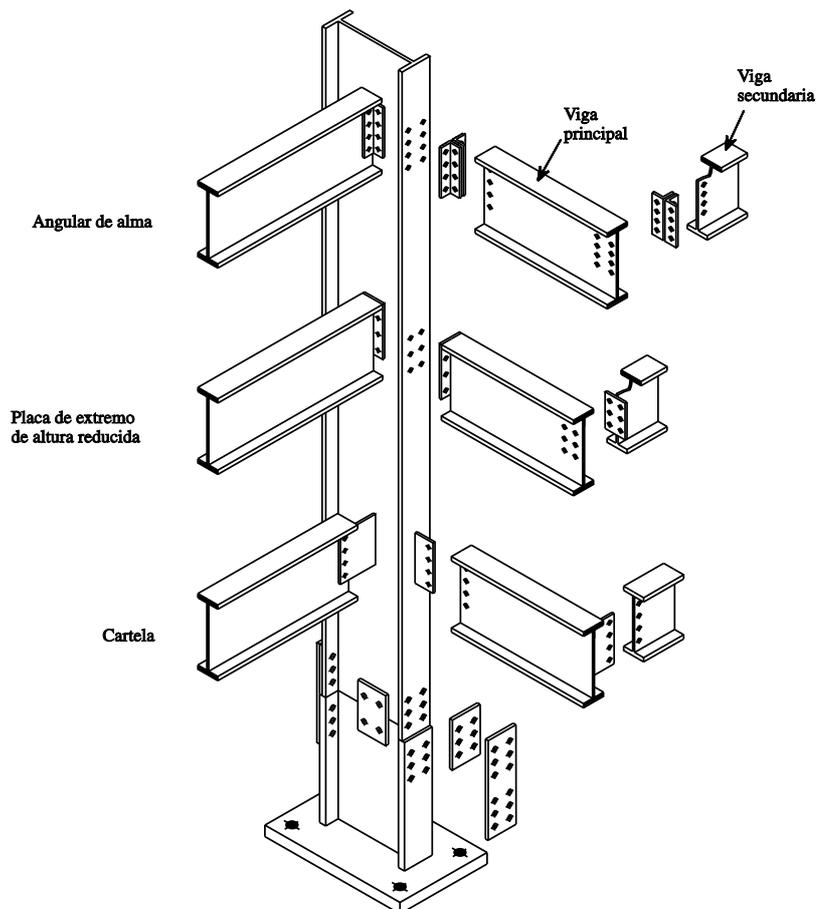


Figura 11 Tipos de conexiones simples

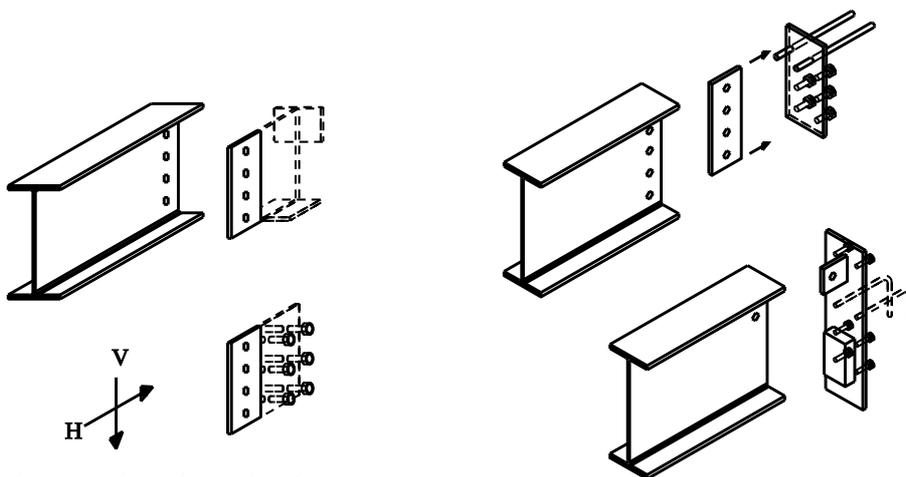
por encima del nivel del forjado estructural más cercano. Las uniones a tope son particularmente caras de fabricar. Siempre es económicamente mejor mantener una sección del pilar más pesada a través de varios niveles que incluir un empalme para reducir el peso de los segmentos de los pilares superiores.

Las uniones de las vigas apoyadas en las pantallas o los núcleos de hormigón deben poder soportar cargas tan pronto como se establece la unión. En la figura 12 se muestran algunos tipos de unión que pueden utilizarse en estos casos, como:

- Cartelas integrados en la pared (figura 12a).
- Placas de acero integrados en la pared y cartelas soldadas a los mismos in situ (figura 12b).
- Nichos realizados en la pared del núcleo para encajar los extremos de las vigas (figura 12c).

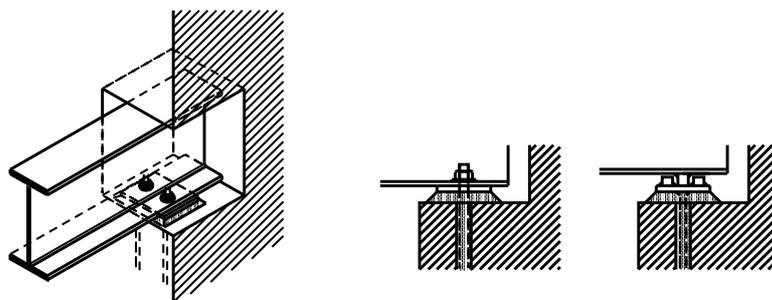
2.3 Forjados

Los forjados deben poder transmitir las cargas verticales a las vigas que los soportan. No



(a) Cartelas integradas en la pared mediante dispositivos especiales en el encofrado

(b) Placa de extremo integrados en los métodos de encofrado continuos o discontinuos



(c) Apoyo en una cavidad de pared

Figura 12 Tipos de conexiones entre vigas y paredes de hormigón

obstante, en los edificios de varias plantas arriostrados que comentamos aquí, las cargas laterales aplicadas al cerramiento externo del edificio deben transmitirse a los sistemas de arriostramiento. Esta transmisión se realiza por medio de la acción de diafragma de los forjados. En consecuencia, los forjados de estas estructuras deben, además, transmitir cargas horizontales.

La adecuación del forjado para actuar como diafragma depende mucho del tipo utilizado. Los elementos de hormigón prefabricados con una capa de acabado no estructural presentan una reducida resistencia a la acción de diafragma. En tales casos, son necesarios sistemas de arriostramiento adicionales para distribuir

adecuadamente las fuerzas horizontales. Estos sistemas adicionales pueden aumentar significativamente los costes de fabricación y, por tanto, deben evitarse. Si se emplean forjados de hormigón prefabricado, en la mayoría de los casos puede conseguirse una acción de diafragma suficiente por medio de una capa superior de hormigón estructural ligeramente armado.

Los forjados de hormigón mixtos, sobre chapas plegadas, proporcionan una excelente acción de diafragma. Además, debe tenerse en cuenta que un sistema correctamente fijado y con el adecuado solape lateral, proporciona un adecuado diafragma durante la fase de construcción.

3. PROYECTO DE LA ESTRUCTURA

3.1 Cargas y Sus Combinaciones

Las cargas a tener en cuenta en el análisis de edificios de varias plantas son:

- Cargas permanentes (G), incluido el peso propio de:
 - elementos estructurales
 - elementos secundarios no estructurales
 - servicios
- Cargas impuestas sobre el forjado (Q)
- Cargas de viento (W)
- Cargas sísmicas (E)
- Cargas de nieve (S) para el cálculo de la cubierta.

Los efectos de las imperfecciones deben preverse en el análisis de la estructura en forma de imperfección geométrica determinada a partir de:

$$\phi = k_c k_s \phi_o \quad (3)$$

donde $\phi_o = 1/200$

k_c, k_s son coeficientes que dependen del número de plantas y de los pilares por plano.

Normalmente estas imperfecciones se contabilizan en forma de fuerzas horizontales equivalentes F_H a nivel del forjado de acuerdo con:

$$F_H = \phi F_s \quad (4)$$

donde F_v es la carga vertical de cálculo al nivel de forjado considerado.

El cálculo incluye verificaciones en dos estados límite distintos, el de servicio y el último.

Las combinaciones de acciones más habituales para el tipo de edificio comentado son:

- Estado Límite de Servicio

Flechas de las vigas

$$F_{rd} = G + Q \quad (5)$$

$$F_{rd} = Q \quad (6)$$

Debe observarse que los límites de flecha son distintos para las combinaciones (5) y (6).

- Vibraciones

$$F_{rd} = G + \psi_1 Q \quad (7)$$

- Desplazamiento horizontal entre plantas

$$V_{Hd} = W (+ F_H \text{ de la ecuación (4)}) \quad (8)$$

- Estado límite último

Para el pórtico simple:

$$F_{Hd} = 1,35 G + 1,5 Q \quad (9)$$

Para el sistema de arriostramiento:

$$V_{r,H,d} = 1,35 G + 1,5 Q + \psi_o 1,5 W \quad (10)$$

$$= 1,35 G + 1,5 \psi_o Q + 1,5 W \quad (11)$$

$$= G + Q + E \quad (12)$$

En las reglas correspondientes de los Eurocódigos 1 [2], 3 [1] y 8 [3] se ofrece información detallada sobre las reglas de combinación.

3.2 Cálculo de las Vigas

Las vigas se calculan simplemente apoyadas, despreciando cualquier continuidad en los apoyos. Si el análisis permite conocer los momentos y cortantes de las vigas, pueden

determinarse las dimensiones de éstas de acuerdo con las indicaciones del Eurocódigo 3 [1] para las vigas metálicas o del Eurocódigo 4 [4] para las vigas mixtas.

Debe tenerse en cuenta que los tipos más convencionales de construcción de forjados proporcionarán el embridado adecuado a la parte superior (ala de compresión) de la viga. En consecuencia, las vigas pueden calcularse sin tener en cuenta las reducciones de la resistencia al momento debidas a efectos de pandeo lateral (vuelco).

Bajo la carga total característica (coeficientes de mayoración iguales a uno), la flecha total en el centro de la viga, δ_{\max} (ecuación (5)), y la flecha de la viga debida sólo a la carga impuesta (ecuación (6)), δ_2 , deben satisfacer los límites de la tabla 4.1 del Eurocódigo 3 (reproducida aquí como tabla 1). Debe advertirse que la comprobación a flecha se realiza utilizando la "combinación poco frecuente" de carga (ecuación (6)).

En función de la utilización de la estructura, es necesario comprobar la sensibilidad a efectos dinámicos de las viguetas transversales. La cláusula 4.3.2 del Eurocódigo 3 establece que si la flecha total de la viga es menor de 28 mm, la condición se satisface para el tráfico de personas andando y que si es menor de 10 mm, es adecuada para cargas rítmicas (pista de baile). Debe advertirse que estos límites se basan en una combinación "frecuente" de cargas (ecuación (7)).

Al evaluar la flecha y la sensibilidad dinámica de las vigas secundarias es importante incluir el componente debido a la flexión de las vigas principales.

Que sea la resistencia, la flecha o la sensibilidad a efectos dinámicos lo que controla el cálculo dependerá del coeficiente luz-canto de la viga. La figura 13 indica las gamas de luces habituales de vigas de edificios para oficinas para los que estos criterios de cálculo (resistencia, flecha y vibración) pueden ser dominantes.

Valores límite recomendada para las flechas verticales		
Estado	Límites	
	δ_{\max} .	δ_2
Cubierta en general	L/200	L/250
Cubiertas que a menudo soportan personal distinto del de mantenimiento	L/250	L/300
Forjados en general	L/250	L/300
Forjados y cubiertas que soportan yeso u otros acabados frágiles, así como tabiques no flexibles	L/250	L/350
Forjados que soportan pilares (excepto si se ha incluido la flexión en el análisis global del estado límite último)	L/400	L/500
Si δ_{\max} . puede perjudicar el aspecto del edificio	L/250	–

Tabla 1 Límites de las flechas de las vigas según Eurocódigo 3

3.3 Cálculo de los Pilares

La carga axial total en los pilares es la suma de las reacciones en los apoyos de todas las vigas que se apoyan en el pilar.

Aunque se supone que no hay una transmisión directa de momento flector de la viga al pilar, en la mayoría de países europeos se exige que se transmita un momento nominal. Se supone que este momento es igual a la reacción vertical de la viga multiplicada por la distancia entre el plano de unión entre la viga y el soporte y el eje de este. Para una unión viga/pilar en el eje de mayor inercia, esta distancia es igual a la mitad del canto del pilar. En algunos países, se tiene en cuenta un aumento de la excentricidad de la reacción de la viga, p. ej. en Reino Unido, se supone que la excentricidad de la unión es igual a $D_c/2 + 100$ mm. En cualquier caso, el momento nominal aplicado se divide entre los tramos superior e inferior del pilar proporcionalmente a su rigidez a flexión.

La forma precisa en que deben configurarse los pórticos simples, y en particular las

acciones que deben considerarse en el cálculo de los pilares, se indicarán en el previsto Anexo H del Eurocódigo 3[5].

Dado que los puntos nodales del soporte están restringidos en su posición, la longitud de pandeo máxima del pilar (L_e) es $1,0 L$, donde "L" es la longitud del tramo del pilar. En casos donde los tramos adyacentes del pilar estén infrautilizados en su resistencia a la carga, la rigidez residual a la flexión de estas barras puede generar una longitud de pandeo $< 1,0 L$ del tramo considerado.

Esta situación se presenta cuando la sección del pilar es continua en un apoyo y los tramos del pilar de cada lado de dicho apoyo son de diferente longitud. La tabla 2 resume las reducciones de la longitud de pandeo que pueden considerarse con distintos coeficientes a/L . No obstante, deben tenerse en cuenta la ubicación de las empalmes y el grado de continuidad de la rigidez al aprovechar este efecto beneficioso.

Los efectos de la forma de aplicación de las cargas normalmente no se tienen en consi-

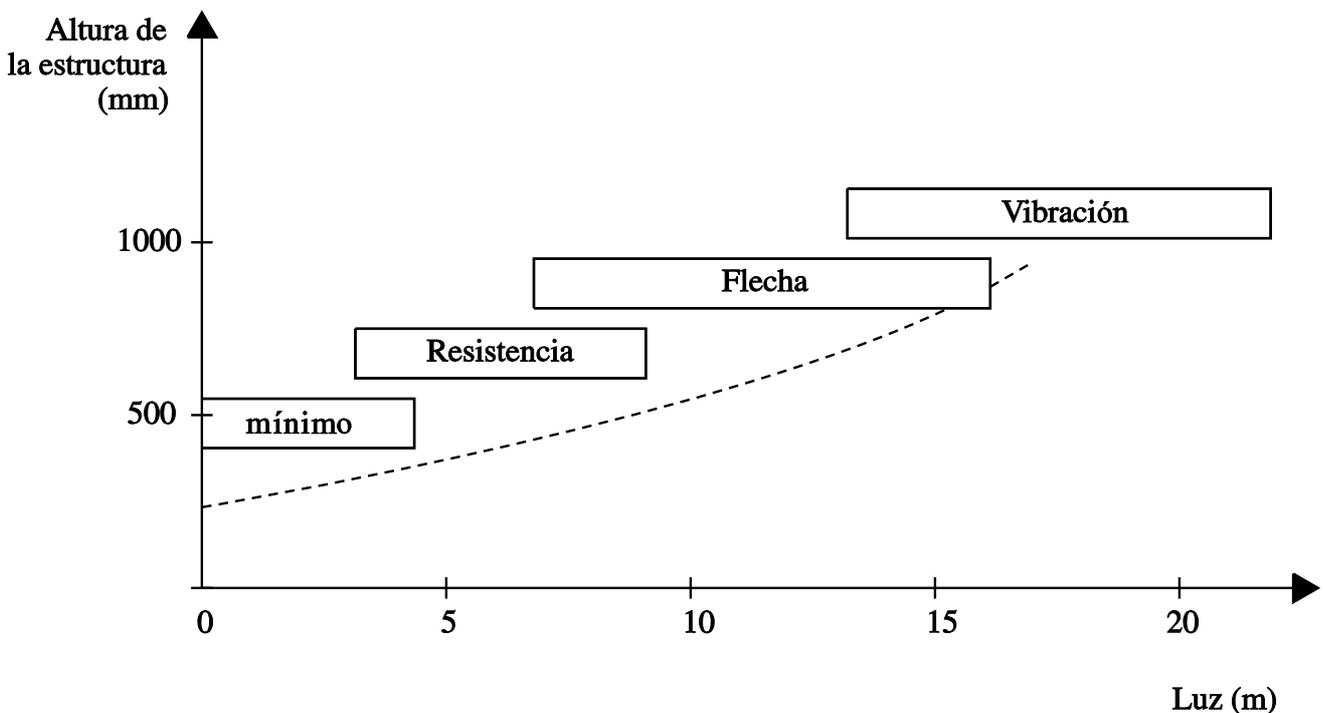


Figura 13 Criterios de diseño predominantes para vigas según la luz

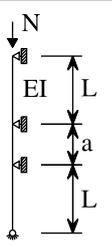
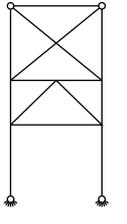
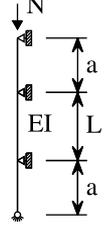
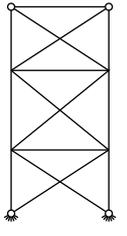
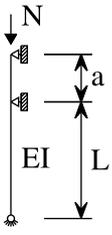
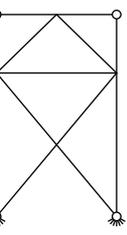
Pilar	Estructura	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	a/L
		0,70	0,73	0,76	0,79	0,82	0,85	0,88	0,91	0,94	0,97	1,0	L_t/L
		0,50	0,53	0,57	0,61	0,65	0,70	0,75	0,81	0,87	0,93	1,0	L_t/L
		0,70	0,72	0,74	0,77	0,79	0,81	0,84	0,87	0,91	0,95	1,0	L_t/L

Tabla 2 Longitud de pandeo de pilares continuos arriostrados

deración al proyectar las estructuras. Tal consideración dependerá de los requisitos concretos de cada país. No obstante, en los casos donde se aplican al pilar momentos nominales, se exige adoptar un valor de $\beta_{M,LT} = 1,1$ (Eurocódigo 3: cláusula 5.5.4) al considerar el pandeo por torsión lateral del pilar. Se trata de una medida conservadora que protege frente a situaciones de carga particulares que se pueden aplicar a la estructura real y que podrían provocar que el pilar quedara sometido a una distribución de momentos de curvatura simple que es una disposición particularmente onerosa en las consideraciones sobre el pandeo por torsión lateral.

3.4 Sistema de Arriostramiento

Como se comentó en la lección 16.8, el sistema de arriostramiento debe satisfacer algunos criterios para que la estructura pueda clasificarse correctamente como arriostrada e intraslacional.

En el Eurocódigo 3 (cláusula 5.2.5.3(2)), un pórtico está “arriostrado” si el sistema de arriostramiento reduce la flecha lateral del mismo en un 80%. Claramente, este criterio se cumplirá siempre en el caso de pórticos simples, que en ausencia de un sistema de arriostramiento se comportan como mecanismos.

Además, al satisfacer el criterio (2) el sistema de arriostramiento se clasifica como sistema intraslacional de forma que el análisis puede despreocuparse de los efectos de segundo orden.

La rigidez del sistema de arriostramiento no sólo la gobierna la ecuación (2) sino también, y más a menudo, la comprobación en el estado límite de servicio, que exige que tanto los desplazamientos entre plantas como las flechas laterales de la estructura global estén limitados, por límites que dependen de la sensibilidad de la estructura a las deformaciones por cortadura. Los límites recomendados por Eurocódigo 3[1] son:

$h/300$ para los desplazamientos horizontales entre plantas

$h_0/500$ para los desplazamientos horizontales de la estructura global

donde h es la altura de la planta

h_0 es la altura total del edificio

Al considerar el estado límite último, el sistema de arriostramiento debe ser capaz de transmitir con seguridad las cargas horizontales a los cimientos. En un sistema totalmente metálico de estructura arriostrada será frecuente la presencia de una celosía. El cálculo de las barras de arriostramiento internas es entonces similar al procedimiento de la lección 9.12, dedicada al cálculo de vigas de celosía.

A menudo, una barra horizontal de un sistema de arriostramiento sirve también de viga de forjado. Esta barra en concreto estará sometida a una flexión primaria (debida a cargas gravitatorias) y a una compresión (debida las cargas de viento y de las imperfecciones). Por tanto, la resistencia del elemento debe comprobarse como viga y como pilar (de acuerdo con la cláusula 5.5.4 de Eurocódigo 3) utilizando los coeficientes de ponderación adecuados para la

gravedad más la carga lateral, tal como se comentaba en el apartado 3.1.

Debe prestarse especial atención a la configuración de núcleos de hormigón. Algunos puntos a considerar son:

- (a) La utilización de la anchura eficaz, y no la total, de las alas si éstas son muy anchas (figura 14). La anchura eficaz a considerar para la determinación de las propiedades de flexión es una función del coeficiente b/t del ala, de la altura del edificio y de la forma del diagrama de momentos flectores a lo largo de la altura. En Eurocódigo 3[1] se ofrecen las previsiones adecuadas.
- (b) La inclusión de las propiedades a torsión de los núcleos. La resistencia a la torsión de los perfiles huecos (figura 14b) viene principalmente de la torsión uniforme, mientras que la de los perfiles en U o en I (figura 14a) de la no uniforme de alabeo, es decir, de las flexiones opuestas de las alas. En función del software usado, debe analizarse si la modelación del núcleo como un elemento vertical simple es ade-

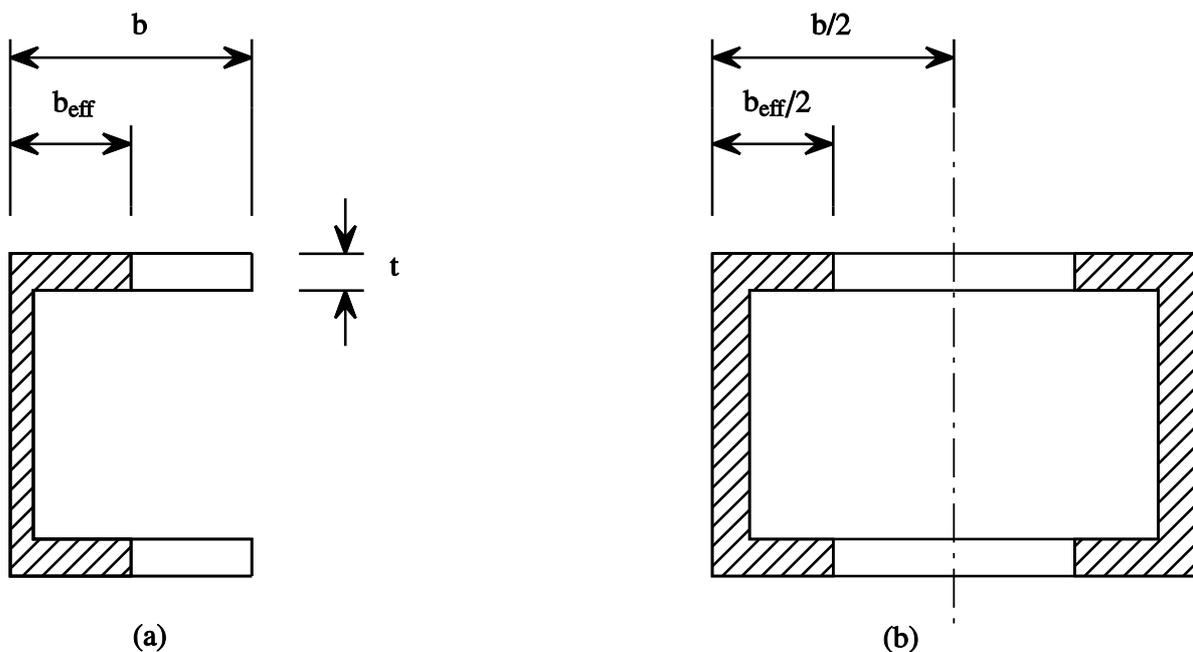


Figura 14 Anchura eficaz de alas

cuado. Puede ser necesario introducir más elementos para representar las propiedades del núcleo.

- (c) La inclusión en el análisis de la resistencia a la flexión proporcionada por las escaleras situadas entre los forjados. Una escalera proporciona una cierta resistencia al desplazamiento relativo de los forjados. Su inclusión lleva a una reducción de los desplazamientos entre plantas pero también a un refuerzo adicional de la escalera. Se han publicado algunos modelos para determinar las propiedades estáticas equivalentes de una escalera.

3.5 Uniones

Las uniones deben proyectarse y especificarse para evitar una excesiva transferencia de momento entre las vigas y los pilares. Tales uniones deben cumplir con la clasificación de “unión nominalmente articulada” tanto en términos de resistencia como de rigidez (véanse las cláusulas 6.4.3 y 6.4.2 respectivamente de Eurocódigo 3 [1]).

Las uniones viga-pilar y viga-viga se proyectan básicamente para resistir la cortadura debida a la reacción vertical de la viga. En función de la especificación de unión adoptada, también puede ser necesario considerar un momento flector adicional resultante de la excentricidad de la fila de los tornillos respecto a la cara del soporte. Invariablemente, estas uniones serán de categoría A: designación de tipos resistentes por cortadura de la cláusula 6.5.3.1 del Eurocódigo 3. Esta categoría es aplicable a conexiones que incluyen tornillos no pretensados para los que los criterios de cálculo principales son la resistencia a la cortadura y aplastamiento (véase la tabla 6.5.2 del Eurocódigo 3[1]).

En casi todos los casos, las uniones de los pórticos simples se realizan in situ, por medio de tornillos convencionales en taladros agrandados o rasgados. Estos tornillos se deslizan hasta apoyarse cuando están sometidos a carga. Estas uniones se utilizan también en las partes de la estructura sujetas a cargas de viento reversibles, p. ej. pórticos de nave arriostradas, véase la cláusula 6.3(3).

El diseño de uniones metálicas atornilladas se presenta con detalle en las lecciones 13.

4. MONTAJE

Las uniones entre los distintos elementos de un pórtico simple son relativamente sencillas de fabricar y pueden realizarse con facilidad en la obra. En consecuencia, los pórticos simples pueden montarse de forma muy rápida y eficiente.

No obstante, dada la falta de transmisión de momentos entre las vigas y los pilares, mantener la estabilidad de la estructura durante el montaje puede resultar problemático. A menudo es necesario incorporar arriostramientos provisionales para conseguir la resistencia lateral necesaria hasta el momento de instalar el sistema de arriostramiento permanente. Queda claro que el plan de conjunto de la estructura y, en particular, la posición de los sistemas de arriostramiento permanentes influirá en la secuencia de fabricación, entrega de los materiales a la obra y montaje. Por tanto, deben tenerse en cuenta las

implicaciones sobre el programa de construcción al desarrollar el proyecto conceptual de la estructura principal.

Debe tenerse en cuenta que uno de los principales beneficios de utilizar núcleos de hormigón prefabricados es que pueden eliminar totalmente la necesidad de arriostramiento provisional.

Uno de los aspectos que más afecta a la eficiencia y velocidad de montaje es el número de elementos individuales. Un gran número de elementos exigirá una considerable utilización de grúas, un elemento de gran coste en el proceso de montaje. Por tanto, debería seleccionarse una disposición de la retícula estructural y de los pórticos que reduzca al mínimo el número de elementos que montar.

El montaje de estructuras metálicas se comenta en detalle en las lecciones 4.2.

5. RESUMEN FINAL

- Los pórticos metálicos simples, arriostrados e intraslacionales son a menudo la solución más eficaz respecto a costes para edificios de varias plantas.
- Los principales elementos de la estructura son el pórtico simple y el sistema de arriostramiento.
- El pórtico simple está formado por vigas y pilares apoyados que sólo resisten cargas verticales.
- El sistema de arriostramiento puede ser una triangulación, una pantalla o un pórtico rígido. Proporciona la estabilidad lateral de la estructura.
- Todos los elementos de la estructura deben determinarse de forma que resistan las acciones aplicadas en condiciones de estado límite tanto de servicio como último.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: ENV1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN 1992.

[2] Eurocode 1: “Basis of Design and Actions on Structures”; ENV 1991-1, basis of design (en preparación).

[3] Eurocode 8: “Structures in Seismic Regions - Design” (en preparación).

[4] Eurocode 4: “Design of Composite Steel and Concrete Structures”: ENV 1994-1-1: Part 1, General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

[5] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: Annex H: Modelling of building structures for analysis (en preparación).

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Hart, F., Henn, W. and Sontag, H.: “Multi-Storey Buildings in Steel, Colins, London, 1982.

2. Dowling, P. J., Knowles, P. R. and Owens, G. W.: “Structural Steel Design”, Butterworths, London, 1988.

3. Petersen, Ghr: Stahlbauten, Vieweg, 1990.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

**Lección 16.11: Influencia de las Uniones en el
Comportamiento de los Pórticos**

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar y explicar los procedimientos de proyecto de edificios de varias plantas relacionados con el comportamiento de vigas, pilares y uniones. Se presta especial atención a la influencia del proyecto de las uniones de resistencia plástica parcial en el comportamiento de los pórticos.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 16.8: Clasificación de Pórticos de Varias Plantas

LECCIONES AFINES

Lección 13.6: Uniones de momento para Pórticos Continuos

Lección 13.7: Uniones de Rigidez Plástica Parcial para Pórticos Semicontinuos

Lección 16.10: Edificios de Varias Plantas Arriostrados e Intraslacionales

RESUMEN

Se trata la influencia de las uniones de resistencia plástica parcial y semirrígidas en el proyecto de pórticos metálicos. Se analizan las uniones calculadas plásticamente en pórticos calculados según la teoría de elasticidad y de uniones calculadas elásticamente en estructuras calculadas según la teoría de plasticidad.

1. INTRODUCCIÓN

Los elementos estructurales principales de las estructuras metálicas de varias plantas son los pilares, las vigas y sus uniones. Convencionalmente, las uniones viga-pilar se consideran articuladas o rígidas.

En el caso de las uniones articuladas o “simples”, los pórticos se han de estabilizar por medio de sistemas de arriostramiento adecuados. Estos pórticos se denominan pórticos arriostrados en el Eurocódigo 3. Su diseño se trata con detalle en la lección 16.10.

La expresión “rígido” implica, en este contexto, que la unión puede resistir momentos con una gran rigidez, es decir, la flexibilidad de la unión tiene una influencia despreciable en la distribución de movimientos en las uniones del pórtico. Si las uniones son rígidas, la estabilidad global puede proporcionarla el propio pórtico sin la inclusión de ningún sistema de arriostramiento. Estos pórticos con uniones rígidas o resistentes al momento se tratan en la lección 16.14.

Aunque en el pasado se ha aplicado en exclusiva la idealización de la rigidez de las uniones como articuladas o rígidas, en general se reconoce que su comportamiento nunca es tan ideal como se supone en el análisis (figura 1). Ambos casos, articulada y totalmente rígida, representan en realidad los extremos del comportamiento de las uniones. En realidad, las uniones se comportan entre ambos límites, es decir, como semirrígidas [1 y 2].

Una clasificación adicional de las uniones resistentes al momento hace referencia a su resistencia plástica. Una unión de “resistencia plástica total” es aquella que puede desarrollar, al menos, la resistencia a la flexión de los elementos que conecta. Una unión con “resistencia plástica parcial” tiene una resistencia de cálculo menor que la de los elementos que une.

La capacidad de rotación de una unión resistente al momento también puede ser importante. Por ejemplo, una viga con uniones de resistencia plástica parcial en sus extremos puede calcularse plásticamente si la capacidad de rotación de la unión es suficiente para garantizar el desarrollo de un rótula efectiva en el centro del vano.

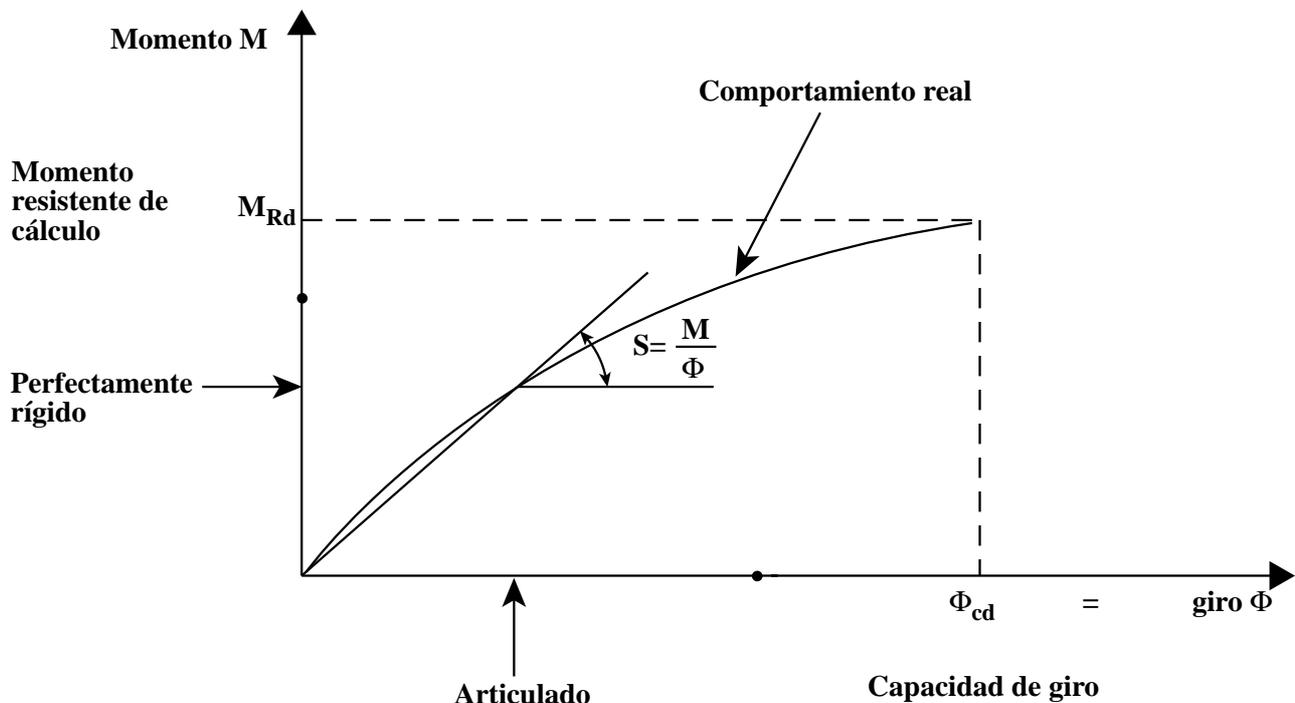


Figura 1 Características de uniones de viga a pilar

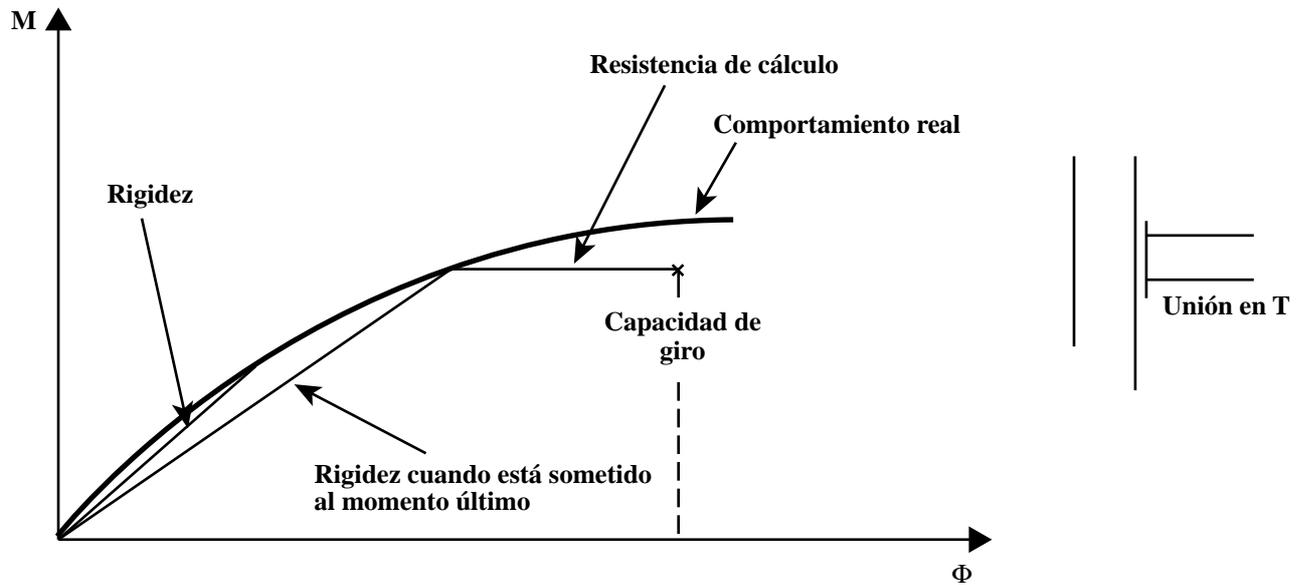


Figura 2 Parámetros de cálculo del momento resistente en uniones

La figura 2 muestra el diagrama de momento/rotación de una unión viga-pilar. A efectos de cálculo, el comportamiento real de la unión puede representarse con un diagrama bilineal o trilineal en el que pueden distinguirse las siguientes propiedades.

- La resistencia de cálculo de la unión
- La rigidez de la unión sometida a momentos reducidos
- La rigidez de la unión sometida a momentos de estado límite último
- La capacidad de rotación

La influencia de las uniones en el comportamiento del pórtico se trata de forma independiente para las de resistencia plástica parcial y las semirrígidas.

Los pórticos arriostrados se calculan en general en base al estado de tensiones y los pórticos no arriostrados en base a las condiciones de estabilidad y deformación. Por tanto, las uniones con resistencia plástica parcial son aplicables principalmente a los pórticos arriostrados y las semirrígidas a los pórticos sin arriostrar.

2. CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES

2.1 Influencia de la Flexibilidad de las Uniones en la Estabilidad Elástica de los Pórticos

La rotación en el extremo de una viga sobre dos apoyos sometida a una carga vertical uniforme y a momentos externos negativos M (figura 3) viene dada por:

$$\phi = \frac{ql_b^3}{24EI_b} - \frac{Ml_b}{2EI_b} \quad (1)$$

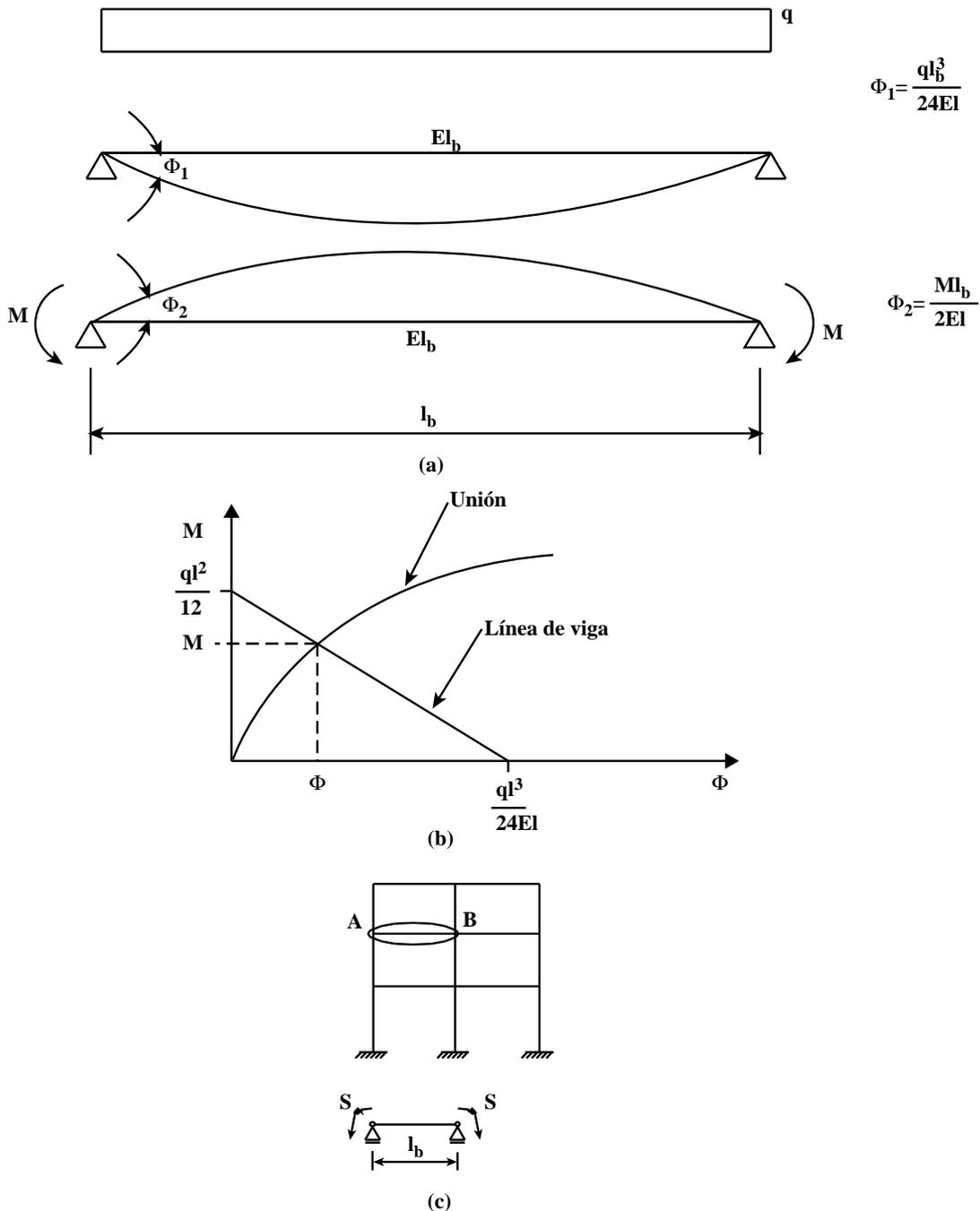


Figura 3 Comportamiento de las uniones en línea de viga

La respuesta ($M-\phi$) representada por la ecuación 1 es una línea recta denominada línea de la viga, mostrada en la figura 2b. En los pórticos reales, la restricción al momento del extremo

la proporciona la rigidez de las uniones $S = \frac{M}{\phi}$

tal como se muestra en la figura 3c y, por tanto, el momento real del extremo y la rotación en el extremo de la viga los indica la intersección entre la línea de la viga y la característica de la unión, tal como se muestra en la figura 3b.

En situaciones prácticas de diseño, es necesario aproximar el comportamiento no lineal real de la unión. La figura 4 muestra varias características de unión aproximadas. El comportamiento de la unión lo caracteriza su resistencia al momento M_{Rd} , su capacidad rotacional ϕ_{Cd} y su rigidez $s = M/\phi$.

Para determinar si la flexibilidad de la unión S^{-1} debe incluirse en el análisis global del pórtico, es importante examinar su influencia en el comportamiento del mismo [3]. Esto se estu-

dia posteriormente para pórticos de una sola planta arriostrados y sin arriostrar, tal como se muestra en la figura 5a.

La figura 5b presenta la relación entre la rigidez relativa entre unión y viga \bar{s} y entre viga y pilar ρ de forma que la flexibilidad de la unión reduce la carga de pandeo de Euler del pórtico rígido en un 5%.

Un ejemplo de la evaluación de la curva de un pórtico sin arriostrar se ofrece al considerar el punto x, donde $\rho = 1.4$ y $\bar{s} = 25$.

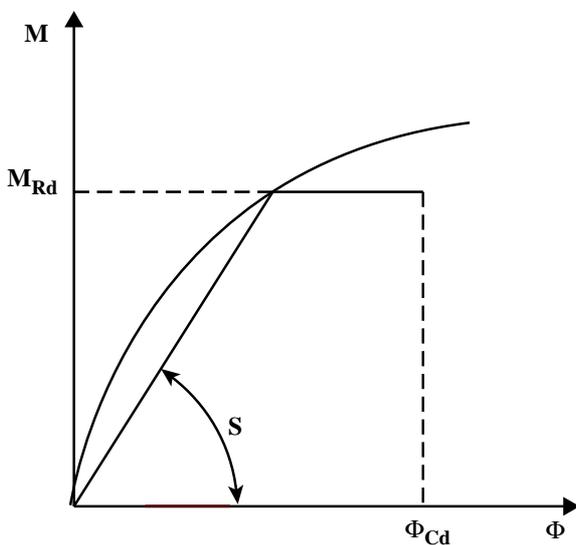
Supongamos $k_b = 10$

$$\text{Si } \rho = 1.4; k_c = \frac{10}{1.4} = 7.14$$

$$\text{Si } \bar{s} = 25; s = \bar{s}k_b = 250$$

En primer lugar examinamos el caso con unión totalmente rígida $s = \infty$

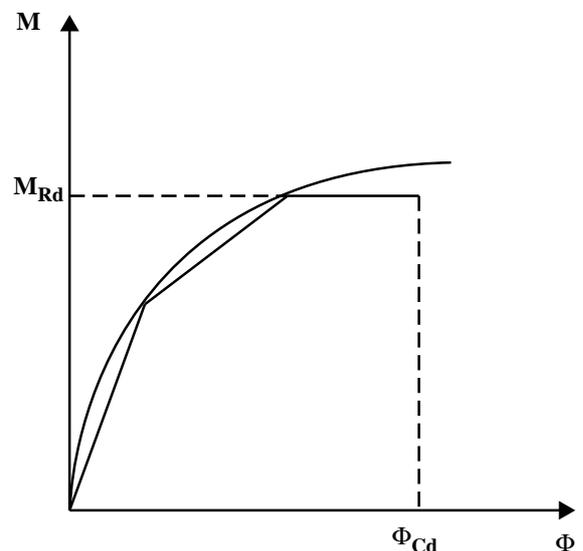
$$k_1 = k_b = 10$$



M_{Rd} = Resistente en la unión

Φ_{Cd} = Capacidad de giro de la unión

(a) Respuesta bilineal



S = Rigidez de la unión

(b) Respuesta trilineal

Figura 4 Derivación de las características aproximadas del momento-giro

Del anexo E de EC3

$$\eta_1 = 1.0; \eta_2 = \frac{k_c}{k_c + k_1} = \frac{7.14}{7.14 + 10} = 0.417$$

$$\frac{l}{L} = \left[\frac{1 - 0.2(1.417) - 0.12(0.417)}{1 - 0.8(1.417) + 0.6(0.417)} \right]^{0.5} = \left[\frac{.6667}{.1166} \right]^{0.5} = 2.391$$

Examinemos el caso de la unión semirrígida

Para una doble curvatura simétrica en la viga, la rigidez a la rotación en el extremo = $\frac{4EI_b}{l_b}$, por tanto la rigidez efectiva de la unión al

calcular k_1 es $\frac{S}{4}$ en base a los coeficientes de

$$\frac{EI_b}{l_b} \text{ a } \frac{EI_c}{l_c}.$$

Entonces,

$$k_1 = \frac{\frac{S}{4}}{\frac{S}{4} + k_b} \cdot k_b = \frac{\frac{250}{4}}{\frac{250}{4} + 10} \cdot 10 = 8.62$$

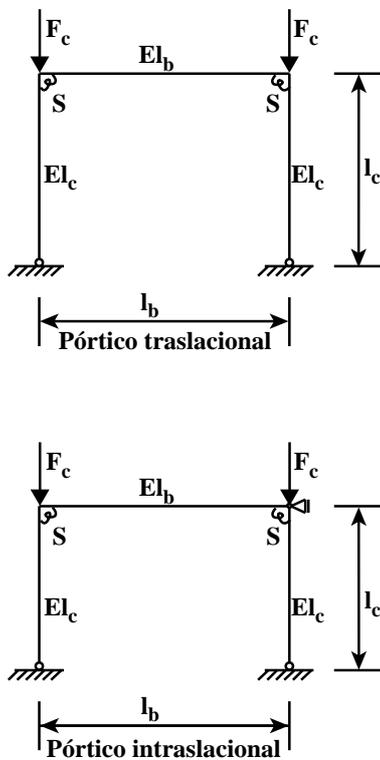
Del anexo E de EC3

$$\eta_1 = 1.0 \quad \eta_2 = \frac{7.14}{7.14 + 8.62} = 0.453$$

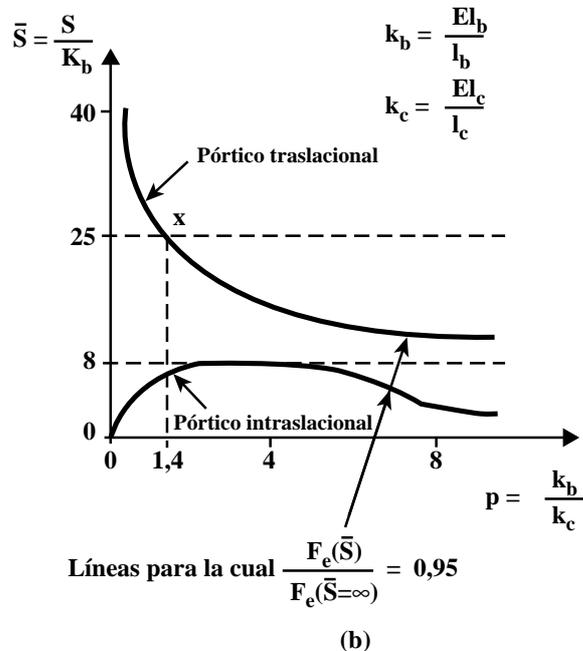
$$\frac{l}{L} = \left[\frac{1 - 0.2(1.453) - 0.12(0.453)}{1 - 0.8(1.453) + 0.6(0.453)} \right]^{0.5} = \left[\frac{0.6550}{0.1094} \right] = 2.447$$

Luego la reducción de la carga elástica crítica en presencia de la flexibilidad de esta unión viene dada por:

$$\frac{\lambda_{\text{crit } \bar{s}=25}}{\lambda_{\text{crit } \bar{s}=\infty}} = \frac{\left(\frac{l}{L}\right)_{\bar{s}=\infty}^2}{\left(\frac{l}{L}\right)_{\bar{s}=25}^2} = \left(\frac{2.391}{2.447}\right)^2 = 0.95$$



(a)



(b)

Figura 5 Influencia de la rigidez de las unidades en el comportamiento del pórtico

es decir, para un pórtico con $\rho = 1.4$, un \bar{s} de 25 provoca una reducción del 5% del coeficiente de carga elástica crítica.

2.2 Influencia de la Flexibilidad de la Unión en la Resistencia del Pórtico

En los pórticos reales la cantidad más importante es la carga de agotamiento F_u del pórtico, más que la carga de pandeo de Euler F_e . En el caso de un pórtico no arriostrado puede

calcularse mediante la fórmula de Merchant-Rankine (lección 9.7). Si F_{pl} es la carga de agotamiento plástico del pórtico, de acuerdo con la fórmula anterior la carga límite viene dada por:

$$\frac{1}{F_u} = \frac{1}{F_{pl}} + \frac{1}{F_e} \quad (2)$$

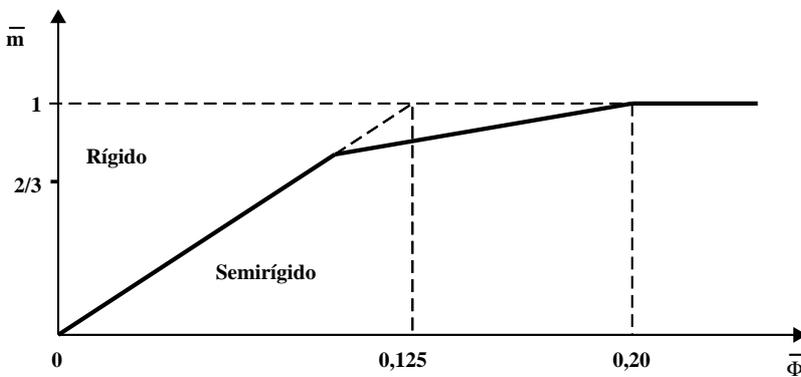
De la ecuación 2 resulta obvio que una disminución del 5% de la carga del pandeo de Euler F_e debida a la flexibilidad de la unión provoca una caída en la capacidad de carga del pórtico F_u no mayor del 5%.

Los comentarios previos permiten observar que para una configuración de pórtico dada, en función del parámetro ρ puede determinarse la rigidez mínima de la unión \bar{s} a partir de la figura 5b, que no lleva a una disminución mayor del 5% del esfuerzo de agotamiento. Si la rigidez actual de la unión es menor que la determinada a partir de la figura 5b, en el análisis del pórtico deberá tenerse en cuenta la flexibilidad de la unión.

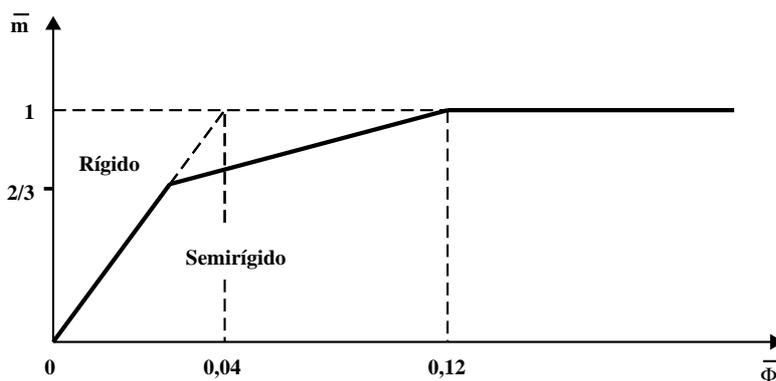
En el Eurocódigo 3 se procede a una simplificación adicional, véase la figura 6. Para los pórticos arriostrados y sin arriostrar se escogen coeficientes límite \bar{s} constantes, en lugar de valores proporcionales a ρ .

El valor límite de \bar{s} para pórticos arriostrados es igual a 8, tal como se muestra en la figura 6b. Esto significa que si $s \geq 8k_b$ la unión puede tratarse como rígida y en caso contrario como semirrígida. Esto se muestra en la figura 6a.

Para pórticos no arriostrados, el valor correspondiente de \bar{s} es 25, lo que significa que si $s \geq 25k_b$ la unión puede tratarse como rígida y en caso contrario como semirrígida. Este caso se muestra en la figura 6b.



(a) Pórticos intraslacionales
cuando $\bar{m} \leq 2/3$: $\bar{m} = 8 \bar{\Phi}$
cuando $2/3 < \bar{m} \leq 1,0$: $\bar{m} = (20 \bar{\Phi} + 3)/7$



(b) Pórticos traslacionales
cuando $\bar{m} \leq 2/3$: $\bar{m} = 25 \bar{\Phi}$
cuando $2/3 < \bar{m} \leq 1,0$: $\bar{m} = (25 \bar{\Phi} + 4)/7$

Figura 6 Clasificación de límites para uniones respecto a su rigidez (reproducida de figura 6.9.8. de EC3)

De acuerdo con la figura 5b, el valor límite $\bar{s} = 25$ de los pórticos no arriostrados sólo cubre los casos donde $\rho \geq 1,4$. Para $\rho < 1,4$ este valor no es seguro. Esta situación se trata a continuación.

Los pórticos para los que $\rho < 0.1$ no son realistas, por lo que debe utilizarse el valor $\rho = 0.1$ como valor límite.

La figura 7 muestra la relación entre ρ y $(F_{E(\bar{s})}/F_{E(\bar{s}=\infty)})$. 100%. Si $\rho = 0.1$, la carga de pandeo de Euler basada en $\bar{s} = 25$ es el 85% de la carga de pandeo de Euler para $\bar{s} = \infty$.

La resistencia a la carga del pórtico en base a la fórmula de Merchant-Rankine se ha reducido así:

$$\frac{1}{F_{u(\bar{s}=\infty)}} = \frac{1}{F_{pl}} + \frac{1}{F_{E(\bar{s}=\infty)}}$$

donde $F_{u(\bar{s}=\infty)}$ es la resistencia última del pórtico con uniones rígidas

$$\frac{1}{F_{u(\bar{s}=\infty)}} = \frac{1}{F_{pl}} + \frac{1}{X F_{pl}}$$

donde:

$$X = \frac{F_{E(\bar{s}=\infty)}}{F_{pl}}$$

$$\frac{1}{F_{u(\bar{s}=\infty)}} = \left(1 + \frac{1}{X}\right) \frac{1}{F_{pl}}$$

$$F_{u(\bar{s}=\infty)} = \frac{X}{X+1} \cdot \frac{1}{F_{pl}}$$

La siguiente relación sirve para uniones donde $\bar{s} = 25$

$$\frac{1}{F_{u(\bar{s}=25)}} = \frac{1}{F_{pl}} + \frac{1}{0.85 X F_{pl}}$$

$$\frac{1}{F_{u(\bar{s}=25)}} \left(1 + \frac{1}{0.85 X}\right) \frac{1}{F_{pl}}$$

$$F_{u(\bar{s}=\infty)} = \frac{0.85 X}{1 + 0.85 X} \cdot F_{pl}$$

La reducción de la resistencia a la carga es:

$$\Delta = \frac{F_{u(\bar{s}=\infty)} - F_{u(\bar{s}=25)}}{F_{u(\bar{s}=\infty)}} \cdot 100\%$$

Incluso para un pórtico esbelto, digamos $F_{E(\bar{s}=\infty)} = F_{pl}$, luego $X = 1$, la reducción es $\Delta = 8\%$ y para $X = 2$ es $\Delta = 5.6\%$.

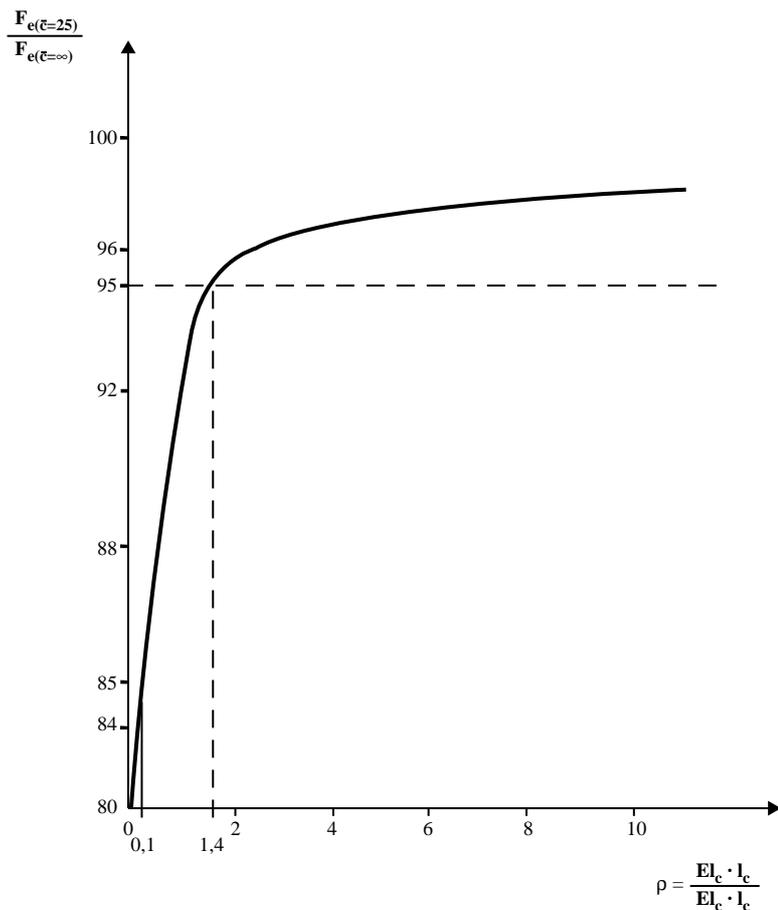


Figura 7 Relación entre ρ y $\frac{F_{e(\bar{c}=25)}}{F_{e(\bar{c}=\infty)}}$

Se puede concluir que $\bar{s} = 25$ es un valor límite suficientemente seguro para la rigidez a la rotación de la unión viga-pilar en pórticos no arriostrados para considerarlos rígidos.

En la figura 6 los límites para la distinción entre comportamiento rígido y semirrígido de la unión siguen una característica trilineal, más que bilineal. Las razones son:

- a) la evidencia experimental muestra que una unión de viga-pilar con chapas de testa se comporta elásticamente hasta como mínimo $2/3$ de su resistencia al momento
- b) La característica de la viga tampoco es lineal hasta el momento plástico. La plastificación de la viga empieza teóricamente hacia $\frac{W_{el}}{W_p I} \approx 0,90$ en los perfiles en I.

Debido a las tensiones residuales una cifra más práctica es el 70% del momento plásti-

co de la viga. Por tanto, se considera razonable atenuar la característica bilineal de la unión con una tercera rama.

2.3 Influencia de la Resistencia de la Unión en el Comportamiento del Pórtico

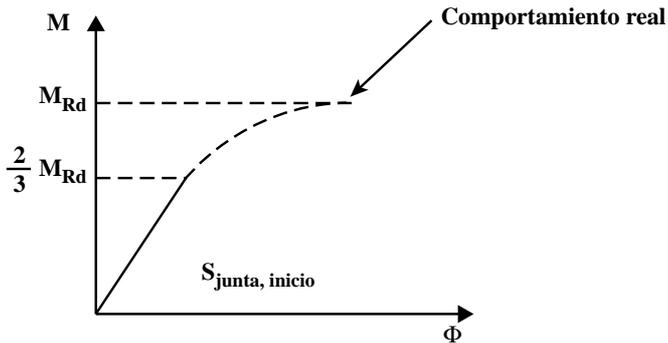
Por lo que se refiere a la resistencia al momento de las uniones entre viga y pilar, la clasificación es sencilla. Si la resistencia al momento de la misma es igual a la resistencia plástica de la viga conectada, la unión se considera de resistencia plástica total. Si no, se considera de resistencia plástica parcial. En base a los límites de la rigidez a la rotación y la resistencia al momento, se obtiene una característica momento-rotación bilineal.

Si la característica momento-rotación de una unión viga-pilar se encuentra a la izquierda y por encima de las líneas límite, la unión puede clasificarse como rígida y de resistencia plástica total.

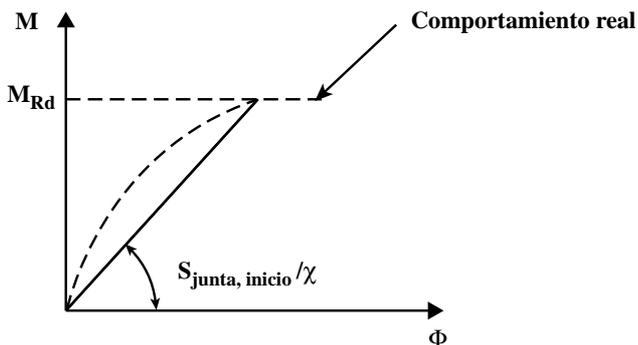
3. MODELIZACIÓN DE LA UNIÓN

Las uniones pueden calcularse según la teoría plástica o la elástica. Dado que normalmente se simulan como resortes rotacionales, tal como se muestra en la figura 4a, es importante determinar la característica del resorte que representa el comportamiento de la unión. A par-

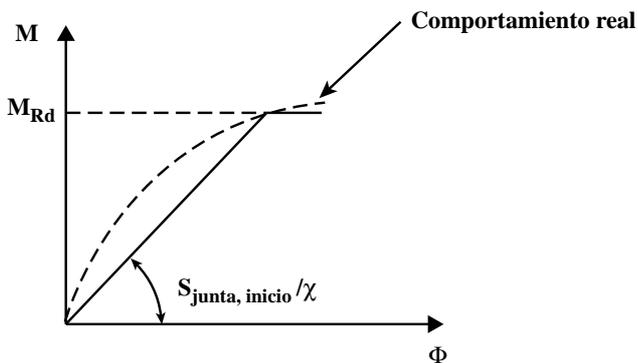
tir de la distribución de las uniones, puede determinarse su característica momento-rotación en base al anexo JJ del Eurocódigo 3. No obstante, la estimación inicial de la característica debe modificarse en función del tipo de análisis global (elástico o plástico) y el método de verificación de las uniones (elástico o plástico), tal como se muestra en la figura 8, reproducida del anexo JJ.



(a) Análisis elástico global, comprobación elástica de la junta



(b) Análisis elástico global, comprobación plástica de la junta



(c) Análisis plástico global, comprobación elástica o plástica de la junta

Nota: Para el análisis plástico global, los modelos (a) y (c) pueden utilizarse previendo que las uniones son de esfuerzo total con $M_{Rd} > M_{pl-b}$

Valor de χ		
Tipo de unión	intraslacional	traslacional
Soldada	3	2
Placa de testa	3	2

Valor de K		
Tipo de unión	intraslacional	traslacional
Soldada	3	2
Placa de testa	3	2

Figura 8 Características de la unión modificada

Si el análisis global es elástico, el comportamiento del resorte se considera lineal dado que también es de aplicación al comportamiento de los demás elementos estructurales (vigas y pilares). Para este tipo de análisis, la unión puede verificarse en base a la teoría plástica o en base a la elástica. En el caso anterior, sólo se tiene en cuenta la parte lineal de la característica de las uniones, es decir, el momento de cálculo de la unión es sólo 2/3 de su momento de

agotamiento y su rigidez es igual al valor inicial (figura 8a). En el último caso, el momento de cálculo de la unión es igual a su momento plástico, pero su rigidez se reduce por el coeficiente χ , tal como se muestra en la figura 8b, para tener en cuenta las no linealidades.

En el caso del análisis global plástico, con uniones con resistencia plástica parcial, el comportamiento de resorte de la unión se considera

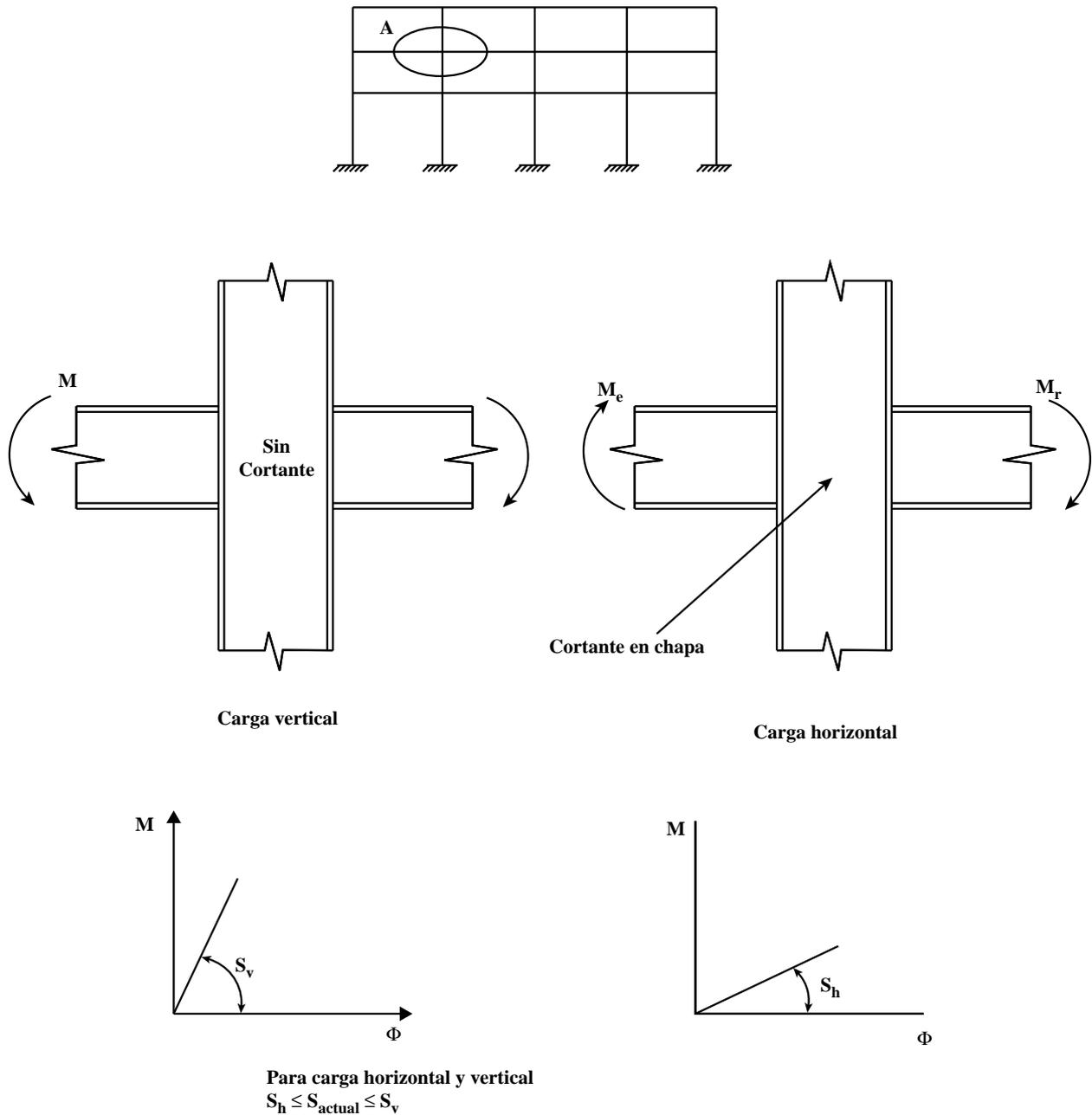


Figura 9 Unión rígida para pórticos traslacionales

bilineal, dado que lo mismo se aplica al comportamiento de las vigas y los pilares del pórtico. En este caso, se tiene en cuenta la parte no lineal de las uniones, tal como se muestra en la figura 8c.

Obviamente, estas uniones deben poseer suficiente capacidad de rotación para admitir las relaciones plásticas resultantes.

Un último caso se presenta cuando se aplica un análisis global plástico con uniones de resistencia plástica total. En este caso no se forma ninguna rótula plástica y el modelo de la unión es lineal de acuerdo con la figura 8a o 8b. Para comprobar que no se forma una rótula plástica en la unión y pensando en la posible sobre-resistencia de la viga, se aplican las siguientes condiciones:

Para la figura 7(a): $2/3 M_{Rd} \geq 1,2 M_{pl,b}$

Para la figura 7(b): $M_{Rd} \geq 1,2 M_{pl,b}$

El mayor problema en el cálculo práctico de pórticos con uniones semirrígidas se encuen-

tra en la determinación de la flexibilidad de la unión, dado que sólo es posible una vez diseñada ésta. Esto significa que debe haber un proceso iterativo entre el análisis del pórtico y las dimensiones de la unión hasta que se encuentra una unión con las características supuestas en el análisis, es decir, que pueda transmitir las fuerzas y el momento y admitir la rotación necesaria determinada por el análisis.

Particularmente en el caso de pórticos no arriostrados, al determinar las uniones debe tenerse en cuenta otro parámetro. Como se muestra en la figura 9, la característica de deformación de la unión es distinta para los distintos estados de carga (vertical u horizontal) debido a la gran flexibilidad del alma del soporte al someterla a cortadura. Dado que este caso sólo aparece para cargas horizontales, el comportamiento de la unión es mucho más dúctil en éstas que en el caso de carga vertical. En el caso normal de cargas verticales y horizontales, la rigidez de resorte real se encuentra entre los dos valores. Esto hace casi imposible el diseño de pórticos no arriostrados con uniones semirrígidas.

4. RESUMEN FINAL

- El Eurocódigo 3 clasifica las uniones en articuladas, semirrígidas y rígidas, de acuerdo con su rigidez, y como de resistencia plástica total o parcial según su resistencia.
- En el diseño convencional de pórticos, las uniones se consideran articuladas o rígidas.
- Si se introducen las uniones semirrígidas en el diseño, debe tenerse en cuenta su flexibilidad en el análisis global. Así, las uniones deben determinarse antes de la verificación final del pórtico.
- En pórticos arriostrados, la introducción de uniones semirrígidas puede llevar a resultados más económicos gracias a la optimización de la cantidad de acero necesaria para las vigas.

- En pórticos no arriostrados, la utilización de uniones semirrígidas está asociada a problemas en el análisis global y lleva a desplazamientos horizontales mayores, lo que puede provocar problemas en la estabilidad general. Por tanto, no se recomiendan estas uniones en tales pórticos.

5. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Chen, W F: Joint flexibility on steel frames, Elsevier Applied Science Publications Ltd, 1987
- [2] Bjorhorde, R., Brozzetti, J., Colson, A.: Connections in Steel Structures, Elsevier Applied Science Publishers Ltd, 1988
- [3] Background Document 6.09 to Eurocode 3, Beam to Column Connections, Commission of the European Communities, 1989

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

**Lección 16.12: Método Simplificado de Cálculo para
Pórticos de Poca Altura**

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir las hipótesis del método del momento de viento para el diseño de pórticos sin arriostrar. Resumir las justificaciones del método. Mostrar el método de análisis y las reglas de cálculo adecuadas.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

- Lección 8.3: Modos de Inestabilidad Elástica
- Lección 9.2: Clasificación de las Secciones Transversales
- Lecciones 9.8: Vigas Arriostradas
- Lecciones 9.10: Vigas-Columna
- Lección 16.8: Clasificación de Pórticos de Varias Plantas

LECCIONES AFINES

- Lección 2.2.1: Filosofías de Diseño
- Lecciones 2.7: Introducción al Diseño de Edificios de Varias Plantas

Lección 13.7: Uniones de Rigidez Plástica Parcial para Pórticos Semicontinuos

Lección 16.7: Anatomía de Edificios de Varias Plantas

RESUMEN

El método de la unión resistente a cargas de viento para pórticos sin arriostrar deja la estructura estáticamente determinada y evita la interacción entre el análisis global y el diseño de los elementos. Supone que las uniones actúan como rótulas frente a la carga gravitatoria y como uniones rígidas frente a las cargas horizontales.

Los estudios sobre pórticos diseñados mediante este método han proporcionado un adecuado campo de aplicación. Se comenta el comportamiento habitual de los pórticos de momento a viento y se identifican los aspectos que precisan especial atención para conseguir un diseño satisfactorio. Se explica el método de análisis global y se resumen las reglas adecuadas para el cálculo de los elementos.

1. INTRODUCCIÓN

En algunos países, como Reino Unido, Australia o Estados Unidos, se ha utilizado durante muchos años un método simplificado para el diseño de “pórticos de poca altura”. Conocido como método del “momento del viento” o de la “unión para el viento”, está reconocido en las recomendaciones nacionales correspondientes y se ha demostrado satisfactorio a través de la experiencia lograda por su aplicación en los mencionados países. Como resultado, se utiliza ampliamente.

De todos modos, su aplicación no es universal. En Reino Unido su uso se limita actualmente a pórticos simples de geometría regular con un máximo de 8 plantas y 4 vanos, alturas entre plantas hasta 5 m, vanos con luces máximas de 12 m y longitudes relativas entre vanos entre 0,5 y 2,0 como máximo.

En muchos otros países, este método simplificado no es muy conocido y no está incluido en sus normas, por lo que no es posible su aplicación. No está específicamente incluido en la versión actual del Eurocódigo 3 [1]. A pesar de ello, parecía útil dedicar una lección a este método y desarrollar un ejemplo práctico de aplicación. El método sigue siendo ampliamente utilizado, al menos en los países antes indicados, y, por tanto, la lección es una interesante aportación de información de base para muchos profesores.

Incluso puede que la inclusión de esta lección amplíe el largo y aún inconcluso debate sobre el tipo de simplificación y el nivel de rigor con que deben seguirse los métodos de cálculo ofrecidos en los reglamentos estructurales.

2. EL MÉTODO

Si un pórtico metálico no está arriostrado, la técnica de cálculo consiste en basarse en la rigidez a la flexión de las uniones para proporcionar resistencia al viento, incluso si dicha restricción se ignora con respecto a la acción de las cargas gravitatorias. Este enfoque se denomina método del “momento del viento” o de la “unión para el viento”.

En su forma habitual, el método supone que:

- sometidas a cargas gravitatorias, las uniones actúan como rótulas (figura 1a)
- sometidas a la carga del viento, las uniones se comportan como rígidas, con puntos de inflexión a mitad de la altura de los pilares y a mitad de la longitud de las vigas (figura 1b).

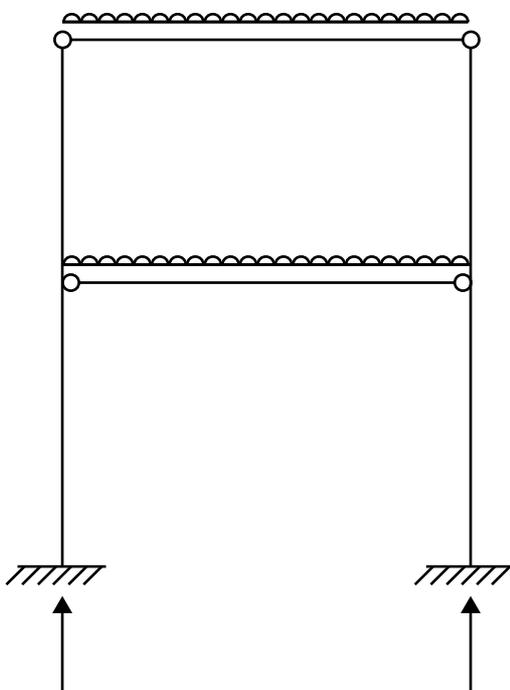
Las barras y uniones se dimensionan inicialmente para resistir la carga gravitatoria. Los

esfuerzos y momentos debidos a la carga gravitatoria y al viento (figuras 2a y 2b) se combinan posteriormente en casos de carga adecuados. El cálculo para la resistencia se completa modificando los tamaños de perfil y demás detalles iniciales de los elementos y las uniones para resistir los efectos combinados.

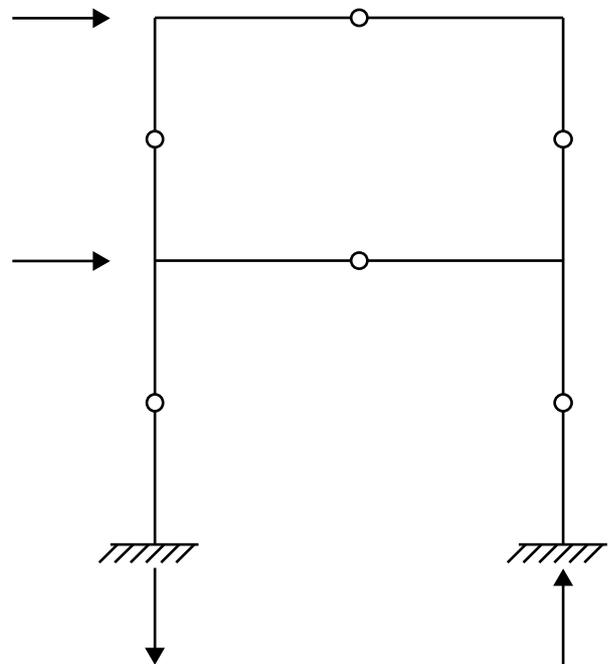
No se realiza ningún cálculo para los momentos de segundo orden debidos al efecto “P- Δ ”. Se supone que estos momentos pueden absorberse utilizando longitudes de pandeo de los pilares mayores que las longitudes reales en los ejes en los que puede aparecer una flecha horizontal.

En servicio las flechas horizontales se calculan suponiendo que las uniones son rígidas.

La ventaja del método es su simplicidad. Dado que el pórtico queda determinado estáticamente, los momentos y fuerzas internos no dependen de las rigideces relativas de las barras. De este modo se evita la necesidad de



(a) Pórtico con carga gravitatoria



(b) Pórtico con carga de viento

Figura 1 Idealización de pórtico para el método viento-momento

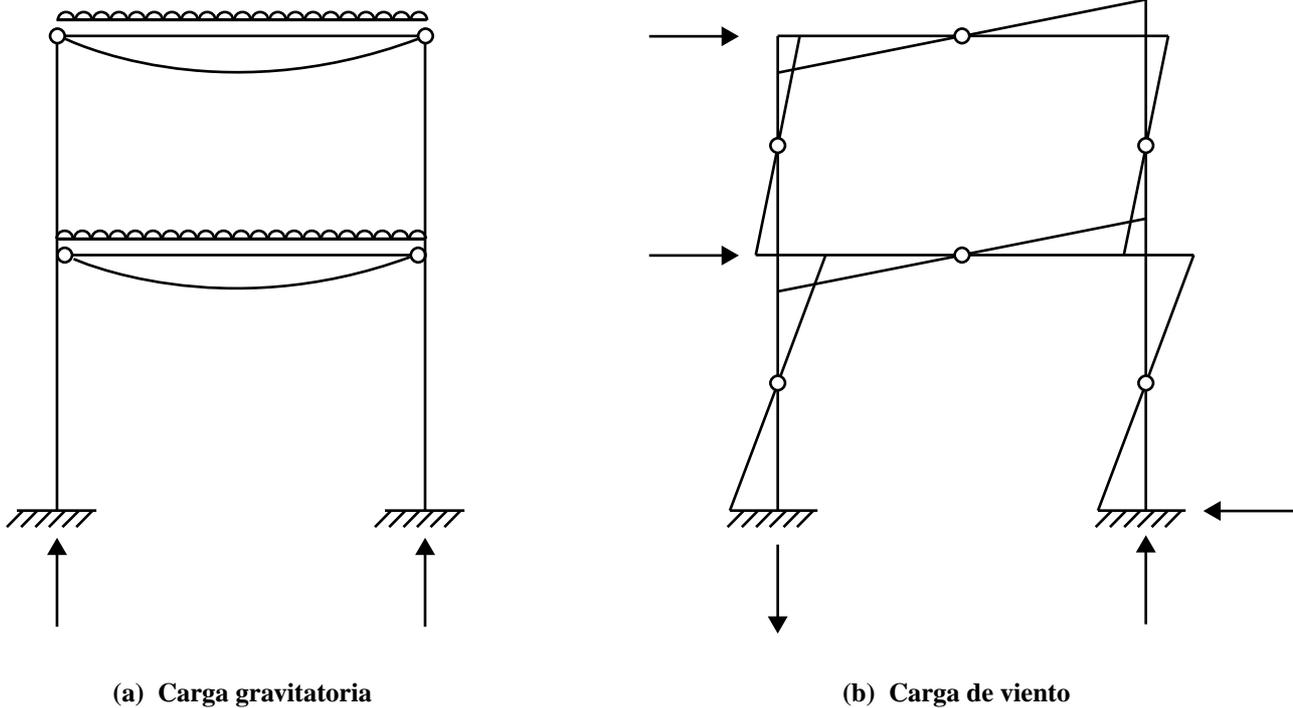


Figura 2 Momentos y esfuerzos internos de acuerdo al método viento-momento

repetir el análisis para que se corresponda con las modificaciones en el tamaño de los perfiles. En consecuencia, el método se ha utilizado ampliamente [2 y 3] aunque no se haya verificado como un enfoque de aplicación general.

La justificación del método se basa parcialmente en el hecho de que los edificios proyectados a partir del mismo se han mostrado satisfactorios en su utilización. En los últimos años el método ha sido contemplado como una forma de diseño semirrígido y a partir de ello se ha procedido a una justificación analítica [4 a 7]. Las conclusiones son las siguientes:

- Vigas

Estas vigas tienden a estar sobredimensionadas: normalmente el cálculo de las vigas está gobernado por el momento positivo interno debido a la carga gravitatoria. La naturaleza semirrígida de las uniones provoca que aparezcan momentos de apoyo negativos (figura 3). Dado que la forma habitual del método supone momentos de apoyo nulos (figura 2a), no hay ninguna ventaja en la reducción del momento positivo.

- Pilares

Estas barras tienden a estar subdimensionadas debido al efecto adverso sobre las mis-

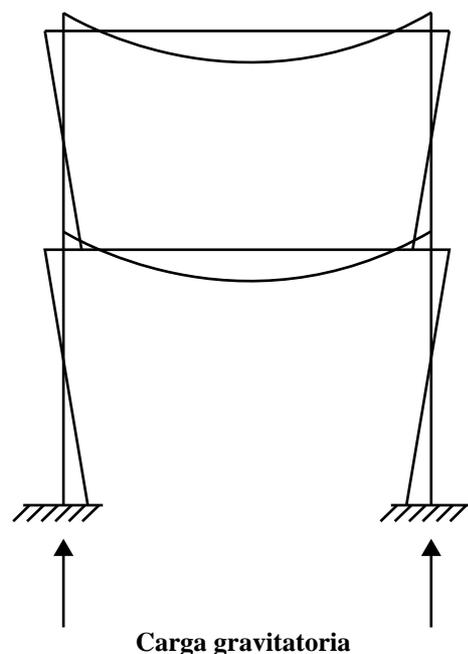


Figura 3 Momentos internos debidos a uniones semirrígidas

mas de los momentos negativos desarrollados en las vigas. Estos momentos afectan en particular a los pilares externos y a las demás barras sometidas a cargas desequilibradas. No obstante, dado que los pilares también están diseñados para resistir cargas axiales, su subdimensionamiento no es tan importante como el sobredimensionamiento de las vigas.

• Uniones

En general las uniones viga-pilar estarán subdimensionadas. Ello se debe a que el momento interno de al menos uno de los extremos de la viga será mayor que el previsto por el método, debido a los momentos negativos de las cargas gravitatorias (véase la explicación anterior). Dado que las vigas suelen estar gobernadas por el momento del centro del vano, mientras que las uniones están dimensionadas pensando únicamente en el momento del extremo, en general las uniones sólo serán de “resistencia plástica parcial” con respecto a las vigas.

• Flechas horizontales

Estas flechas son mayores que las previstas suponiendo uniones rígidas. Se debe a la naturaleza semirrígida y con resistencia plástica parcial de las uniones.

• Estabilidad del pórtico

La aparición de la inestabilidad del pórtico estará por encima del nivel de la carga de cálculo en pórticos de poca y media altura. En caso de variaciones repetidas, como inversiones de la carga del viento, a lo largo de la vida de la estructura, de la carga prevista, el pórtico se “agitará” y las uniones se comportarán elásticamente.

La teoría plástica rígida también ofrece una cierta justificación del método [8]. De acuer-

do con esta teoría, el estado de colapso tiene las siguientes características:

- se ha formado un mecanismo de rótulas plásticas
- los momentos y esfuerzos internos están en equilibrio con las cargas aplicadas
- el momento interno no supera el momento plástico de resistencia en ningún punto

Si se satisfacen la segunda y tercera condiciones, el Teorema del Límite Inferior [8] establece que las cargas aplicadas son menores o iguales que las cargas que agotarían el pórtico. El método del momento del viento satisface estas condiciones y por tanto proporcionará cálculos seguros siempre que el pórtico satisfaga las hipótesis de la teoría plástica rígida:

- puede despreciarse el efecto de las flechas sobre el equilibrio
- el colapso no es resultado de ninguna forma de pandeo

Estas hipótesis indican los aspectos del cálculo que precisan una atención particular si se quiere que el método del momento del viento ofrezca pórticos con la resistencia adecuada.

Se ha realizado un estudio analítico de los pórticos calculados según el método utilizando un enfoque de estados límite [7]. Esta lección describe cómo puede utilizarse el método de forma coherente con el Eurocódigo 3 [1]. Las recomendaciones abarcan el análisis global y el cálculo de las barras. De los resultados de los estudios se espera que estas recomendaciones tengan por resultado pórticos de poca y media altura con la resistencia adecuada.

3. ÁMBITO

Esquema del Pórtico

El método es aplicable a estructuras metálicas que puedan ser idealizadas como un conjunto de pórticos planos sin arriostrar.

El campo de aplicación está restringido a pórticos planos de múltiples plantas en los que:

- el pórtico esté formado principalmente de vigas horizontales y pilares verticales (figura 4)
- el pórtico no supere las ocho plantas
- el número de vanos no pase de cuatro
- la luz de cada vano sea constante en toda la altura del pórtico
- los pórticos estén arriostrados eficazmente contra el desplazamiento lateral fuera del plano a nivel de la cubierta en todos los niveles de forjado.
- los emparrillados de vigas sólo están formados por vigas primarias (figura 5) o conjuntos de vigas primarias y secundarias como los mostrados en las figuras 6a y 6b

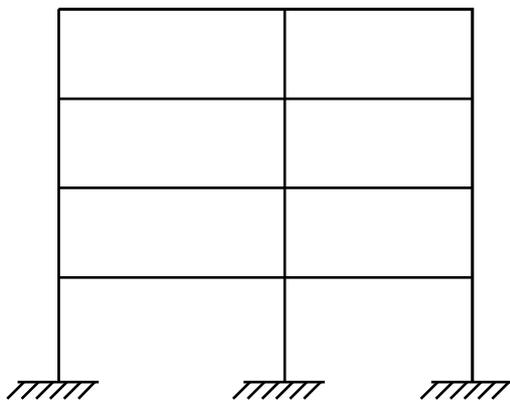


Figura 4 Pórtico de vigas horizontales y pilares verticales

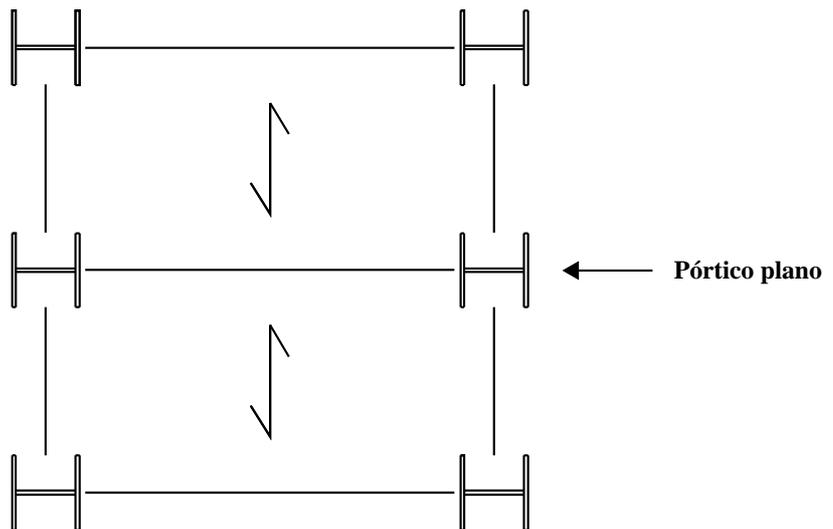


Figura 5 Emparrillado de vigas principales

- los elementos de forjado y cubierta se extiendan en las direcciones mostradas en las figuras 5 y 6

Las limitaciones referentes al número de plantas y naves se han elegido en base a las Referencias [6 y 7]. Las razones principales de estas limitaciones son:

- la escasez de construcciones sin arriostrar en estructuras más altas
- la falta de evidencias experimentales del comportamiento de uniones que unan secciones de gran tamaño
- la objeción a aceptar un método aproximado para estructuras más altas

La disposición de las vigas de la figura 6b reduce la carga gravitatoria soportada por las vigas del plano del pórtico. Esto lleva a perfiles de viga más pequeños en el plano del pórtico en comparación con los emparrillados mostrados en las figuras 5 y 6a. En el estudio [7] que establece la base de las recomendaciones se han considerado las tres disposiciones. Los entramados que no entren en alguna de estas tres disposiciones se encuentran fuera del ámbito. Esta limitación es necesaria porque no se ha estudiado su posible efecto sobre la rigidez y resistencia de las vigas en relación con los pilares.

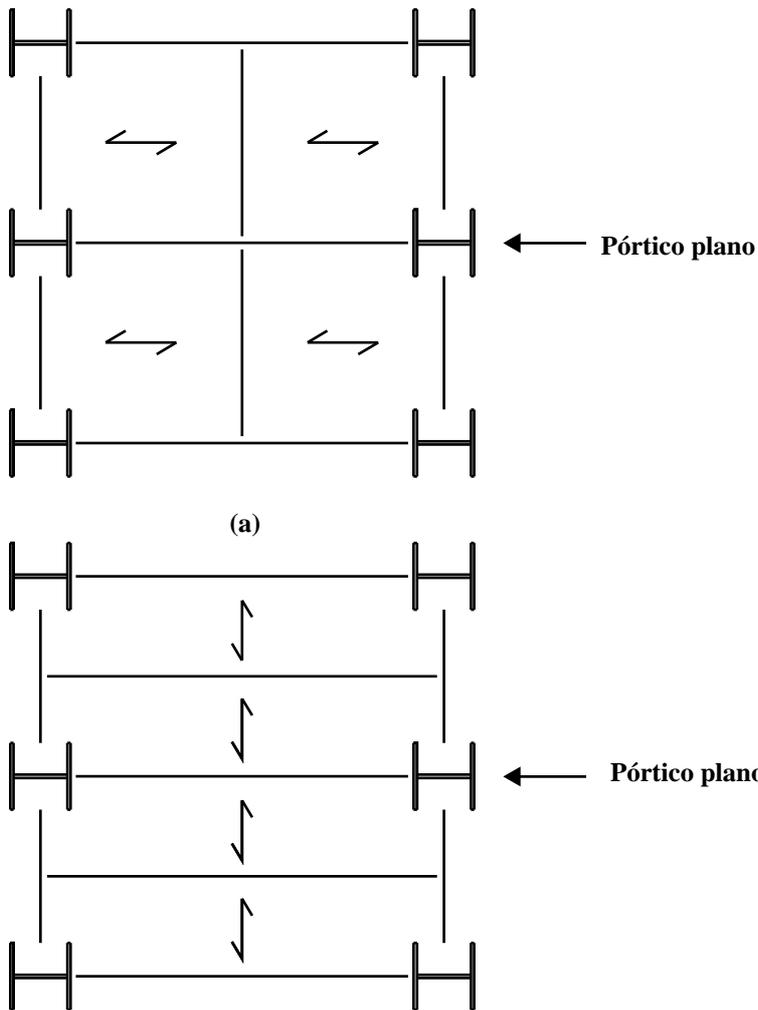


Figura 6 Emparrillado de vigas principales y secundarias

Dimensiones del pórtico

De acuerdo con las dimensiones de los pórticos estudiados, el campo de aplicación está limitado a:

- La altura máxima de los pilares es de 6,0 m en las plantas bajas y de 5,0 m en las demás
- La luz máxima es de 12,0 m y la mínima de 4,50 m
- La relación entre la anchura máxima y mínima de los vanos del pórtico no es mayor de 2

La altura real del pilar debe limitarse porque la rigidez al pandeo lateral es inversamente proporcional al cuadrado de la longitud de la barra.

En la tabla 1 se indican otras limitaciones.

En la práctica estos límites no son una restricción caprichosa.

Perfiles estructurales

Los perfiles pueden ser de acero S235, S275 o S355 o de un

Dimensiones relativas	Mínima	Máxima
Anchura de la nave: altura de la planta (planta baja)	0,75	2,00
Anchura de la nave: altura de la planta (plantas superiores)	0,90	2,50
Anchura máxima de la nave: anchura mínima de la nave	1,00	2,00

Tabla 1

Plantas bajas	6,0 m
Otras plantas	5,0 m

uniones con resistencia plástica parcial, que se deforman plásticamente, todas las uniones deben diseñarse con la suficiente capacidad de rotación.

Tabla 2 Altura máxima de los pilares

acero con propiedades estructurales similares. Debe utilizarse el mismo grado de acero en todos los perfiles del pórtico. Además:

- para las barras horizontales deben utilizarse perfiles en I o en H laminados en caliente
- para las barras verticales deben utilizarse perfiles universales para pilares, perfiles HE o similares
- los perfiles deben orientarse de forma que las cargas en el plano del pórtico tiendan a provocar la flexión alrededor del eje mayor.
- Todas las secciones transversales de pilares y vigas deben ser de Clase 1

A continuación se ofrecen las razones de estas limitaciones.

El método no ofrece un cálculo exacto de los momentos en los extremos de los soportes. En consecuencia, para estas barras deben utilizarse perfiles con un considerable momento de resistencia al pandeo, como los HE, UC y similares.

Los perfiles de los pilares deben orientarse tal como se indica porque el estudio [7] no examina estructuras en las que las vigas se acoplan al alma de los pilares. Aún no se dispone de un método aceptado para predecir el comportamiento de tales uniones.

La orientación recomendada de los perfiles de las vigas es una práctica habitual. Es necesario seguirla para proporcionar rigidez en el plano del pórtico.

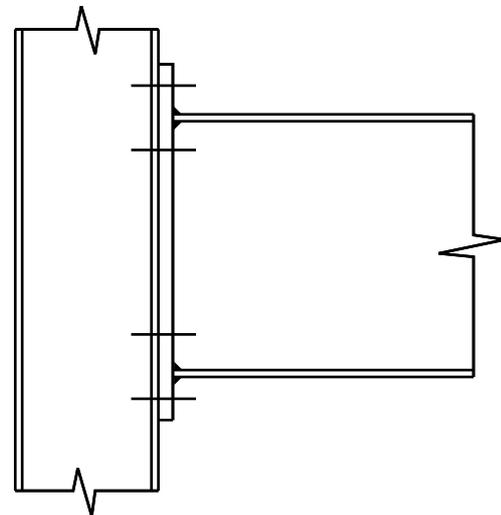
Uniones viga-pilar

Deben utilizarse uniones de placa de testa ampliada (figura 7a) o enrasada. Las uniones de los pórticos de momento del viento forman parte del tema tratado en la lección 13.5. Es importante advertir que dado que el método tiene por resultado

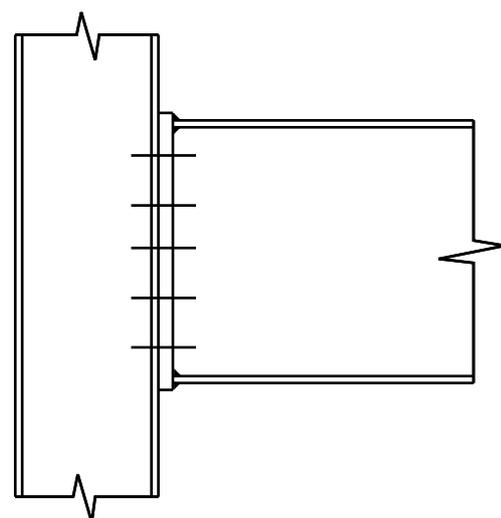
Bases de pilares

Los pilares deben conectarse rígidamente a los cimientos por medio de bases diseñadas de acuerdo con la práctica habitual para este tipo de construcciones.

Los pórticos con bases articuladas están excluidos de estas recomendaciones. Ello se



(a) Placa de testa ampliada (para empotramiento)



(b) Placa de testa (para articulaciones)

Figura 7 Uniones con placa de testa

debe a que los pilares con bases articuladas necesitan grandes longitudes de pandeo para estar diseñadas con seguridad. Además, estas barras provocan una gran flecha lateral en la planta baja de la estructura.

Cargas

El campo de aplicación está restringido a los siguientes valores de carga:

- la carga permanente total (sin mayorar) más la carga impuesta (sin mayorar) no deben superar los $12,5 \text{ kN/m}^2$
- las cargas de viento deben basarse en una velocidad del viento correspondiente a una ráfaga de tres segundos, a una velocidad mínima de 37 m/s , medida a 10 m por enci-

ma del suelo en una situación abierta y para un período de vida de 50 años

- la carga de viento no debe ser tal que condicione el cálculo de ninguna viga

La tendencia a subdimensionar los pilares y uniones debido a despremiar los momentos en el extremo debidos a las cargas gravitatorias (figura 3), aumenta si la carga de viento es baja. Las restricciones sobre la carga gravitatoria máxima y la velocidad mínima del viento restringen esta tendencia.

Si la carga de viento es tan alta que empieza a condicionar el cálculo de las vigas, es mejor diseñar el pórtico como de uniones rígidas. Ello se debe a que el estado límite de servicio por desplazamiento lateral gobierna el cálculo.

4. ANÁLISIS GLOBAL PARA ESTADOS ÚLTIMOS EXTREMOS

Combinaciones de carga

En el cálculo deben utilizarse las siguientes combinaciones de carga:

- 1,35 (carga permanente) + 1,50 (carga impuesta)
- 1,35 (carga permanente + carga impuesta + carga de viento)
- 1,35 (carga permanente) + 1,50 (carga de viento).

Las imperfecciones del pórtico deben tenerse en cuenta aplicando las fuerzas horizontales equivalentes, de acuerdo con las reglas del Eurocódigo 3 [1].

La carga gravitatoria alterna (alternando tramos cargados y tramos sin carga) puede ser crítica en el cálculo de los pilares internos y, por tanto, debe tenerse en cuenta en los pórticos de varios vanos.

Normalmente la combinación de cargas 1,35 (carga permanente) + 1,50 (carga del viento) gobernará el diseño de las uniones como componentes resistentes al momento.

Momentos y esfuerzos internos debidos a la carga gravitatoria

Bajo carga gravitatoria, debe preverse la resistencia parcial de las uniones entre una viga y un pilar por un momento de empotramiento en el extremo igual al 10% del momento positivo de la viga, suponiendo que esta esté libremente apoyada. Además, se debería suponer que el esfuerzo cortante en el extremo de la viga actúa sobre el pilar a una distancia de 100 mm de la cara del soporte. A pesar de lo cual los momentos internos de las vigas deben calcularse para una luz igual a la distancia entre las líneas medias de los pilares.

Todos los pilares deben diseñarse para resistir la suma algebraica de los momentos de las vigas del mismo nivel de ambos lados (del pilar) además de los momentos debidos a la excentricidad de las uniones. El momento neto aplicado en cualquier nivel debe dividirse entre los tramos del pilar por encima y por debajo del nivel y proporcionalmente a la rigidez de cada longitud.

Los momentos aplicados al pilar debido a la fijación parcial y la excentricidad deben suponerse que no afectan a los niveles por encima y por debajo del nivel en el que son aplicados.

La anterior suposición de un momento de extremo igual al 10% del momento libre combinado con los momentos debidos a la excentricidad de las uniones reduce un poco la tendencia del método de subdimensionar los pilares y las uniones.

Momentos y esfuerzos internos debidos a la carga horizontal

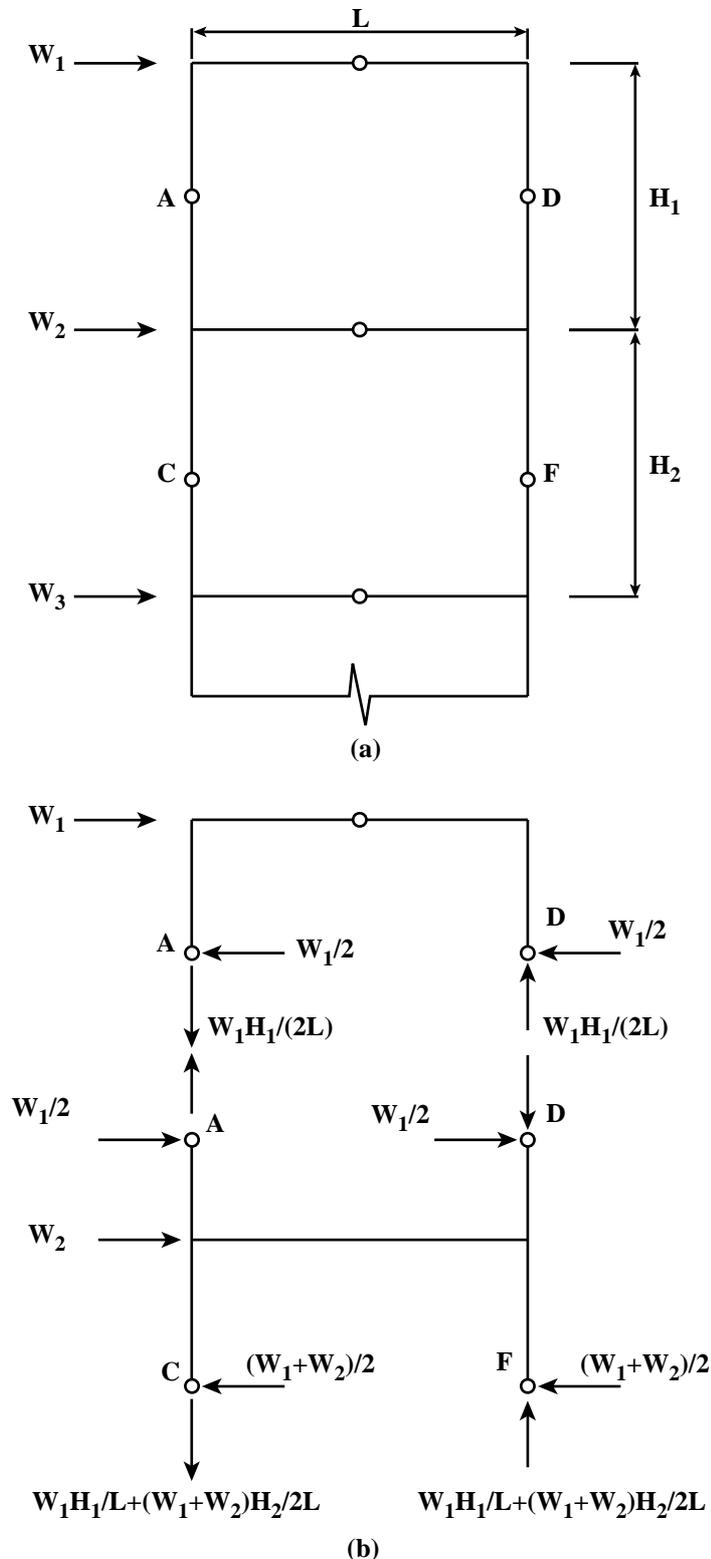
Las cargas horizontales de cálculo surgen de:

- imperfecciones de ejecución como falta de verticalidad, representada por fuerzas horizontales
- carga de viento

El análisis de los momentos y fuerzas internas debidos a la carga horizontal debe realizarse por medio del “método del pórtico” [2]. Se aplican las siguientes hipótesis:

- las cargas horizontales se aplican a nivel de los forjados
- hay un punto de inflexión a mitad de la altura de cada forjado
- hay un punto de inflexión a mitad de la longitud de cada viga
- cada vano actúa como un pórtico simple y la carga horizontal total se divide entre los vanos proporcionalmente a sus luces

En la figura 1b se muestran los puntos de inflexión supuestos para un pórtico de una nave.



Análisis por medio del “método del pórtico”

Consideremos la parte superior del pórtico de un vano de la figura 8a. La parte superior del diagrama de la figura 8b muestra las fuerzas ejercidas sobre la parte del pórtico situada por encima de los puntos de inflexión A y D, mientras que la parte inferior muestra las de la parte ABCDEF del pórtico. En la siguiente deducción, la fuerza axial de compresión se denota como N.

Las fuerzas axiales de compresión en A y D se obtienen aplicando momentos alrededor de A y de D y considerando un estado de equilibrio vertical. Momentos aplicados alrededor de A:

$$N_D L = W_1 H_1 / 2 \quad (1)$$

Entonces:

$$N_D = W_1 H_1 / (2L) \quad (2)$$

Dado que $N_D + N_A = 0$ se obtiene que:

$$N_A = -W_1 H_1 / (2L) \quad (3)$$

Dado que ahora se conocen estas fuerzas, pueden calcularse las fuerzas axiales sobre C y F aplicando momentos alrededor de F o C para la zona ABCDEF y por medio del equilibrio vertical. Momentos aplicados alrededor de C:

$$(N_F - N_D) L = W_1 (H_1 + H_2) / 2 + W_2 H_2 / 2 \quad (4)$$

Sustituyendo N_D en la ecuación (2) y despejando:

$$N_F = W_1 H_1 / L + (W_1 + W_2) H_2 / (2L) \quad (5)$$

Para tener equilibrio vertical, $N_C + N_F = 0$ y por tanto puede encontrarse N_C .

$W_1 H_1 / 4$ nos ofrece los momentos en los pilares a nivel de la cubierta. Por equilibrio, estos momentos son también los momentos en los extremos de las vigas de cubierta.

Figura 8a-b Análisis por el método del portal

El momento en el pilar superior en B debido a la fuerza en A es también $W_1 H_1 / 4$, mientras que el pilar inferior de B debido a la fuerza en C es $(W_1 + W_2) H_2 / 4$. A sotavento del pórtico se aplican los mismos valores. Se deduce que el momento en cada extremo del pilar BE, que resiste la suma de los momentos en el extremo del soporte en B o E, lo ofrece:

$$M_{BE} = M_{EB} = (W_1 H_1 + (W_1 + W_2) H_2) / 4 \quad (6)$$

Para las demás plantas del pórtico, o para otras naves en una estructura de varias naves, puede seguirse un procedimiento de cálculo análogo.

El diagrama de momentos flectores resultante para un pórtico de una nave completo se muestra en la figura 2b.

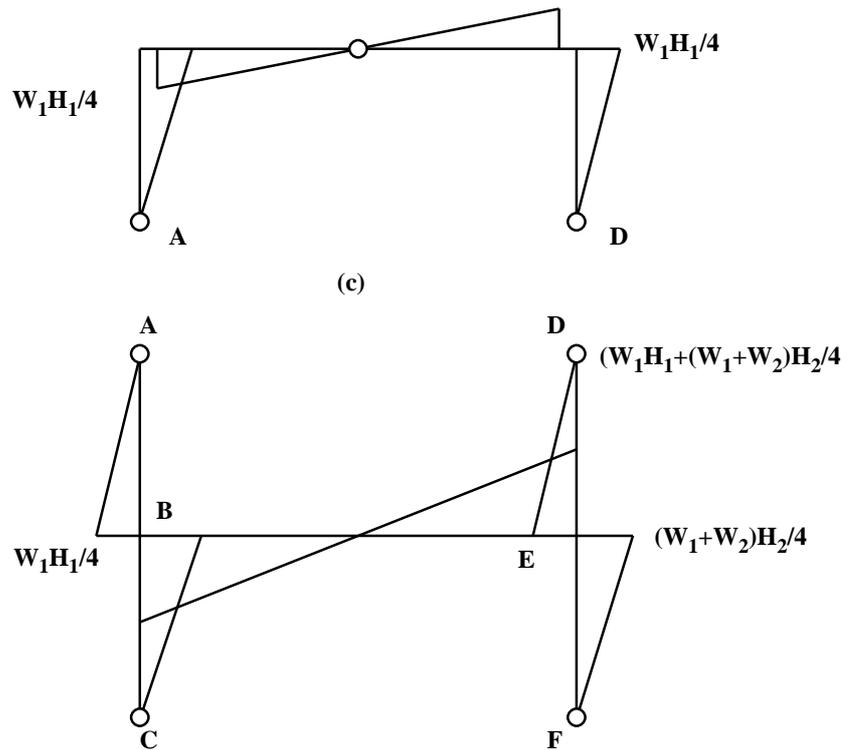


Figura 8c Análisis por el método del portal

5. CÁLCULO DE VIGAS PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Dado que el método del momento del viento puede justificarse en parte como método de cálculo plástico, las secciones transversales deben poder formar rótulas plásticas y participar

en los mecanismos de colapso. Para evitar el agotamiento prematuro por abolladura, las secciones deben ser de Clase 1, Plástica.

No obstante, debe restringirse la resistencia al momento al 90% del momento plástico, para arriostrar a los soportes.

6. CÁLCULO DE PILARES EN ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Longitudes de pandeo

Longitudes de pandeo para resistencia a la compresión, P_c :

Para comportamiento en el plano (flexión alrededor del eje mayor):

$$L_E = 1,5 L \quad (7)$$

Para comportamiento fuera del plano (flexión alrededor del eje menor):

$$L_E = 1,0 L \quad (8)$$

Estas longitudes de pandeo son valores nominales que, al igual que las demás recomendaciones, los estudios [7] demostraron que permiten obtener secciones de pilar adecuadas. El valor para el comportamiento fuera del plano se basa en que el pórtico está eficazmente restringido contra desplazamiento lateral fuera del plano.

Esbeltez equivalente para el momento de resistencia al pandeo, M_b :

La esbeltez λ_{LT} puede calcularse suponiendo que los coeficientes k y k_w de longitud de pandeo indicados por el Eurocódigo 3 [1] se refieren a elementos libremente apoyados y no a empotrados. También deberá tomarse como coeficiente que corresponde a un elemento libremente apoyado el coeficiente C_1 , necesario para calcular λ_{LT} de un perfil en H.

Estos coeficientes son coherentes con el cálculo simple. Dado que los momentos de extremo no se calculan por medio de un análisis exacto, debe tomarse el valor más pesimista del coeficiente C_1 , que corresponde a una flexión de curvatura simple.

Momentos de cálculo

En las distintas combinaciones, el momento de extremo del pilar debe tomarse como la suma de:

- el momento neto (es decir, sin equilibrio) debido a las cargas gravitatorias y a la excentricidad de las uniones
- el momento neto (es decir, sin equilibrio) debido a los momentos de empotramiento de las vigas que aparecen al someterlas a cargas gravitatorias
- el momento debido a la carga horizontal

Dado que la carga horizontal puede invertirse, el momento total debe calcularse sumando las magnitudes numéricas de los momentos componentes.

Clase de perfil

Los perfiles deben ser de Clase 1, Plástica, por la misma razón que al diseñar las vigas.

Comprobación general del pandeo

Los perfiles propuestos deben satisfacer las comprobaciones de flexión y compresión axial combinadas indicadas por el Eurocódigo 3, incluyendo la combinación en la que el modo de posible colapso es el pandeo por torsión lateral. La fórmula incluye la tolerancia por los efectos beneficiosos del gradiente de momento por medio de un coeficiente de momento uniforme equivalente, β . Dado que los momentos en los extremos no se calculan mediante un análisis exacto, el coeficiente β debe tener el valor más desfavorable, correspondiente a la flexión de curvatura simple.

7. CÁLCULO PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Generalidades

La importancia de los desplazamientos laterales en el cálculo de pórticos sin arriostrar está influida por la relación entre las cargas gra-

Los análisis que tienen en cuenta la flexibilidad de las uniones muestran que los desplazamientos laterales en pórticos calculados según el momento de viento son considerablemente mayores que las previstas suponiendo uniones rígidas y, por lo que se sabe, las estructuras con tales pórticos no presentan dichas deformaciones en la práctica.

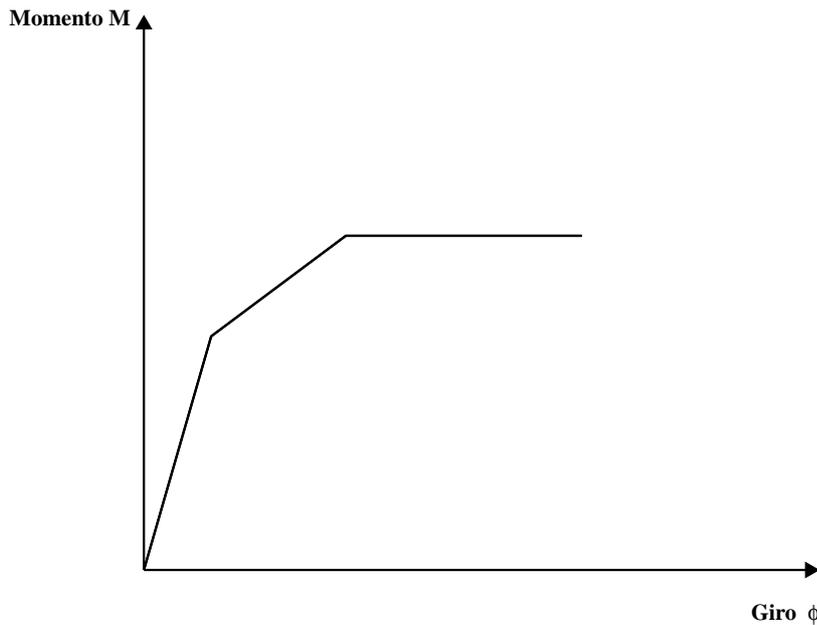


Figura 9 Relación M- ϕ : modelo elasto-plástico

vitatorias y de viento. Incluso aunque el cálculo de algunos pórticos esté gobernado por la limitación del desplazamiento lateral, en otros un cálculo en el estado límite último conducirá a una estructura suficientemente rígida.

Los reglamentos de diseño proporcionan límites recomendados de las flechas, pero estos límites no son criterios de servicio, más bien están destinados a compararse con los resultados de los cálculos, normalmente sobre pórticos elementos de acabado. La justificación de estos límites radica en la experiencia satisfactoria de las estructuras en la práctica.

El aumento de la flecha indicado por dichos análisis depende de la relación momento-rotación ($M - \psi$) de las uniones. El aumento calculado de la flecha es grande si la relación $M - \psi$ está representada mediante una aproximación elástica-plástica (figura 9). Si $M - \psi$ está representada por una curva no lineal sin plataforma (figura 10) el aumento calculado es menor. Esta última se acerca más al comportamiento experimental de las uniones (figura 11).

Incluso con una aproximación elástica-plástica, los estudios [7] demuestran que los pórticos calculados según el momento de viento sometidos sólo a cargas de vien-

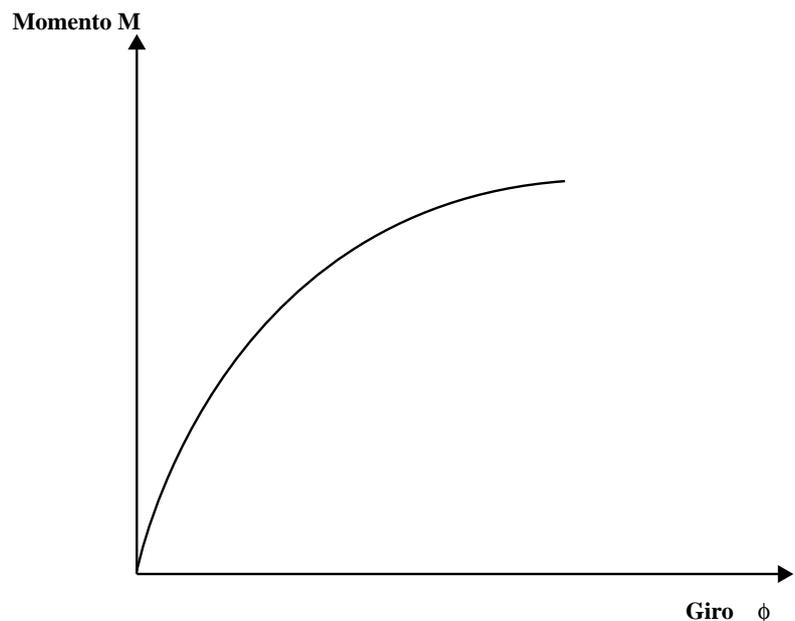


Figura 10 Relación polinómica M- ϕ

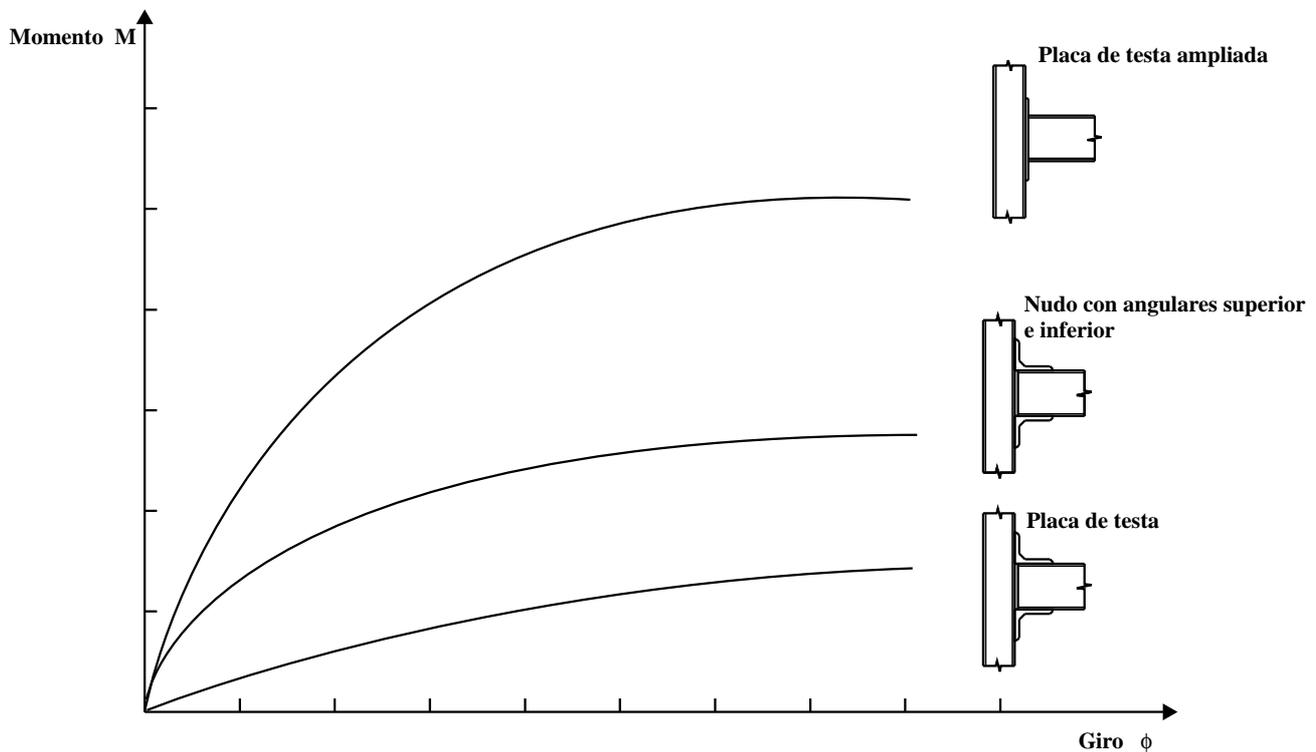


Figura 11 Ejemplos característicos de momentos-giro en uniones atornilladas

to ligeras no presentarán flechas más del límite de 1/500 de la altura total indicado por el Eurocódigo 3 [1].

En pórticos con carga de viento alta, en los que las flechas son críticas, la representación no lineal de comportamiento de las uniones ofrece un aumento en la flecha hasta del 60% [7].

Recomendaciones

De acuerdo con la práctica habitual, el cálculo realizado para el estado límite último debe realizarse sobre un pórtico elástico con uniones rígidas para determinar las flechas por desplazamiento lateral.

Si las flechas son inaceptables, debe revisarse el diseño para proporcionar una rigidez adicional:

- deben cambiarse los detalles de las uniones para que tengan mayor rigidez y puedan considerarse rígidas
- deben aumentarse las secciones de las barras

Si las flechas del pórtico rígido son aceptables, deben aumentarse los valores un 60%. Si los valores aumentados son inaceptables, debe rediseñarse el pórtico siguiendo las recomendaciones del párrafo anterior. Si son aceptables, ha finalizado el diseño de las barras.

8. RESUMEN FINAL

- Las hipótesis del método del momento del viento dejan el pórtico determinado estáticamente. Por tanto se evita la necesidad de análisis repetidos para adecuarse a cambios de tamaño de los perfiles.
- El método tiende a sobredimensionar las vigas y subdimensionar los pilares y uniones viga-pilar. Esto debe tenerse en cuenta introduciendo un momento de empotramiento mínimo en el extremo de cada viga y en la hipótesis carga gravitatoria.
- Los estudios analíticos han demostrado que los pórticos de poca y media altura calculados con el método presentan una resistencia general adecuada.
- Se han presentado recomendaciones de cálculo coherentes con el Eurocódigo 3. Estas recomendaciones buscan conseguir un nivel de seguridad más uniforme en todas las piezas del pórtico.
- Las uniones deben diseñarse con una capacidad de rotación suficiente para deformarse plásticamente como parte de un mecanismo de rótula plástica.

9. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Eurocode 3: "Design of Steel Structures": ENV 1993-1-1: Part 1.1, General rule and rules for buildings, CEN, 1992.
- [2] Construction Steel Research and Development Organisation, Steel Designers' Manual, Crosby Lockwood Staples, 1972.
- [3] American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction, AISC Chicago, 1980.
- [4] Nethercot, D. A., "Joint Action and the Design of Steel Frames", The Structural Engineer Vol. 63A, No. 12, December 1985, pp. 371-379.
- [5] Gerstle, K. H., "Flexibly Connected Steel Frames, Steel Framed Structures", Stability and Strength (ed R. Narayanan), Elsevier, 1985, pp 205-239.
- [6] Ackroyd, M., "Design of Flexibly Connected Unbraced Steel Building Frames", Journal of Constructional Steel Research Vol 8, 1987, pp 281-286.
- [7] Anderson, D., Reading, S. J., Najafi, A. and Kavianpour, K., "Wind-Moment Design of Unbraced Frames", Steel Construction Today Vol 6, No. 4, July 1992, pp. 159-164.
- [8] Neal, B. G., "The Plastic Methods of Structural Analysis", Chapman and Hall, 1977.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

**Problema resuelto 16.2: Diseño según el momento del viento
de edificios de varias plantas**

CONTENIDO

1. PÓRTICOS Y CARGAS
 2. IMPERFECCIONES DEL PÓRTICO
 3. FUERZAS HORIZONTALES EQUIVALENTES
 4. COMBINACIONES DE ACCIONES DEL ELU
 - 4.1 Cargas Muertas e Impuestas
 - 4.2 Cargas Muertas y de Viento
 - 4.3 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento
 5. ANÁLISIS DEL PÓRTICO SOMETIDO A FUERZAS HORIZONTALES
 - 5.1 Cargas Muertas e Impuestas
 - 5.2 Cargas Muertas y de Viento
 - 5.3 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento
 6. VIGA DE FORJADO
 - 6.1 Cargas Muertas e Impuestas
 - 6.2 Cargas Muertas y de Viento
 - 6.3 Carga Muerta, Impuesta y de Viento
 7. CÁLCULO DE APOYOS
 - 7.1 Cargas Muertas e Impuestas
 - 7.2 Cargas Muertas y de Viento
 - 7.3 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento
 8. SOPORTE INTERNO
 - 8.1 Cargas Muertas e Impuestas
 - 8.2 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento
 9. APOYO INTERNO: TERCERA PLANTA
 - 9.1 Cargas Muertas e Impuestas
-

9.2 Cargas Muertas, Impuestos y de Viento

9.3 Patrón de Carga Impuesta

10. APOYO EXTERNO

10.1 Cargas Muertas e Impuestos

10.2 Cargas Muertas, Impuestos y de Viento

11. APOYO EXTERNO: TERCERA PLANTA

11.1 Cargas Muertas e Impuestos

11.2 Cargas Muertas, Impuestos y de Viento

12. RESUMEN DEL CÁLCULO DE ELEMENTOS EN ELU

13. MOMENTOS Y ESFUERZOS INTERNOS EN LAS CONEXIONES

13.1 Cargas Muertas e Impuestos

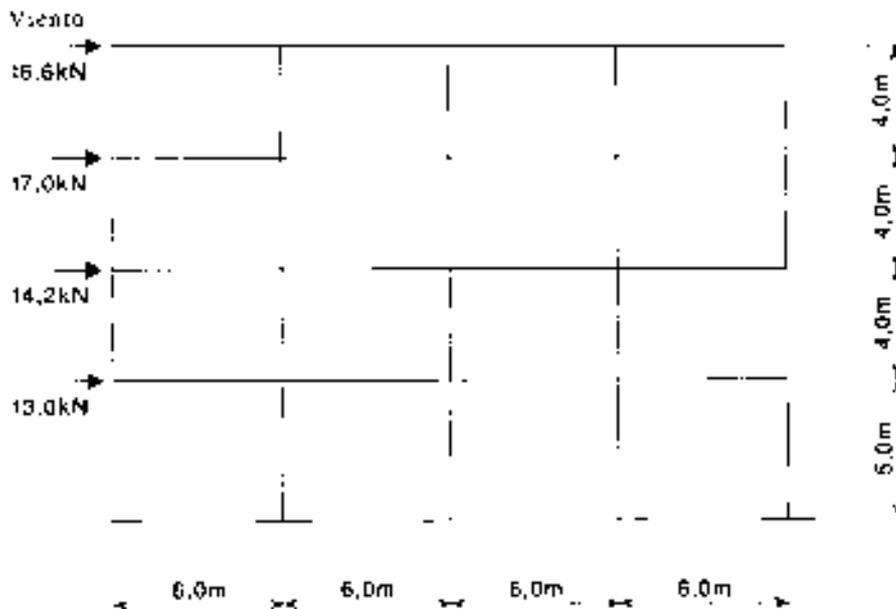
13.2 Cargas Muertas y de Viento

13.3 Cargas Muertas, Impuestos y de Viento

1. PÓRTICOS Y CARGAS

El pórtico plano para el que se ofrecen los cálculos forma parte de una estructura metálica acorde con el plan de conjunto del pórtico especificado para la aplicación del método. En particular:

- el pórtico plano está arriostrado eficazmente contra el desplazamiento horizontal fuera del plano a nivel de la cubierta y en todos los niveles de forjado.
- el emparillado de vigas sólo comprende vigas primarias, con los elementos de forjado y cubierta extendidos entre las mismas.



El pórtico cumple los requisitos siguientes:

- el pórtico no supera las ocho plantas
- anchura de la nave: altura de la planta = $\frac{6}{5} = 1.2$
(planta baja)
Este valor está entre 0,75 y 2,00 ∴ Correcto
- anchura de la nave: altura de la planta = $\frac{6}{4} = 1.5$
(plantas superiores)

Este valor está entre 0,90 y 2,50 ∴ Correcto

- anchura máxima de la nave: anchura mínima de la nave = $\frac{6}{6}$
= 1.0

Este valor está entre 1,00 y 2,00 ∴ Correcto

- altura de la planta (planta inferior) = 5 m (< 6 m)
- altura de la planta (otras plantas) = 4 m (< 5 m)

Este método de diseño no es un enfoque codificado sino una forma británica de práctica de cálculo. Los límites anteriores para la aplicación de este método provienen de la experiencia práctica que estipula restricciones adicionales sobre el valor máximo de las cargas sobre los forjados y de viento, que se examinan a continuación.

Cubierta (Cargas Características)

Carga muerta 4,00 kN/m² 24,0 kN/m

Carga impuesta 1,50 kN/m² 9,0 kN/m

Forjados (Cargas Características)

Carga muerta 4,50 kN/m² 27,0 kN/m

Carga impuesta 5,00 kN/m² 30,0 kN/m

La carga está de acuerdo con el dominio de aplicación especificado para el método:

– total no ponderado a nivel del forjado = 4.50 + 5.00 = 9.50 < 12.50 kN/m²

∴ Correcto

- las fuerzas del viento se basan en una referencia a la velocidad del viento que está por debajo del mínimo recomendado de 37 m/s.

NOTA: La carga de viento en la cubierta incluye un parapeto.

Para simplificar este ejemplo, no se ha realizado ninguna tolerancia implícita sobre el peso propio del cerramiento lateral.

Referencias

2. IMPERFECCIONES DEL PÓRTICO

$$\varphi = k_c k_s \varphi_o$$

$$\varphi_o = 1/200$$

$$k_c = (0,5 + 1/n_c)^{0,5} = (0,5 + 1/5)^{0,5} = 0,837$$

$$k_s = (0,2 + 1/n_s)^{0,5} = (0,2 + 1/4)^{0,5} = 0,671$$

$$\varphi = 0,837 \times 0,671/200 = 1/356$$

EC3

5.2.4.3

3. FUERZAS HORIZONTALES EQUIVALENTES

Techo

Debidas a la carga muerta $24 \times (4 \times 6)/356 = 1,62 \text{ kN}$

Debidas a la carga impuesta $9 \times (4 \times 6)/356 = 0,61 \text{ kN}$

Suelos

Debidas a la carga muerta $24 \times (4 \times 6)/356 = 1,82 \text{ kN}$

Debidas a la carga impuesta $30 \times (4 \times 6)/356 = 2,02 \text{ kN}$

5.2.4.3(6)

4. COMBINACIONES DE ACCIONES PARA EL ELU

Las acciones se combinan según procedimientos simplificados indicados en EC3.

4.1 Cargas Muertas e Impuestas

Cubierta

$$\text{Carga muerta} \quad 1,35 \times 24 \quad = \quad 32,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carga impuesta} \quad 1,50 \times 9 \quad = \quad 13,5 \text{ kN/m}$$

Fuerza horizontal equivalente:

$$\text{Debidas a la carga muerta} \quad 1,35 \times 1,62 \quad = \quad 2,19 \text{ kN}$$

$$\text{Debidas a la carga impuesta} \quad 1,50 \times 0,61 \quad = \quad \underline{0,92 \text{ kN}}$$

$$3,11 \text{ kN}$$

Forjados

$$\text{Carga muerta} \quad 1,35 \times 27 \quad = \quad 36,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carga impuesta} \quad 1,50 \times 30 \quad = \quad 45,0 \text{ kN/m}$$

Fuerza horizontal equivalente:

$$\text{Debidas a la carga muerta} \quad 1,35 \times 1,82 \quad = \quad 2,46 \text{ kN}$$

$$\text{Debidas a la carga impuesta} \quad 1,50 \times 2,02 \quad = \quad \underline{3,03 \text{ kN}}$$

$$5,49 \text{ kN}$$

4.2 Cargas Muertas y de Viento

Aunque normalmente esta combinación no será crítica para el cálculo de las barras, puede gobernar el proyecto de las conexiones.

Cubierta

$$\text{Carga muerta} \quad 1,35 \times 24 \quad = \quad 32,4 \text{ kN/m}$$

Fuerza horizontal:

$$\text{Fuerza equivalente debida a la carga muerta} \quad = \quad 2,19 \text{ kN}$$

$$\text{Debida al viento} \quad 1,50 \times 16,6 \quad = \quad \underline{24,9 \text{ kN}}$$

$$27,1 \text{ kN}$$

Forjados

Carga muerta	$1,35 \times 27$	=	36,5 kN/m
--------------	------------------	---	-----------

Fuerzas horizontales:

Tercera planta

Fuerza equivalente	$1,35 \times 1,82$	=	2,46 kN
--------------------	--------------------	---	---------

Viento	$1,50 \times 17,0$	=	25,5 kN
--------	--------------------	---	---------

			<u>28,0 kN</u>
--	--	--	----------------

Segunda planta

Fuerza equivalente		=	2,46 kN
--------------------	--	---	---------

Viento	$1,50 \times 14,2$	=	21,3 kN
--------	--------------------	---	---------

			<u>23,8 kN</u>
--	--	--	----------------

Primera planta

Fuerza equivalente		=	2,46 kN
--------------------	--	---	---------

Viento	$1,50 \times 13,0$	=	19,5 kN
--------	--------------------	---	---------

			<u>22,0 kN</u>
--	--	--	----------------

4.3 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento

Cubierta

Carga muerta	$1,35 \times 24$	=	32,4 kN/m
--------------	------------------	---	-----------

Carga impuesta	$1,35 \times 9$	=	12,2 kN/m
----------------	-----------------	---	-----------

Fuerza horizontal:

Fuerza equivalente debida a la carga muerta

$1,35 \times 1,62$	=	2,19 kN
--------------------	---	---------

Fuerza equivalente debida a la carga impuesta

$1,35 \times 0,61$	=	0,82 kN
--------------------	---	---------

Debida al viento	$1,35 \times 16,6$	=	22,4 kN
------------------	--------------------	---	---------

			<u>25,4 kN</u>
--	--	--	----------------

Referencias

Suelos

$$\text{Carga muerta} \quad 1,35 \times 27 \quad = \quad 36,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carga impuesta} \quad 1,35 \times 30 \quad = \quad 40,5 \text{ kN/m}$$

Fuerzas horizontales:

Tercera planta

Fuerza equivalente:

$$\text{Debidas a la carga muerta} \quad 1,35 \times 1,82 \quad = \quad 2,46 \text{ kN}$$

Fuerza equivalente:

$$\text{Debidas a la carga impuesta} \quad 1,35 \times 2,02 \quad = \quad 2,73 \text{ kN}$$

$$5,19 \text{ kN}$$

$$\text{Debida al viento} \quad 1,35 \times 17,0 \quad = \quad 23,0 \text{ kN}$$

$$28,2 \text{ kN}$$

Fuerzas horizontales:

Segunda planta

$$\text{Fuerza equivalente} \quad = \quad 5,19 \text{ kN}$$

$$\text{Viento} \quad 1,35 \times 14,2 \quad = \quad 19,2 \text{ kN}$$

$$24,4 \text{ kN}$$

Primera planta

$$\text{Fuerza equivalente} \quad = \quad 5,19 \text{ kN}$$

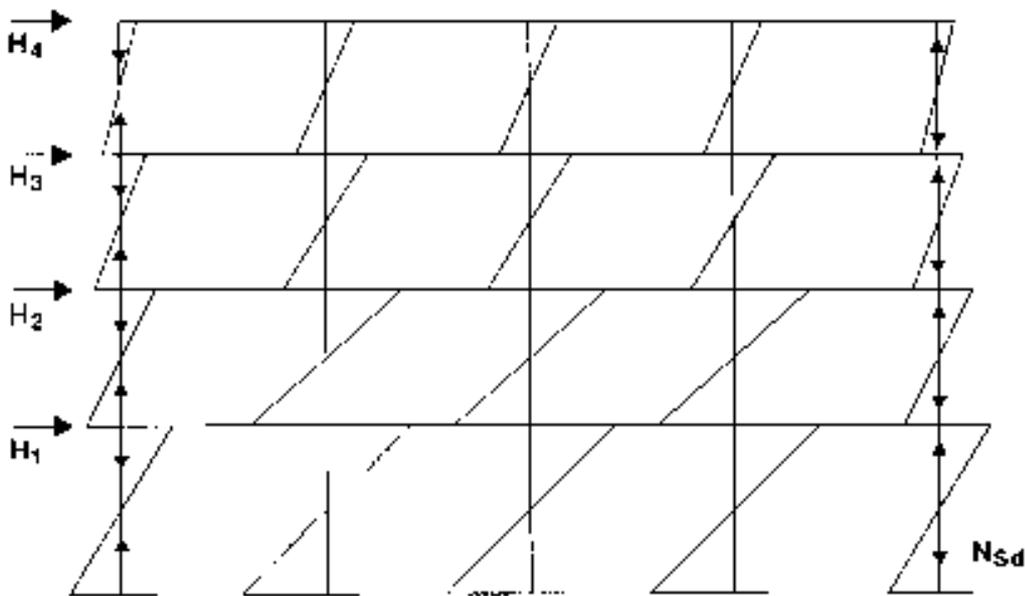
$$\text{Viento} \quad 1,35 \times 13,0 \quad = \quad 17,6 \text{ kN}$$

$$22,8 \text{ kN}$$

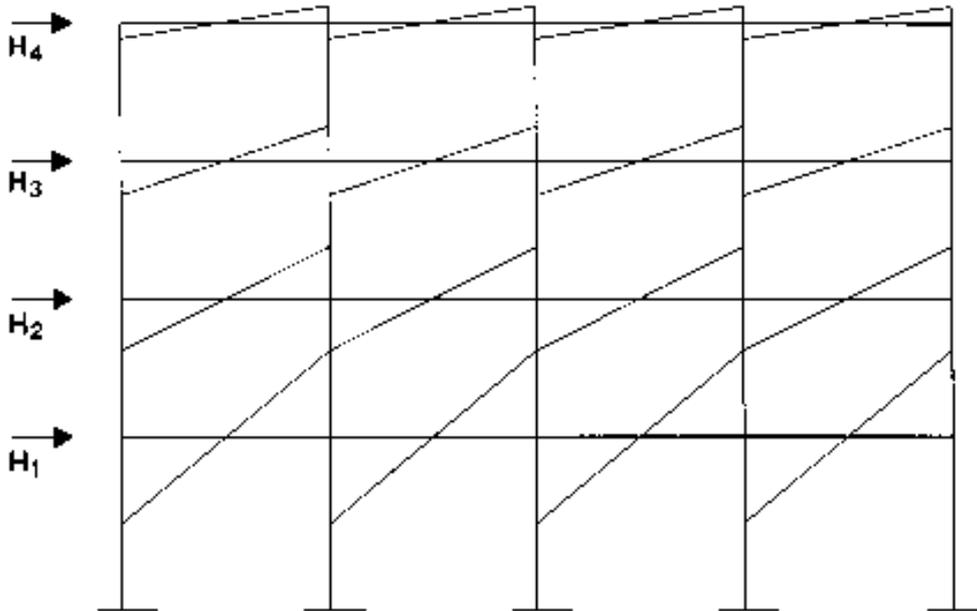
5. ANÁLISIS DEL PÓRTICO SOMETIDO A FUERZAS HORIZONTALES

Distribución de los momentos internos en los apoyos:

El análisis se realiza por medio del 'método del pórtico'. Las figuras muestran la forma del diagrama del momento flector. Para mayor claridad, se muestran por separado las distribuciones de los momentos en los apoyos y las vigas.



Distribución de momentos internos en las vigas:



5.1 Cargas Muertas e Impuestas

La cortadura horizontal total se divide entre las naves en proporción a su luz. Para un apoyo interno, la cortadura se obtiene sumando las aportaciones al mismo de las naves adyacentes. El momento interno se obtiene multiplicando la cortadura por la mitad de la altura de la planta (la distancia supuesta entre el punto de inflexión y el extremo del apoyo).

Planta	H (kN)	Total Cortadura (kN)	Esfuerzo cortante en el apoyo (kN)		Momento flector en el apoyo (kNm)	
			Ext.	Int.	Externo	Interno
4	3,1	3,1	0,4	0,8	$0,4 \times 2,0 = 0,8$	$0,8 \times 2,0 = 1,6$
3	5,5	8,6	1,1	2,2	$1,1 \times 2,0 = 2,2$	$2,2 \times 2,0 = 4,4$
2	5,5	14,1	1,8	3,5	$1,8 \times 2,0 = 3,5$	$3,5 \times 2,0 = 7,0$
1	5,5	19,6	2,5	4,9	$2,5 \times 2,5 = 6,2$	$4,9 \times 2,5 = 12,3$

La fuerza horizontal H y los esfuerzos cortantes totales se basan en las fuerzas horizontales equivalentes totales (de cálculo) generadas por las imperfecciones de desplazamiento horizontal iniciales. Los cambios en las fuerzas axiales de los apoyos, muy pequeños, se desprecian.

Nivel del forjado	Momento flector en el apoyo externo (kNm)		Momento flector en la viga (kNm)
	Apoyo superior	Apoyo inferior	
Cubierta	–	0,8	$0,0 + 0,8 = 0,8$
3	0,8	2,2	$0,8 + 2,2 = 3,0$
2	2,2	3,5	$2,2 + 3,5 = 5,7$
1	3,5	6,2	$3,5 + 6,2 = 9,7$

Los momentos internos de las vigas están en equilibrio con los momentos en el extremo de los apoyos.

5.2 Cargas Muertas y de Viento

Planta	H (kN)	Total Cortadura (kN)	Esfuerzo cortante en el apoyo (kN)		Momento flector en el apoyo (kNm)	
			Ext.	Int.	Externo	Interno
4	27,1	27,1	3,4	6,8	$3,4 \times 2,0 = 6,8$	$6,8 \times 2,0 = 13,6$
3	28,0	55,1	6,9	13,8	$6,9 \times 2,0 = 13,8$	$13,8 \times 2,0 = 27,6$
2	23,8	78,9	9,9	19,7	$9,9 \times 2,0 = 19,7$	$19,7 \times 2,0 = 39,4$
1	22,0	101	12,6	25,3	$12,6 \times 2,5 = 31,6$	$25,3 \times 2,5 = 63,3$

El esfuerzo axial en un apoyo externo se obtiene tomando momentos alrededor del punto de inflexión de la porción del pórtico que está por encima del nivel tratado. Las fuerzas son de compresión en el apoyo a sotavento y de tracción en el apoyo a barlovento. El esfuerzo axial debido al viento en un apoyo interno es cero.

Planta	Momentos alrededor del punto de inflexión a mitad de la altura	N_{Sd} (kN)
4	$24 N_{Sd} = (27,1 \times 2,0)$	2,3
3	$24 N_{Sd} = (27,1 \times 6,0) + (28 \times 2,0)$	9,1
2	$24 N_{Sd} = (27,1 \times 10,0) + (28 \times 6,0) + (23,8 \times 2,0)$	20,3
1	$24 N_{Sd} = (27,1 \times 14,5) + (28 \times 10,5) + (23,8 \times 6,5) + (22 \times 2,5)$	37,4

Nivel del forjado	Momento flector en el apoyo externo (kNm)		Momento flector en la viga (kNm)
	Apoyo superior	Apoyo inferior	
Cubierta	–	6,8	$0,0 + 6,8 = 6,8$
3	6,8	13,8	$6,8 + 13,8 = 20,6$
2	13,8	19,7	$13,8 + 19,7 = 33,5$
1	19,7	31,6	$19,7 + 31,6 = 51,3$

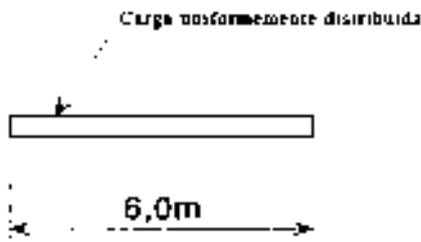
5.3 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento

Planta	H (kN)	Total Cortadura (kN)	Esfuerzo cortante en el apoyo (kN)		Momento flector en el apoyo (kNm)	
			Ext.	Int.	Externo	Interno
4	25,4	25,4	3,2	6,4	$3,2 \times 2,0 = 6,4$	$6,4 \times 2,0 = 12,8$
3	28,2	53,6	6,7	13,4	$6,7 \times 2,0 = 13,4$	$13,4 \times 2,0 = 26,8$
2	24,4	78,0	9,8	19,5	$9,8 \times 2,0 = 19,5$	$19,5 \times 2,0 = 39,0$
1	22,8	101	12,6	25,2	$12,6 \times 2,5 = 31,5$	$25,2 \times 2,5 = 63,0$

Planta	Momentos alrededor del punto de inflexión a mitad de la altura	N_{Sd} (kN)
4	$24 N_{Sd} = (25,4 \times 2,0)$	2,1
3	$24 N_{Sd} = (25,4 \times 6,0) + (28,2 \times 2,0)$	8,7
2	$24 N_{Sd} = (25,4 \times 10,0) + (28,2 \times 6,0) + (24,4 \times 2,0)$	19,7
1	$24 N_{Sd} = (25,4 \times 14,5) + (28,2 \times 10,5) + (24,4 \times 6,5) + (22,8 \times 2,5)$	36,7

Nivel del forjado	Momento flector en el apoyo externo (kNm)		Momento flector en la viga (kNm)
	Apoyo superior	Apoyo inferior	
Cubierta	–	6,4	$0,0 + 6,4 = 6,4$
3	6,4	13,4	$6,4 + 13,4 = 19,8$
2	13,4	19,5	$13,4 + 19,5 = 32,9$
1	19,5	31,5	$19,5 + 31,5 = 51,0$

6. VIGA DE FORJADO



Se toma un momento de empotramiento bajo la carga de la gravedad igual al 10% del momento "libre".

Se realiza una tolerancia para la rigidez parcial de las conexiones por el momento supuesto en el extremo.

El momento en el extremo de la viga debido a las fuerzas equivalentes no se considera dado que la carga gravitatoria en el centro del vano es mucho mayor. No es necesario considerar la interacción entre la cortadura y el momento dado que la cortadura máxima se produce en los extremos de las vigas.

6.1 Cargas Muertas e Impuestas

$$\text{Carga de cálculo en ELU: } W = (36,5 + 45,0) \times 6 = 489 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = \frac{0,9 WL}{8} = \frac{0,9 \times 489 \times 6}{8} = 330 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = \frac{W}{2} = \frac{489}{2} = 245 \text{ kN}$$

$M_{c,Rd}$ se toma como $W f_y / \gamma_{M0}$

γ_{M0} se toma como 1,1

$$\text{Para acero Fe 360: } t \leq 40 \text{ mm, } f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

Escoger IPE 500 Fe 360

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$t_w = 10,2 \text{ mm}$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

$$W_y = 1928 \text{ cm}^3$$

Referencias

La resistencia al momento está limitada por el momento de fluencia de cálculo para proporcionar una restricción direccional a los apoyos. Los detalles del forjado deben ser tales que la viga esté eficazmente restringida frente al pandeo lateral y por torsión lateral.

$$M_{c.Rd} = \frac{1928 \times 10^3 \times 235}{1,10 \times 10^6} \text{ kNm} = 412 \text{ kNm} > 330 \text{ kNm} \quad \text{Correcto}$$

Aplicando la expresión simplificada para el área a cortadura A_v .

$$V_{pl.Rd} = \frac{1,04 \times 500 \times 10,2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,10 \times 1000} \text{ kN} = 654 \text{ kN} > 245 \text{ kN} \quad \text{Correcto}$$

Comprobar que el perfil es de Clase 1

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Resistencia del ala

$$c/t_f = \frac{0,5 \times 200}{16} = 6,25 < 10 \varepsilon \quad \text{Correcto}$$

Alma

$$d/t_w = \frac{500 - 2(16 + 21)}{10,2} = 41,8 < 72 \varepsilon \quad \text{Correcto}$$

Carga de cálculo para el ELS:

Carga muerta 27,0 kN/m

Carga impuesta 30,0 kN/m

Flecha en el centro de la viga:

Dado que es poco probable que la flecha sea crítica, se tratan las vigas como libremente apoyadas, es decir, se ignoran los momentos de empotramiento en los extremos.

Se supone que no hay precurvado.

Flecha debida a las cargas permanentes

$$\delta_1 = \frac{5 \times (27 \times 6) \times 6000^3}{384 \times 210 \times 48200 \times 10^4} \text{ mm} = 4,5 \text{ mm} = \frac{L}{1330}$$

EC3
5.4.6(4)

EC3
Tabla 5.3.1

EC3
Cl. 4.2.2 y
Tabla 4.1

Fecha debida a la carga variable

$$\delta_2 = \frac{5 \times (30 \times 6) \times 6000^3}{384 \times 210 \times 48200 \times 10^4} \text{ mm} = 5,0 \text{ mm} = \frac{L}{1200} < \frac{L}{300} \quad \text{Correcto}$$

$$\delta_{\text{máx}} = \delta_1 + \delta_2 = 9,5 \text{ mm} = \frac{L}{632} < \frac{L}{250} \quad \text{Correcto}$$

6.2 Cargas Muertas y de Viento

Momento de cálculo en el extremo de la viga debido a la fuerza horizontal = 51,3 kNm

Por inspección, esta combinación de cargas no es crítica.

6.3 Carga Muerta, Impuesta y de Viento

Momento de cálculo en el extremo de la viga debido a la fuerza horizontal = 51,0 kNm

Por inspección, esta combinación de cargas no es crítica.

Adoptar IPE 500 Fe 360

(Nota: Las fuerzas axiales en las vigas debidas al viento son pequeñas y se desprecian.)

7. CÁLCULO DE APOYOS

Empalmes por encima de la viga del forjado de la segunda planta.

Cálculos estáticos necesarios para las plantas tercera y primera.

Datos para el cálculo de los momentos de los apoyos:

7.1 Cargas Muertas e Impuestas

Planta	Reacciones en la viga		Momento de empotramiento del 10%		Momentos debidos a fuerza hor.	
	Muerta (kN)	Impuesta (kN)	Muerta (kNm)	Impuesta (kNm)	Externo (kNm)	Interno (kNm)
3	110	135	16,4	20,2	2,2	4,4
1	110	135	16,4	20,2	6,2	12,3

El momento de empotramiento se aplica en los extremos de las vigas y se calcula como $0,1 WL/8$.

7.2 Cargas Muertas y de Viento

Planta	Reacciones en la viga		Momento de empotramiento del 10%		Momentos debidos a fuerza hor.	
	Muerta (kN)	Impuesta (kN)	Muerta (kNm)	Impuesta (kNm)	Externo (kNm)	Interno (kNm)
3	110	–	16,4	–	13,8	27,6
1	110	–	16,4	–	31,6	63,3

Por comparación con el apartado 7.3 siguiente, esta combinación de cargas no será crítica para el cálculo de los soportes.

7.3 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento

Planta	Reacciones en la viga		Momento de empotramiento del 10%		Momentos debidos a las fuerzas internas	
	Muerta (kN)	Impuesta (kN)	Muerta (kNm)	Impuesta (kNm)	Externo (kNm)	Interno (kNm)
3	110	122	16,4	18,2	13,4	26,8
1	110	122	16,4	18,2	31,5	63,0

8. APOYO INTERNO

Adviértase que para simplificar no se ha tomado en cuenta ninguna de las simplificaciones permitidas para la carga impuesta.

8.1 Cargas Muertas e Impuestas

Planta	Carga (kN)*		Peso propio del apoyo (kN)	Carga total	
	LHS	Perfiles huecos rectangulares		Muerta (kN)	Impuesta (kN)
4	D 97	D 97	4	198	82
	I 41	I 41			
3	D 110	D 110	4	422	352
	I 135	I 135			
2	D 110	D 110	5	647	622
	I 135	I 135			
1	D 110	D 100	6	873	892
	I 135	I 135			

*D = Muerta. I = Impuesta.

8.2 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento

Planta	Carga (kN)		Peso propio del apoyo (kN)	Carga total	
	LHS	Perfiles huecos rectangulares		Muerta (kN)	Impuesta (kN)
4	D 97	D 97	4	198	74
	I 37	I 37			
3	D 110	D 110	4	422	318
	I 122	I 122			
2	D 110	D 110	5	647	562
	I 122	I 122			
1	D 110	D 100	6	873	806
	I 122	I 122			

9. APOYO INTERNO: TERCERA PLANTA

Probar HEA 240 Fe 360

h	=	230 mm	i_y	=	10,1 cm
b	=	240 mm	i_z	=	6,00 cm
t_w	=	7,5 mm	$W_{el,y}$	=	675 cm ³
t_f	=	12 mm	$W_{pl,y}$	=	745 cm ³
r	=	21 mm	A	=	76.8 cm ²

Comprobar que el perfil es de clase 1:

Resistencia del ala

$$c/t_f = \frac{0,5 \times 240}{12} = 10,0 \leq 10 \varepsilon \quad \text{Correcto}$$

Alma

$$d/t_w = \frac{230 - 2(12 + 21)}{7,5} = 41,8 < 72 \varepsilon \quad \text{Correcto}$$

EC3
Tabla 5.3.1

Esbeltez y coeficientes de reducción: eje yy

$$L = 4,0 \text{ m}$$

$$I_y = 1,5 L = 6,0 \text{ m}; \quad \lambda_y = \frac{6000}{101} = 59,4$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$$\therefore \bar{\lambda}_y = \lambda_y / \lambda_1 = 59,4 / 93,9 = 0,63$$

Para el pandeo alrededor del eje y-y, utilizar la curva de pandeo b

$$\therefore \chi_y = 0,821$$

Esbeltez y coeficientes de reducción: eje zz

$$I_z = 1,0 L = 4,0 \text{ m}; \quad \lambda_y = \frac{4000}{60} = 66,7$$

$$\therefore \bar{\lambda}_z = 66,7 / 93,9 = 0,71$$

Para el pandeo alrededor del eje z-z, utilizar la curva de pandeo c

$$\therefore \chi_z = 0,718$$

Para λ_{LT} , tomar $C_1 = 1.0$

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 L / i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\therefore \lambda_{LT} = \frac{0,9 \times 4000 / 60}{\left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{4000 / 60}{230 / 12} \right]^2 \right]^{0,25}} = 53,3$$

$$\therefore \bar{\lambda}_{LT} = 53,3 / 93,9 = 0,57$$

$$\therefore \chi_{LT} = 0,900$$

9.1 Cargas Muertas e Impuestos

$$N_{Sd} = 422 + 352 = 774 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = 4,4 \text{ kNm}$$

EC3
Cl. F.2.2

Referencias

EC3

Fig. 5.5.3

Tomar el coeficiente de los momentos en el extremo $\psi = 1,0$

$$\beta_M = 1,8 - 0,7 \times 1,0 = 1,1$$

$$\begin{aligned} \text{i. } \mu_y &= \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y})/W_{el,y} \\ &= 0,63 (2 \times 1,1 - 4) + (745 - 675)/675 \\ &= -1,03 \end{aligned}$$

$$k_y = 1 - (\mu_y N_{Sd})/(\chi_y a f_y) \text{ pero } \leq 1,50$$

$$k_y = 1 - \left[\frac{-1,03 \times 774 \times 10^3}{0,821 \times 7680 \times 235} \right] = 1,54$$

\therefore Tomar $k_y = 1,50$

$$\begin{aligned} &\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_y \cdot S_d}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \\ &= \frac{744 \times 10^3 \times 1,1}{0,718 \times 7680 \times 235} + \frac{1,5 \times 4,4 \times 10^6 \times 1,1}{745 \times 10^3 \times 235} = 0,70 < 1,0 \quad \text{Correcto} \end{aligned}$$

ii. Dado que el pandeo lateral por torsión también es un posible modo de agotamiento, es necesaria una segunda comprobación.

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{M,LT} - 0,15 \text{ pero } \leq 0,90$$

$$\therefore \mu_{LT} = 0,15 \times 0,71 \times 1,1 - 0,15 = -0,0329$$

$$k_{LT} = 1 - \left[\frac{-0,0329 \times 774 \times 10^3}{0,718 \times 7680 \times 235} \right] \text{ pero } \leq 1,0$$

$$\therefore k_{LT} = 1,0$$

$$\begin{aligned} &\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_y \cdot S_d}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \\ &= \frac{744 \times 10^3 \times 1,1}{0,718 \times 7680 \times 235} + \frac{1,0 \times 4,4 \times 10^6 \times 1,1}{0,900 \times 745 \times 10^3 \times 235} = 0,69 < 1,0 \quad \text{Correcto} \end{aligned}$$

9.2 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento

$$N_{Sd} = 422 + 318 = 740 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = 26,8 \text{ kNm}$$

Tomar el coeficiente de los momentos en el extremo $\psi = 1,0$

$$\beta_M = 1,8 - 0,7 \times 1,0 = 1,1$$

i. De los cálculos previos, $\mu_y = 1,03$

$$k_y = 1 - \left[\frac{-1,03 \times 740 \times 10^3}{0,821 \times 7680 \times 235} \right] = 1,54$$

$$\therefore k_y = 1,50$$

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \\ &= \frac{740 \times 10^3 \times 1,1}{0,718 \times 7680 \times 235} + \frac{1,5 \times 26,8 \times 10^6 \times 1,1}{745 \times 10^3 \times 235} = 0,88 < 1,0 \quad \text{Correcto} \end{aligned}$$

ii. De los cálculos e inspecciones previos, $k_{LT} = 1,0$

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \\ &= \frac{740 \times 10^3 \times 1,1}{0,718 \times 7680 \times 235} + \frac{1,0 \times 26,8 \times 10^6 \times 1,1}{0,900 \times 745 \times 10^3 \times 235} = 0,82 < 1,0 \quad \text{Correcto} \end{aligned}$$

9.3 Patrón de Carga Impuesta

Por inspección, considerar las cargas muertas, patrones de carga y de viento.

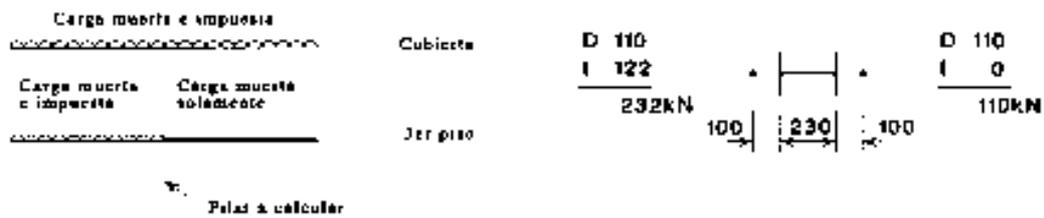
Considerar las cargas impuestas en una viga de la tercera planta y en ambas vigas de la cubierta:

$$N_{Sd} = 740 - 122 = 618 \text{ kN}$$

$$\text{Momento de excentricidad } (232 - 110) \left(0,1 + \frac{0,23}{2} \right) = 26,2 \text{ kNm}$$

Referencias

EC3
Fig 5.5.3



$$\text{Momento de empotramiento del 10\% } 16,4 + 18,2 - 16,4 = 18,2 \text{ kNm}$$

$$44,4 \text{ kNm}$$

Dado que el coeficiente de rigidez de las longitudes de los apoyos superior e inferior no supera 1,5, dividir equivalentemente el momento entre las longitudes de los apoyos superior e inferior:

$$22,2 \text{ kNm}$$

$$\text{Momento debido a las fuerzas horizontales} \quad 26,8 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Sd} \text{ total} = 49,0 \text{ kNm}$$

Tomar el coeficiente de los momentos en el extremo $\psi = 1,0$

$$\beta_M = 1,8 - 0,7 \times 1,0 = 1,1$$

i. De los cálculos previos, $\mu_y = -1,03$

$$k_y = 1 - \left[\frac{-1,03 \times 618 \times 10^3}{0,821 \times 7680 \times 235} \right] = 1,43$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}}$$

$$= \frac{618 \times 10^3 \times 1,1}{0,718 \times 7680 \times 235} + \frac{1,43 \times 49 \times 10^6 \times 1,1}{745 \times 10^3 \times 235} = 0,97 < 1,0 \quad \text{Correcto}$$

ii. De los cálculos e inspecciones previos, $k_{LT} = 1,0$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}}$$

$$= \frac{618 \times 10^3 \times 1,1}{0,718 \times 7680 \times 235} + \frac{1,0 \times 49 \times 10^6 \times 1,1}{0,900 \times 745 \times 10^3 \times 235} = 0,87 < 1,0 \quad \text{Correcto}$$

∴ Adoptar HEA 240 Fe 360

10. APOYO EXTERNO

10.1 Cargas Muertas e Impuestas

Planta	Carga (kN)	Peso propio del apoyo (kN)	Carga total		
	Perfiles huecos rectangulares		Muerta (kN)	Impuesta (kN)	Viento (kN)
4	D 97 I 41	4	101	41	–
3	D 110 I 135	4	215	176	–
2	D 110 I 135	5	330	311	–
1	D 110 I 135	6	446	446	–

10.2 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento

Planta	Carga (kN)	Peso propio del apoyo (kN)	Carga total		
	Perfiles huecos rectangulares		Muerta (kN)	Impuesta (kN)	Viento (kN)
4	D 97 I 37	4	101	37	2
3	D 110 I 122	4	215	159	9
2	D 110 I 122	5	330	281	20
1	D 110 I 122	6	446	403	37

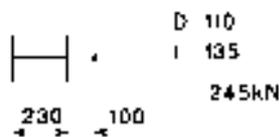
11. APOYO EXTERNO: TERCERA PLANTA

Probar HEA 240 Fe 360

Según los cálculos previos, el perfil es de clase 1. Los valores de esbeltez y los coeficientes de reducción adecuados son como los determinados en cálculos previos.

11.1 Cargas Muertas e Impuestas

$$N_{Sd} = 215 + 176 = 391 \text{ kN}$$



$$\text{Momento de excentricidad } 245 \left(0,1 + \frac{0,23}{2} \right) = 52,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Momento de empotramiento del 10\% } 16,4 + 20,2 = \frac{36,6 \text{ kNm}}{89,3 \text{ kNm}}$$

Dividir equitativamente entre las longitudes superior e inferior del soporte:
44,7 kNm

$$\text{Momento debido a las fuerzas horizontales } \frac{2,2 \text{ kNm}}{M_{y,Sd} \text{ total}} = 46,9 \text{ kNm}$$

Tomar el coeficiente de los momentos en el extremo $\psi = 1,0$

$$\beta_M = 1,8 - 0,7 \times 1,0 = 1,1$$

i. De los cálculos previos, $\mu_y = -1,03$

$$k_y = 1 - \left[\frac{-1,03 \times 391 \times 10^3}{0,821 \times 7680 \times 235} \right] = 1,27$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}}$$

$$= \frac{391 \times 10^3 \times 1,1}{0,718 \times 7680 \times 235} + \frac{1,27 \times 46,9 \times 10^6 \times 1,1}{745 \times 10^3 \times 235} = 0,71 < 1,0 \text{ Correcto}$$

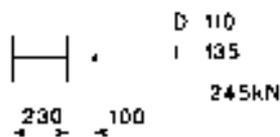
i i. De los cálculos e inspecciones previos, $k_{LT} = 1,0$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_y \cdot S_d}{\chi_{LT} W_{pl.y} f_y / \gamma_{M1}}$$

$$= \frac{391 \times 10^3 \times 1,1}{0,718 \times 7680 \times 235} + \frac{1,0 \times 46,9 \times 10^6 \times 1,1}{0,900 \times 745 \times 10^3 \times 235} = 0,66 < 1,0 \quad \text{Correcto}$$

11.2 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento

$$N_{Sd} = 215 + 159 + 9 = 383 \text{ kN}$$



$$\text{Momento de excentricidad } 232 \left(0,1 + \frac{0,23}{2} \right) = 49,9 \text{ kNm}$$

$$\text{Momento de empotramiento del 10\% } 16,4 + 18,2 = 34,6 \text{ kNm}$$

$$84,5 \text{ kNm}$$

Dividir equitativamente entre las longitudes superior e inferior del soporte:
42,3 kNm

$$\text{Momento debido a las fuerzas horizontales } 13,4 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Sd} \text{ total} = 55,7 \text{ kNm}$$

Tomar el coeficiente de los momentos en el extremo $\psi = 1,0$

$$\beta_M = 1,8 - 0,7 \times 1,0 = 1,1$$

i. De los cálculos previos, $\mu_y = -1,03$

$$k_y = 1 - \left[\frac{-1,03 \times 383 \times 10^3}{0,821 \times 7680 \times 235} \right] = 1,27$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_y \cdot S_d}{W_{pl.y} f_y / \gamma_{M1}}$$

$$= \frac{383 \times 10^3 \times 1,1}{0,718 \times 7680 \times 235} + \frac{1,27 \times 55,7 \times 10^6 \times 1,1}{745 \times 10^3 \times 235} = 0,77 < 1,0 \quad \text{Correcto}$$

ii. De los cálculos e inspecciones previos, $k_{LT} = 1,0$

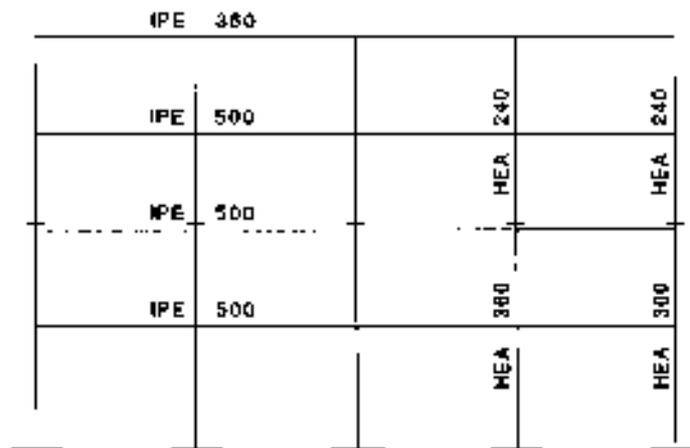
$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y, Sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}}$$

$$= \frac{383 \times 10^3 \times 1,1}{0,718 \times 7680 \times 235} + \frac{1,0 \times 55,7 \times 10^6 \times 1,1}{0,9 \times 745 \times 10^3 \times 235} = 0,71 < 1,0 \quad \text{Correcto}$$

\therefore Adoptar HEA 240 Fe 360

Referencias

12. RESUMEN DEL CÁLCULO DE ELEMENTOS EN ELU



Clase de acero Fe 360.

Los perfiles no justificados mediante cálculos pueden resultar satisfactorios por cálculos similares a los indicados a continuación.

13. MOMENTOS Y ESFUERZOS INTERNOS EN LAS CONEXIONES

13.1 Cargas Muertas e Impuestas

Nivel	Momento interno (kNm)			Cortadura interna (kN)		
	Muerta	Impuesta	Viento	Muerta	Impuesta	"Viento"
Cubierta	14,6	6,1	0,8	97	41	0
Tercera planta	16,4	20,2	3,0	110	135	1
Primera planta	16,4	20,2	9,7	110	135	3

Nota: En esta combinación, "viento" se refiere a las fuerzas horizontales equivalentes que representan las imperfecciones del pórtico.

13.2 Cargas Muertas y de Viento

Nivel	Momento interno (kNm)			Cortadura interna (kN)		
	Muerta	Impuesta	Viento	Muerta	Impuesta	Viento
Cubierta	14,6	0	6,8	97	0	2
Tercera planta	16,4	0	20,6	110	0	7
Primera planta	16,4	0	51,3	110	0	17

13.3 Cargas Muertas, Impuestas y de Viento

Nivel	Momento interno (kNm)			Cortadura interna (kN)		
	Muerta	Impuesta	Viento	Muerta	Impuesta	Viento
Cubierta	14,6	5,5	6,4	97	37	2
Tercera planta	16,4	18,2	19,8	110	122	7
Primera planta	16,4	18,2	51,0	110	122	17

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

**Lección 16.13: Proyecto de Pórticos de Varias Plantas
con Resistencia Plástica Parcial y Uniones Semirrígidas**

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar y explicar los procedimientos de proyecto de edificios de varias plantas relacionados con el comportamiento de vigas, pilares y uniones. Se presta especial atención a la influencia del diseño de las uniones de resistencia plástica parcial en el comportamiento de los pórticos.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lecciones del Grupo 8: Estabilidad Aplicada

Lecciones del Grupo 13: Diseño de Uniones

LECCIONES AFINES

Lección 13.7: Uniones de Rigidez Plástica Parcial para Pórticos Semicontinuos

RESUMEN

Se trata la influencia de las uniones con resistencia plástica parcial y semirrígidas en el diseño de pórticos de acero para edificios. Se comentan las uniones calculadas plásticamente en pórticos diseñados según la teoría de elasticidad y de uniones calculadas elásticamente en edificios proyectados según la teoría de plasticidad. También se presenta información general sobre partes relacionadas de EC3.

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras metálicas para edificios de varias plantas están formadas principalmente por pilares y vigas. En la figura 1 se muestra una estructura de varias plantas. En la estructura pueden distinguirse dos direcciones: una en que las vigas y pilares están dispuestas en pórticos y otra en la que los pórticos se conectan a forjados o vigas para formar una estructura tridimensional.

Es una práctica habitual asegurar la estabilidad de los pórticos fuera del plano mediante triangulación, pantallas o núcleos, y similares. En general los pórticos están conectados a la estructura de arriostramiento mediante uniones articuladas. En el plano, el pórtico puede estabilizarse mediante un sistema de arriostramiento o bien

ser estable por sí mismo (pórtico sin arriostrar).

En la línea I de la figura 2 se representa el comportamiento mecánico de una unión. La figura muestra un diagrama momento-rotación de una unión en T de un pórtico (unión viga-pilar). El comportamiento real de la unión puede representarse mediante un diagrama bi o trilineal en el que pueden observarse varias características.

- La resistencia (de cálculo) de la unión.
- La rigidez de la unión al someterla a momentos pequeños, línea III de la figura 2.
- La rigidez de la unión al someterla a momentos de agotamiento, línea II de la figura 2.
- La capacidad de rotación.

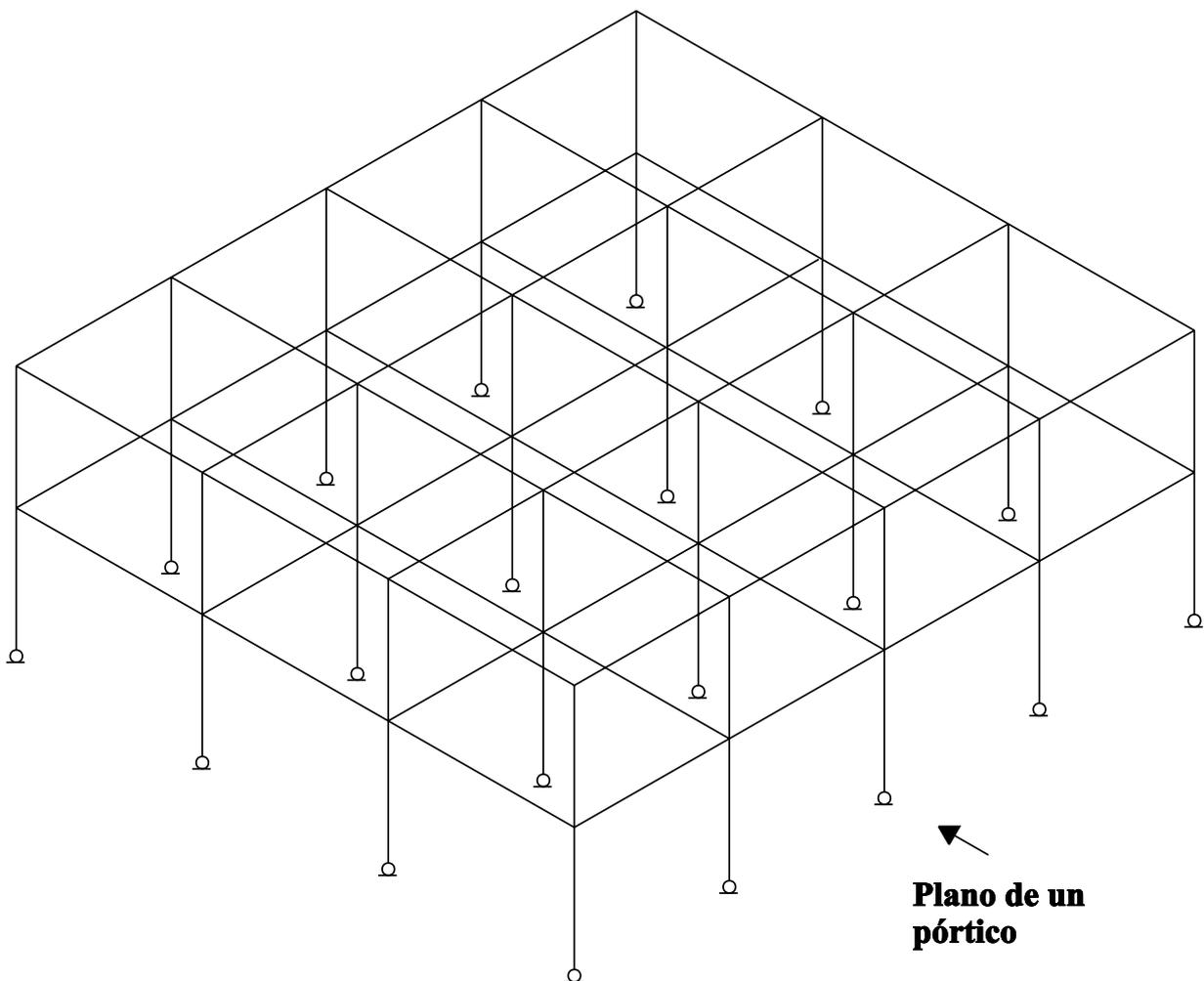


Figura 1 Ejemplo de una estructura de varias plantas

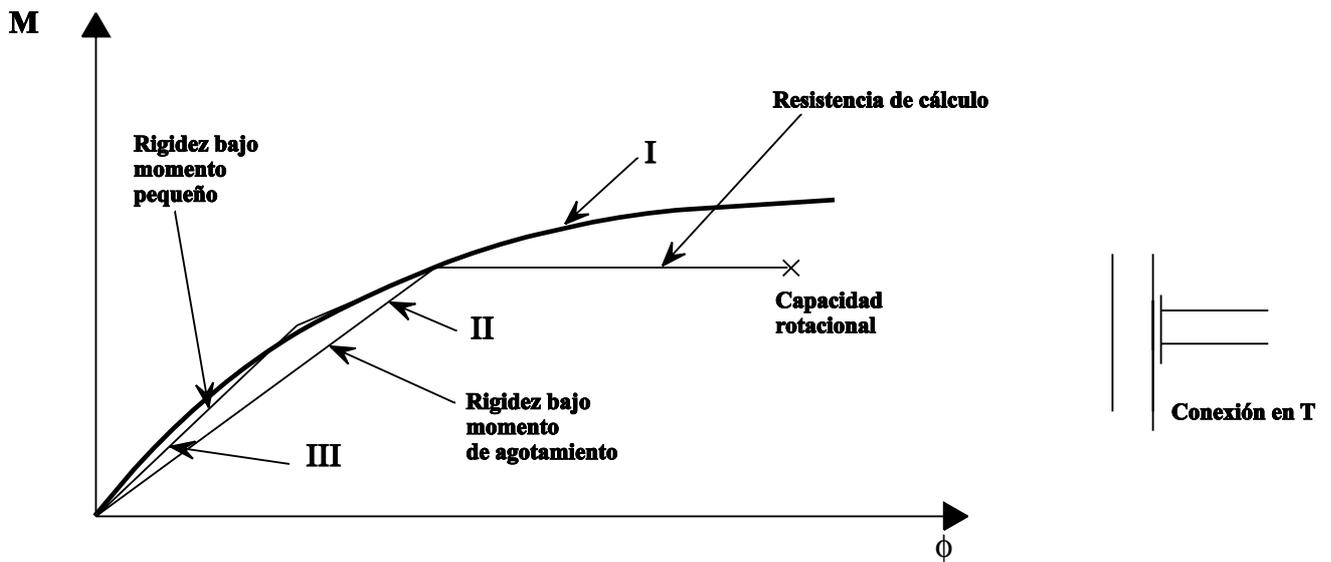


Figura 2 Comportamiento semirrígido de conexiones prácticas

Una unión pueden tener una resistencia de cálculo menor que la de la viga o soporte que conecta. En tal caso, la unión se designa como de “resistencia plástica parcial”. Si la rigidez de la unión tiene una influencia significativa en la estabilidad y las deformaciones del pórtico, se la puede contemplar como semirrígida o incluso nominalmente articulada.

La influencia de las uniones en el comportamiento del pórtico se trata independiente-

mente para los casos de uniones con resistencia plástica parcial y semirrígidas.

En general, los pórticos arriostrados se calculan en base a la resistencia y los pórticos sin arriostrar en base a las condiciones de estabilidad y deformación. En consecuencia, las uniones con resistencia plástica parcial se utilizan principalmente en los pórticos arriostrados y las semirrígidas en los no arriostrados.

2. CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES

En el Eurocódigo 3 se ofrecen criterios para uniones viga-soporte nominalmente articuladas, semirrígidas y rígidas en los que la distribución de las fuerzas y momentos de la estructura se determinan mediante las teorías elástica o plástica. Las propiedades estructurales de las uniones viga-pilar, como rigidez, resistencia o capacidad de rotación, deben estar de acuerdo con las hipótesis establecidas en el proyecto de la estructura. Las propiedades estructurales de una unión viga-pilar se indicaron cualitativamente en la sección 1.

La clasificación de las uniones viga-pilar proporciona al proyectista una respuesta rápida

a la pregunta de cómo se comportará en la estructura determinada una unión viga-pilar dadas sus propiedades en un diagrama momento-rotación. Este comportamiento puede ser rígido o semirrígido según su rigidez, de resistencia plástica total o parcial según su resistencia al momento, o dúctil o frágil según su capacidad de rotación. Estas propiedades se ilustran en la figura 3. En esta figura, $M_{plb,Rd}$ representa el momento plástico de cálculo de la viga. A continuación se comentan los límites entre las áreas de comportamiento de las uniones viga-soporte.

La flexibilidad de las uniones de una estructura tiene influencia en la distribución de fuerzas y momentos de la misma. La estabilidad, las deformaciones y los desplazamientos se ven influidos de forma similar.

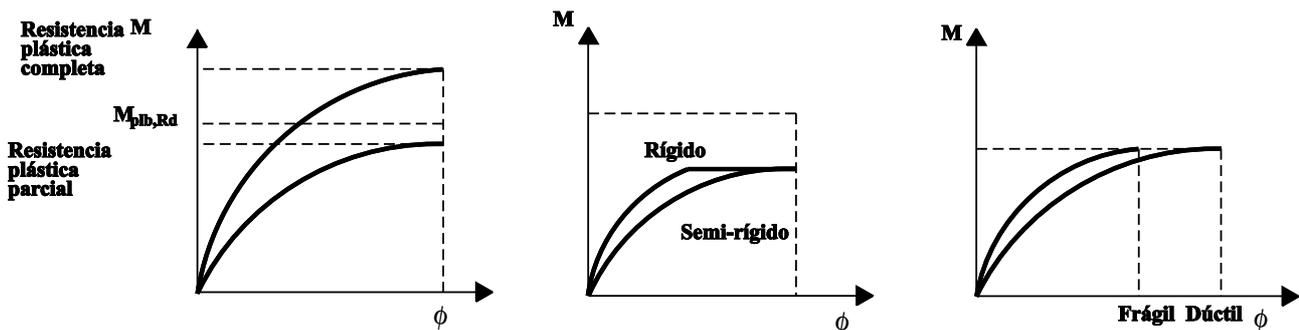


Figura 3 Tipos de conexiones viga-pilar

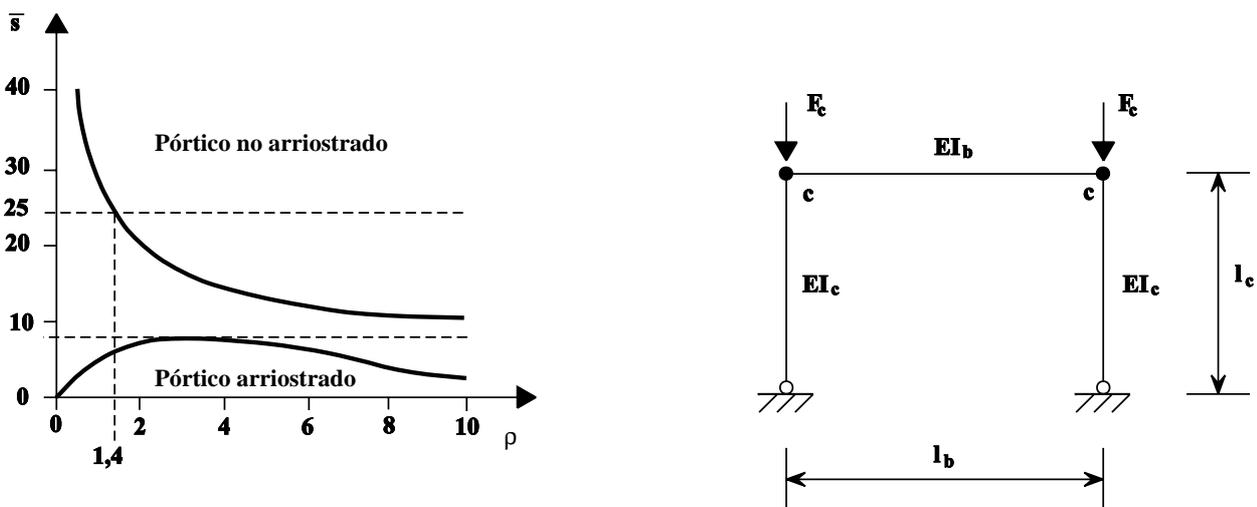


Figura 4 Relación entre la rigidez rotacional relativa (\bar{s}) y la rigidez relativa viga-pilar (ρ) para pórticos arriostrados y sin arriostrar, si $F_{E(\bar{s})} = 0,95 \cdot F_{E(\bar{s}=\infty)}$

En algunos casos puede despreciarse la flexibilidad de las uniones viga-pilar, p. ej., en algunos casos puede suponerse que la unión es rígida y en otros que es una rótula. La hipótesis que puede asumirse depende del coeficiente de rigidez entre la unión viga-pilares y los vigas y los pilares conectados.

El comportamiento estructural se analizará por medio de la relación entre los parámetros \bar{s} y ρ . El parámetro \bar{s} es la rigidez relativa

a la rotación $\bar{s} = \frac{s \cdot I_b}{EI_b}$, donde s es la rigidez a

la rotación de la unión viga-pilar y $\frac{EI_b}{I_b}$ es la rigi-

dez a la flexión de la viga. El parámetro ρ es la relación entre la rigidez a la flexión de la viga y

del pilar, es decir $\rho = \frac{EI_b \cdot I_c}{EI_c \cdot I_b}$, donde $\frac{EI_b}{I_b}$ es la

rigidez a la flexión de la viga y $\frac{EI_c}{I_c}$ la del pilar.

En pórticos de una sola planta y un vano, arriostrados o no, las relaciones entre \bar{s} y ρ pueden determinarse tal como se muestra en la figura 4.

La relación puede determinarse como un coeficiente constante entre la carga de pandeo de Euler del pórtico con uniones semirrígidas y la carga de pandeo de Euler del mismo pórtico pero con uniones rígidas. Para este coeficiente, de acuerdo con el Eurocódigo 3, se escoge el valor 0,95.

En la figura 4 se muestra la relación entre \bar{s} y ρ del pórtico tanto arriostrado como sin arriostrar. La razón matemática de estas relaciones se indica en la documentación previa de este tema del Eurocódigo 3 (9).

Con la ayuda de la fórmula de Merchant-Rankine (lección 9.7) para pórticos no arriostrados, puede mostrarse la influencia de una reducción del 5% de la carga de pandeo de Euler en la resistencia a la carga del pórtico. La reducción es una consecuencia de la rigidez reducida de las uniones viga-pilar.

Supongamos que F_{pl} es la carga de agotamiento plástico del pórtico y que $F_{E(\bar{s} = \infty)}$ es la carga de pandeo de Euler del pórtico con uniones perfectamente rígidas. Entonces, la carga de pandeo de Euler del pórtico con uniones semirrígidas y con una flexibilidad tal que la carga de pandeo de Euler es un 5% menor que si tuviera uniones perfectamente rígidas es $F_{E(\bar{s})} = 0.95 F_{E(\bar{s} = \infty)}$.

Supongamos que $F_{E(\bar{s} = \infty)} = k \cdot F_{pl}$.

Si se utilizan uniones con una rigidez reducida tal que la carga de pandeo de Euler se reduce un 5%, es válido:

$$F_{E(\bar{s})} = 0.95 \cdot k \cdot F_{pl}$$

Según la fórmula de Merchant-Rankine para la determinación de la resistencia a la carga

del pórtico sin arriostrar, $F_{cr} = \left(\frac{1}{F_{pl}} + \frac{1}{F_E} \right)^{-1}$,

puede demostrarse que la resistencia a la carga no caerá más del 5%.

La figura 4 muestra la relación entre la geometría del pórtico y la relación de rigidez a la flexión entre la unión y la viga para estas rigideces rotacionales de la unión, que se puede suponer perfectamente rígida dado que su flexibilidad provoca una caída de la resistencia a la carga del pórtico menor del 5%.

Para el cálculo del pórtico se precisan todos los datos geométricos. Estos datos son los perfiles utilizados como pilares y vigas y la disposición de las uniones viga-pilar. La disposición de las uniones permite determinar la relación entre momento y rotación utilizando el anexo J del Eurocódigo 3. Con estos datos pueden determinarse los parámetros \bar{s} y ρ y, mediante la figura 4, la influencia de la rigidez de la unión en la distribución de los esfuerzos y momentos y en la estabilidad del pórtico.

Pero puede ser necesario realizar el cálculo sin conocer todos los datos y entonces es difícil estimar de antemano la influencia de las uniones en el comportamiento del pórtico. En el Eurocódigo

se ofrece una simplificación para este caso que permite estimar la influencia de las uniones.

Si se elige un valor límite constante para el coeficiente \bar{s} , éste pasa a ser independiente del parámetro ρ . En pórticos arriostrados el valor límite es $\bar{s} = 8$, y para los no arriostrados es $\bar{s} = 25$.

En la figura 4 aparecen las líneas de $\bar{s} = 8$ y $\bar{s} = 25$. Puede observarse que el valor límite $\bar{s} = 8$ abarca totalmente la relación ρ - \bar{s} para pórticos arriostrados. El valor límite $\bar{s} = 25$ de los pórticos no arriostrados sólo abarca la relación

ρ - \bar{s} si $\rho \geq 1.4$. Para $\rho < 1.4$ el valor límite $\bar{s} = 25$ es, en principio, inseguro. Ahora estudiaremos la situación.

Los pórticos para los que $\rho < 0.1$ no son realistas, por lo que debe utilizarse el valor $\rho = 0.1$ como valor límite.

La figura 5 muestra la relación entre ρ y $(F_E(\bar{s} = 25)/F_E(\bar{s} = \infty)) \cdot 100\%$. Si $\rho = 0.1$ la carga de pandeo de Euler basada en $\bar{s} = 25$ no será mayor del 85% de la carga de pandeo Euler si el valor de \bar{s} es ∞ .

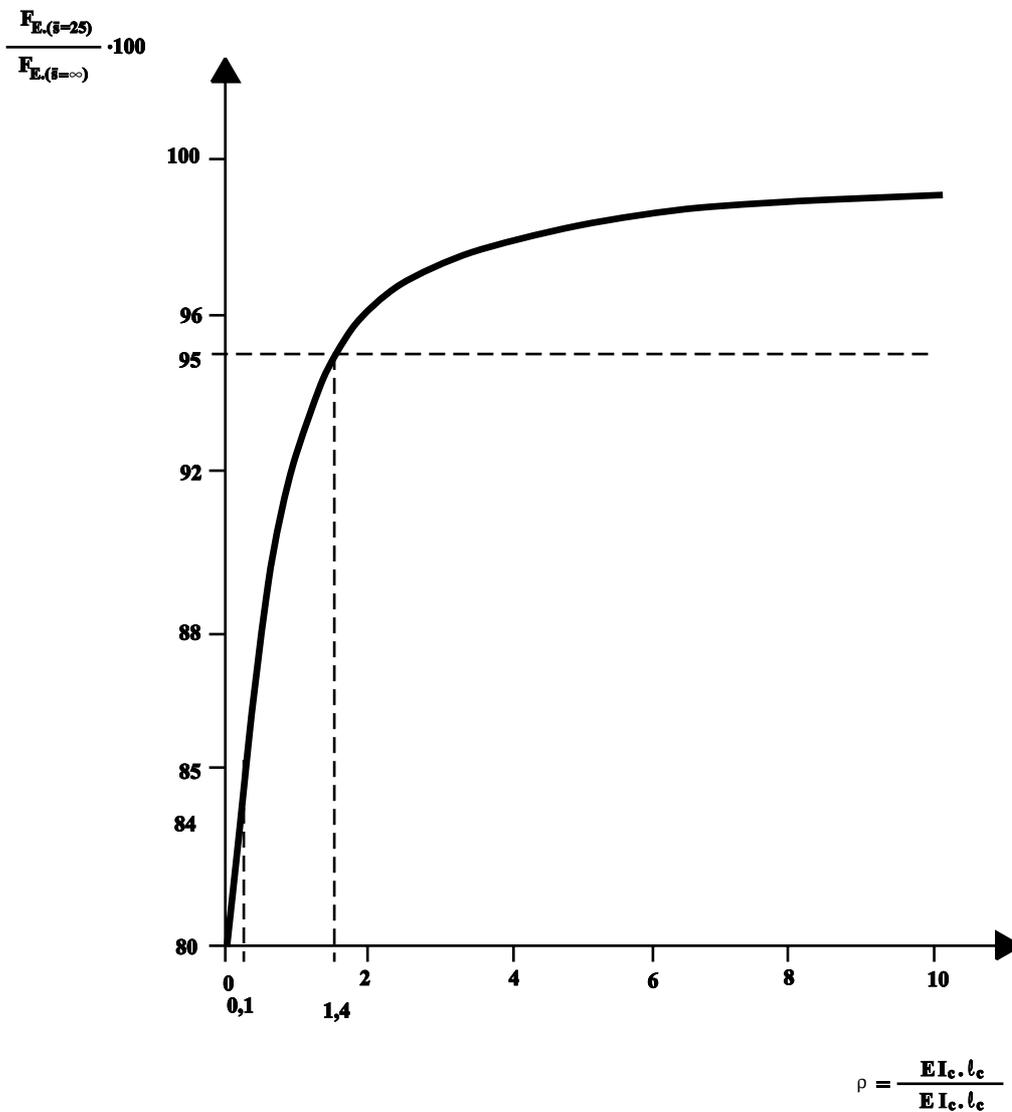


Figura 5 Relación entre $F_{E(\bar{s} = 25)}/F_{E(\bar{s} = \infty)}$ y ρ

La resistencia a la carga del pórtico en base a la fórmula de Merchant-Rankine se ha reducido así:

$$\frac{1}{F_{cr}(\bar{s}=\infty)} = \frac{1}{F_{pl}} + \frac{1}{F_E(\bar{s}=\infty)}$$

donde $F_{cr}(\bar{s}=\infty)$ es la resistencia a la no carga del pórtico:

$$\begin{aligned} \frac{1}{F_{cr}(\bar{s}=\infty)} &= \frac{1}{F_{pl}} + \frac{1}{X F_{pl}} \\ \frac{1}{F_{cr}(\bar{s}=\infty)} &= \left(1 + \frac{1}{X}\right) \frac{1}{F_{pl}} \\ F_{cr}(\bar{s}=\infty) &= \frac{X}{X+1} \cdot F_{pl} \end{aligned} \quad (2)$$

Se cumple la relación:

$$\begin{aligned} \frac{1}{F_{cr}(\bar{s}=25)} &= \frac{1}{F_{pl}} + \frac{1}{0.85 X F_{pl}} \\ \frac{1}{F_{cr}(\bar{s}=25)} &= \left(1 + \frac{1}{0.85 X}\right) \frac{1}{F_{pl}} \\ F_{cr}(\bar{s}=\infty) &= \frac{0.85 X}{1 + 0.85 X} \cdot F_{pl} \end{aligned} \quad (3)$$

La reducción de la resistencia a la carga es:

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{F_{cr}(\bar{s}=\infty) - F_{cr}(\bar{s}=25)}{F_{cr}(\bar{s}=\infty)} \cdot 100\% \\ \Delta &= \left(1 - \frac{X+1}{X + \frac{1}{0.85}}\right) \cdot 100\% \end{aligned} \quad (4)$$

Incluso para un pórtico relativamente esbelto, particularmente $F_E(\bar{s}=25) = F_{pl}$, luego si $X = 1$ la reducción $\Delta = 8\%$ y para $X = 2$ será $\Delta = 5.6\%$.

Puede concluirse que $\bar{s} = 25$ es un valor límite suficientemente seguro para la

rigidez a la rotación de las uniones viga-pilar para considerarlas rígidas garantizando que $F_E/F_{pl} \geq 1$.

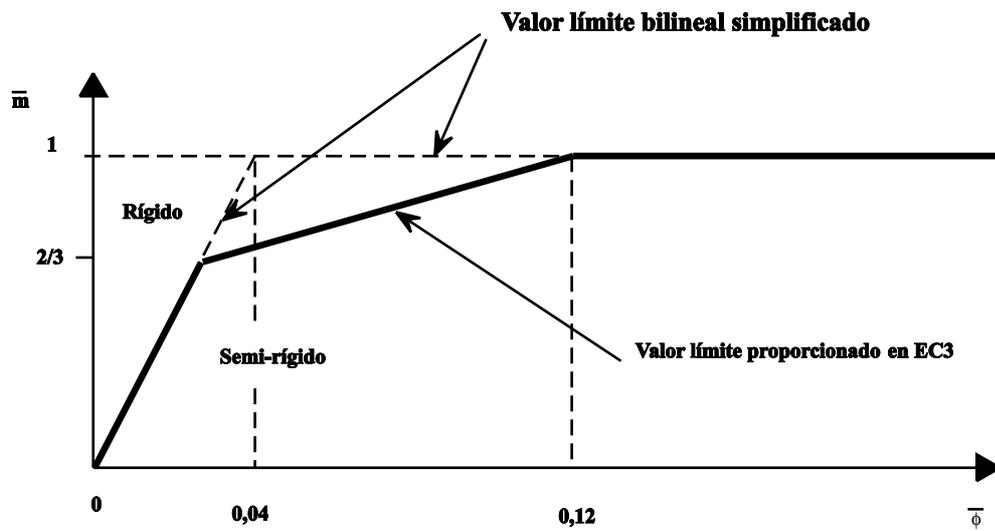
Por lo que se refiere a la resistencia al momento de las uniones entre viga y pilar, la clasificación es sencilla. Si la resistencia al momento de la misma es igual a la resistencia plástica de la viga conectada, la unión se considera de resistencia plástica total. Si no, se considera con resistencia plástica parcial. A partir de los límites de la rigidez a la rotación y a la resistencia al momento, se obtiene una característica bilineal de momento-rotación, mostrada mediante líneas de puntos en la figura 6.

Si la característica momento-rotación de una unión viga-soporte se encuentra a la izquierda y por encima de las líneas límite, la unión puede clasificarse como rígida y de resistencia plástica total.

El límite bilineal es bastante estricto al clasificar las uniones viga-pilar en comparación con la característica momento-rotación de un perfil de viga. Si el momento que actúa sobre el perfil de la viga supera la resistencia al momento elástico, $M_e = 0.85 M_{pl}$ de un perfil en I, aparecerá plastificación y disminuirá la rigidez. Si se tienen en cuenta las tensiones residuales, la plastificación empezará a $M = 0.7 M_{pl}$. Por tanto, es razonable cortar la característica bilineal con una tercera rama.

Los ensayos han demostrado que las uniones viga-pilar con placas de testa presentan comportamiento elástico hasta, como mínimo, 2/3 de la resistencia al momento de la unión. Partiendo de ello, se necesitan uniones de resistencia plástica total para que el comportamiento sea elástico hasta 2/3 de $M_{pl,viga}$.

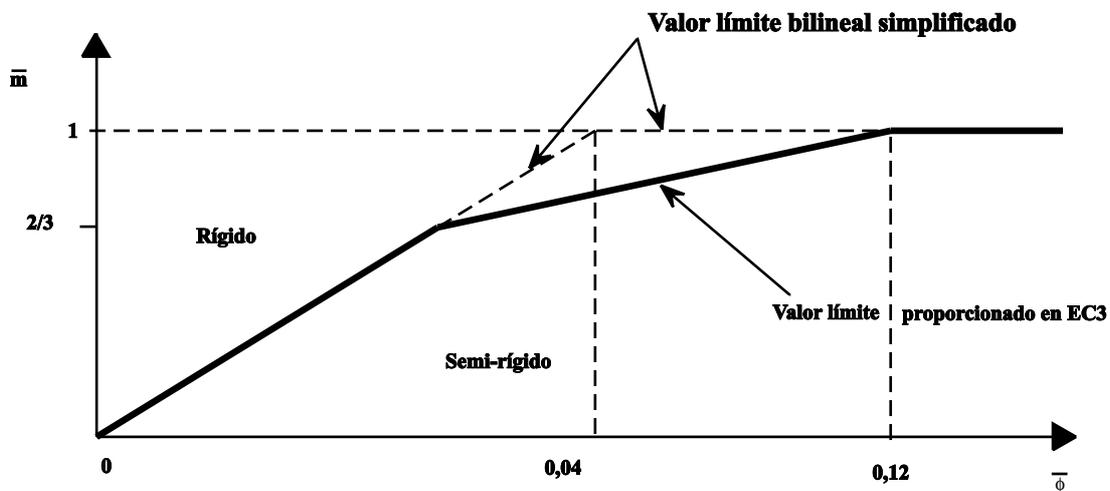
En teoría la resistencia plástica de un perfil de viga se alcanza con una rotación infinitamente grande de la rótula plástica. En la práctica, con una rotación relativamente pequeña se alcanza un gran porcentaje de la resistencia al momento plástico.



(a) Pórticos no arriostrados

$$\text{si } \bar{m} \leq 2/3 : \bar{m} = 25 \bar{\phi}$$

$$\text{si } 2/3 < \bar{m} \leq 1,0 : \bar{m} = (25 \bar{\phi} + 4) / 7$$



(b) Pórticos arriostrados

$$\text{si } \bar{m} \leq 2/3 : \bar{m} = 8 \bar{\phi}$$

$$\text{si } 2/3 < \bar{m} \leq 1,0 : \bar{m} = (20 \bar{\phi} + 3) / 7$$

$$\bar{m} = \frac{M}{M_{pl,Rd}} \quad \bar{\phi} = \frac{EI_b}{L_b M_{pl,Rd}}$$

Figura 6 Valores límite entre conexiones rígidas y semirrígidas, según EC3

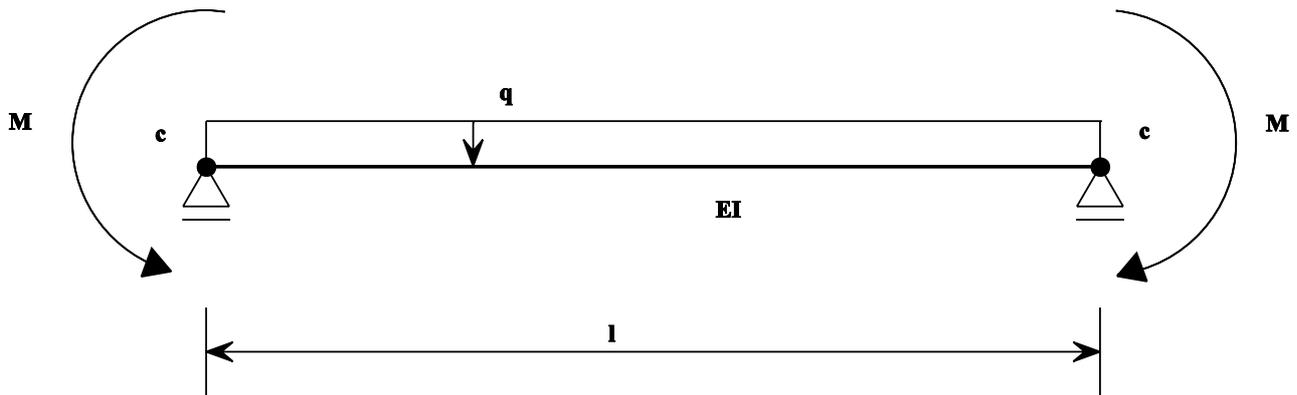


Figura 7 Ejemplo general de una viga sujeta a carga con momentos en el extremo

En la figura 6 se muestran los valores límite de los pórticos arriostrados y sin arriostrados en el Eurocódigo 3. En dicha figura, ambos ejes de la característica momento-rotación se han normalizado dividiendo el momento por la resistencia de la viga al momento plástico, de forma que $\bar{m} = M/M_{pl; viga}$ y dividiendo la rotación por una rotación de referencia de forma que:

$$\bar{\phi} = \phi \left(\frac{M_{pl; viga} \cdot l_{viga}}{EI_{viga}} \right) \quad (5)$$

Si la porción aplicada de esta característica de momento-rotación se encuentra por debajo de la línea adecuada de la figura 6, la unión viga-pilar puede clasificarse como semirrígida, de acuerdo con el Eurocódigo 3 (cláusula 6.9.6.2), excepto si también satisface los requisitos de una unión nominalmente articulada.

Los requisitos de capacidad rotacional son distintos para pórticos arriostrados y sin arriostrar. En el caso de los no arriostrados, la capacidad de rotación debe calcularse con ayuda del análisis global del pórtico. Este cálculo es como sigue: se supone que una viga tiene una unión articulada en ambos extremos y que está cargada con una carga distribuida equivalente transversal al eje, tal como se muestra en la figura 7. Los extremos de la viga están cargados por momentos externos M . La rotación debida a la carga en el apoyo del extremo será:

$$\phi = \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I} - \frac{M \cdot l}{2 \cdot E \cdot I} \quad (6)$$

En la figura 8 se muestran las características de rotación $M-\phi$ de tres uniones con resistencias M_{Rd} (I, II y III).

La línea II representa una unión cuya rigidez sigue el modelo elástico mostrado en la figura 7. Al alcanzar la situación de equilibrio no se produce plastificación en la viga. La rigidez de esta unión es:

$$S_b = \frac{\frac{EI}{l} \cdot M_{Rd}}{\frac{q \cdot l^2}{24} - \frac{1}{2} \cdot M_{Rd}} \quad (7)$$

Si:

$$q = \frac{8 \cdot (M_{Rd} + M_{pl.b})}{l^2} \quad (8)$$

donde $M_{pl.b}$ es la resistencia al momento de la viga en el centro del vano, esta rigidez puede aplicarse en las tres situaciones.

Para $S < S_b$ (Línea III): habrá plastificación en el centro del vano de la viga y la capacidad rotacional necesaria será $\frac{M_{Rd}}{S}$. De hecho,

es lo que ocurrirá siempre en las uniones calculadas plásticamente. Es importante comprobar si la viga tiene suficiente capacidad de rotación en

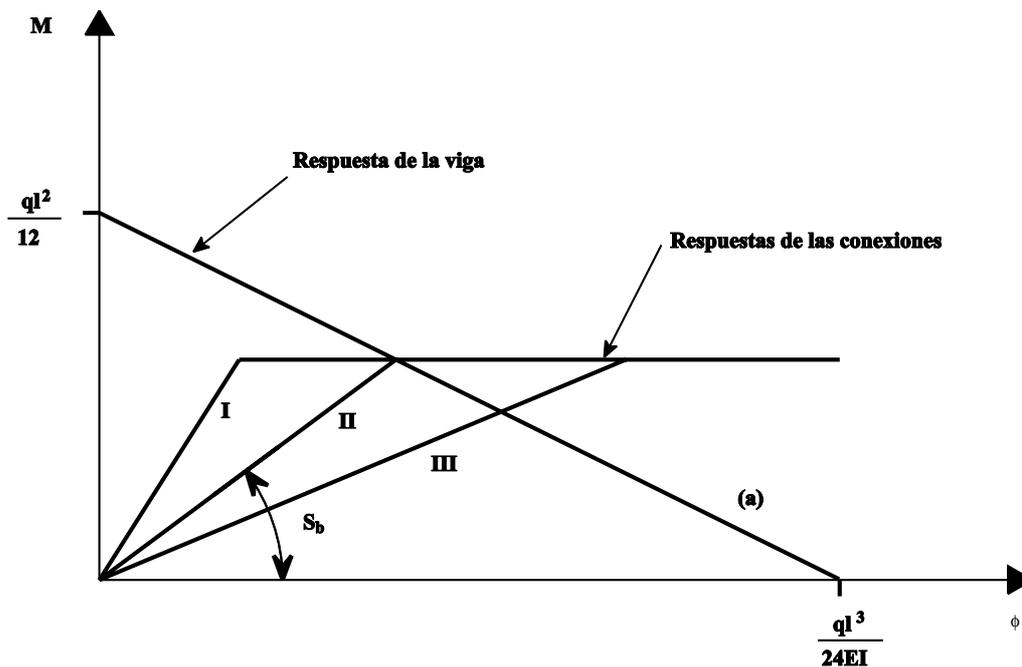


Figura 8 Diafragma de la línea de la viga, en el que se muestran los efectos de las diferentes clases de conexiones

el centro del vano. En otras palabras: ¿es el perfil un perfil de Clase 1 según el Eurocódigo 3 (véase la Lección 9.8.1(i)) en el centro del vano?

Si $S = S_b$ (línea II), no aparecerán rótulas plásticas en la estructura.

Si $S > S_b$ (línea I) en las uniones aparecerán rótulas plásticas. En este caso, la capacidad de rotación de las uniones debe ser igual o mayor que:

$$\phi = \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I} - \frac{M_{Rd}}{2 \cdot E \cdot I} = \frac{M_{pl,b}}{3 \cdot E \cdot I} - \frac{M_{Rd}}{6 \cdot E \cdot I} \quad (9)$$

Se trata de la rotación en la intersección entre la rama horizontal de la línea I y la línea (a) de la figura 8. Si la resistencia al momento de la unión se determina de forma conservadora, se consigue un efecto positivo sobre la capacidad de rotación exigida de la unión. En uniones muy

flexibles ($S < S_b$) se consigue el mismo efecto si se subestima la rigidez.

Para los pórticos sin arriostrar aún no se dispone de una clasificación según la capacidad de rotación. Solo si la resistencia al momento de la unión viga-pilar es mayor que $1.2 M_{pl,viga}$, no es necesario comprobar la capacidad de rotación. En la sección de la viga adyacente a la unión se formará siempre una rótula plástica. En otros casos debe comprobarse la capacidad de rotación si se ha tenido en cuenta la redistribución de los momentos. La capacidad de rotación requerida de los pórticos sin arriostrar debe calcularse y comprobarse con respecto a la capacidad de rotación que se tiene en la unión. En los pórticos arriostrados, la capacidad de rotación requerida puede determinarse observando los mecanismos que se forman en la viga.

La clasificación descrita anteriormente puede utilizarse con seguridad también para pórticos de varias plantas y varias naves (9).

3. RELACIÓN ENTRE EL COMPORTAMIENTO DEL PÓRTICO Y DE LAS UNIONES

La tabla 1 ofrece un resumen de las posibles relaciones que puede ser necesario adoptar al calcular pórticos y uniones. Los pórticos y las uniones pueden calcularse mediante las teorías plástica o elástica. Incluso es posible realizar los cálculos de los pórticos según la teoría elástica y los de las uniones según la plástica y viceversa.

No obstante, hay una limitación. Una unión que permanece elástica hasta el agotamiento sólo puede utilizarse en pórticos calculados mediante la teoría plástica si la resistencia al momento calculada es mayor que la de la viga conectada y los perfiles de las vigas son de clase 1 (véase la lección 9.8.1(i)). Por tanto, para conseguir la suficiente deformación plástica junto a la unión es necesario que ésta sea de resistencia plástica total.

El resumen la tabla 1 sólo es válido para uniones con resistencia plástica parcial. Si la distribución de fuerzas en una unión se basa en la teoría elástica, en general la unión será más rígida que si se calcula de acuerdo con la teoría plástica. Claramente, esta afirmación sólo es válida si la unión cumple totalmente las hipótesis aplicados en los cálculos, sea según la teoría plástica o elástica. Puede explicarse tal como sigue. Si se utiliza la teoría elástica es válida la hipótesis de Bernoulli (las secciones transversales se mantienen planas). Esta hipótesis se aplica para calcular la distribución de fuerzas en los tornillos que conectan la placa del extremo al ala del pilar. En realidad, la placa de testa y el ala del

pilar deben permanecer planas. Si es así, la unión es rígida porque la única deformación la provoca el alargamiento de los tornillos.

Si se utiliza la teoría plástica es necesario que los componentes de la unión se deformen suficientemente para obtener una redistribución de las fuerzas y la formación de un mecanismo de agotamiento en el interior de la unión. La consecuencia es que una unión como ésta es, en general, menos rígida que una unión calculada de acuerdo con la teoría elástica.

La tabla 1 muestra qué relaciones entre los métodos de cálculo de pórticos y uniones precisan una explicación adicional. El comportamiento de los pórticos calculados elásticamente con uniones totalmente rígidas calculadas elásticamente es bien conocido. En pórticos calculados según la teoría plástica no se permiten uniones calculadas elásticamente que se mantengan elásticas hasta el agotamiento, excepto si la resistencia al momento de las uniones es mayor que la de las vigas conectadas. Por su parte, las uniones calculadas de acuerdo con la teoría plástica siempre pueden utilizarse en pórticos calculados elásticamente.

En la tabla 1 se ofrecen referencias relativas al cálculo de pórticos arriostrados de acuerdo con la teoría elástica y teniendo en cuenta los efectos de segundo orden. Estas referencias comentan la utilización de la rigidez de la unión junto con la rigidez a la flexión de la viga para reducir la longitud de pandeo (elástica) del pilar. En (10) se demuestra que este enfoque lleva a la necesidad de resistencia tanto para la unión como la viga.

				Unión con resistencia plástica parcial			
				Cálculo elástico		Cálculo plástico	
				Rígida	Semi rrigida	De resistencia plástica total	De resistencia plástica parcial
Estruc-tura	Teoría elástica	Primer orden	Arrios-trado	Práctica habitual	Debe conocerse momento-rotación	No se esperan problemas particulares	No se esperan problemas particulares
			Sin arrios-trar			Ver Bibl. 4	Debe conocerse la característica momento-rotación
		Incluidos los efectos de segundo orden	Arrios-trado	Ver Bibl. 4	Ver Bibl. 6 y 7	Ver Bibl. 4	No se esperan problemas particulares
			Sin arrios-trar				Debe conocerse la característica momento-rotación
	Teoría plástica	Primer orden	Arrios-trado	No permitido	Ver Bibl. 4	No se esperan problemas particulares	
			Sin arrios-trar			Debe conocerse la característica momento-rotación	
		Incluidos los efectos de segundo orden	Arrios-trado			Ver Bibli. 4	Ver Bibl. 1 a 3
			Sin arrios-trar				Debe conocerse la característica momento-rotación

Tabla 1 Resumen de Posibles Relaciones de Diseño entre los Pórticos y las Uniones

4. UNIONES CALCULADAS PLÁSTICAMENTE EN PÓRTICOS CALCULADOS ELÁSTICAMENTE

Al calcular la distribución de esfuerzos en un pórtico mediante la teoría elástica, no se calcula la resistencia a la rotura. En su lugar, se calculan las fuerzas y momentos debidos a la carga de cálculo. Si la relación n entre la carga de pandeo de Euler y la carga de cálculo es pequeña, digamos menor de 10 (véase la Lección 9.7), deben tenerse en cuenta los efectos de segundo orden. Ello puede hacerse multiplicando los componentes de los momentos debidos al desplazamiento lateral (en el caso de pórticos sin arriostrar) por el coeficiente de ampliación $n/(n-1)$. Si los momentos, calculados de esta forma son menores que las resistencias a la rotura de las distintas uniones, entonces dichas uniones cumplen los requisitos de cálculo.

En las uniones calculadas de acuerdo con la teoría plástica, las deformaciones plásticas aparecen al alcanzar la resistencia al momento de agotamiento. Este efecto se tienen en cuenta al calcular la carga de pandeo de Euler por medio de la aproximación bilineal del comportamiento de la unión, que ofrece un resultado

seguro (8). En el caso de los pórticos arriostrados, los momentos de las uniones debidos a las cargas pueden estar subestimados si se utiliza una rigidez a la rotación baja. Por tanto, debe tomarse un límite mayor para la rigidez de la unión si se calculan valores seguros para los momentos de las uniones. Este enfoque se contradice con el consejo antes proporcionado, particularmente en la utilización de la rigidez secante (aproximación bilineal).

Hay bibliografía que demuestra que la utilización de la aproximación bilineal de la rigidez de la unión al calcular los momentos de la unión es seguro si la unión tiene suficiente capacidad de deformación. En el caso de los pórticos sin arriostrar, la utilización de un límite inferior para la rigidez a la rotación de la unión ofrecerá valores más altos de los momentos en las uniones debido al aumento de los efectos de segundo orden. No obstante, el momento elástico de primer orden de la unión disminuye si se aplica una rigidez a la rotación menor. Un límite menor de la rigidez a la rotación de las uniones en el cálculo elástico de un pórtico no arriostrado no lleva necesariamente a un cálculo elástico seguro del momento de la unión. Por tanto, es necesario utilizar uniones con una capacidad de rotación suficiente incluso en un pórtico calculado elásticamente.

5. UNIONES CALCULADAS ELÁSTICAMENTE EN PÓRTICOS CALCULADOS PLÁSTICAMENTE

En los pórticos donde se necesita más de una rótula plástica para alcanzar el mecanismo de agotamiento plástico, la primera, segunda y siguientes rótulas plásticas han de girar hasta que se forme la rótula plástica última. Este requisito es válido tanto para pórticos arriostrados como sin arriostrar. No se deben utilizar uniones

con resistencia plástica parcial, que se mantienen elásticas hasta el agotamiento, dado que su capacidad de deformación es insuficiente. Anteriormente se ha proporcionado un método para el cálculo de la capacidad de rotación requerida de las uniones de los pórticos arriostrados. La capacidad de rotación requerida en los pórticos sin arriostrar es mayor y, de hecho, debe calcularse para la geometría real del pórtico sin arriostrar. En la mayoría de los casos, sin embargo, el límite superior de la capacidad de rotación está alrededor de 0,04 radianes.

6. RESUMEN FINAL

- El comportamiento real de las uniones lo caracterizan:
 - la resistencia de cálculo
 - la rigidez
 - la capacidad de rotación
- Las uniones con resistencia plástica parcial y las semirrígidas tienen una gran influencia en el comportamiento del pórtico.
- En los pórticos arriostrados pueden utilizarse uniones con resistencia plástica parcial.
- En los pórticos sin arriostrar pueden utilizarse uniones semirrígidas.
- Es posible definir límites trilineales entre los comportamientos rígido y semirrígido.
- La capacidad de rotación es un criterio importante para la utilización segura de uniones con resistencia plástica parcial.
- Es posible aplicar uniones calculadas elásticamente en pórticos calculados plásticamente y viceversa. Las consecuencias de esta aplicación se tratan en los últimos párrafos de la lección.

7. BIBLIOGRAFÍA

1. Zoetemeijer, P., "A design method for the tension side of statically loaded bolted beam-to-column connections", Monogr. Heron 20 (No. 1), Stevin Lab Techn. Univ. Delft / TNO Building and Construction Research 1974.
2. Zoetemeijer, P., "Bolted connections with flush end-plates and haunched beams", Test and Limit State Design Methods, Rept 6-81-15, Dept. Civ. Eng. Tech. Univ. Delft, 1981.
3. Zoetemeijer, P., "Bolted beam to column connections with flush end-plates and haunched beams", Test and Limit State Design Methods, Rept 6-81-23, Dept. Civ. Eng. Tech. Univ. Delft, 1981.
4. Eurocode 3, "Design of steel structures" - Edited draft issue 3, November 1990.
5. Tautchnig, A., Entwicklung eines neuen makromechanischen Knotenmodells and Erstellung eines darauf aufbauenden EDV-Programmes zur berechnung van Stahlskeletellragwerken unter Berücksichtigung nichtlinearer Nachgiebigkeiten der Verbindungselemente ins besondere bei steifenloser Bauweise. PhD Thesis, University of Innsbruck.
6. Sugimoto, H., Chen, W. F., "Small end restraint effects on strength of H-columns", J. Struct Div. ASCE 108 (1982) 661-81.
7. Jones, S. W., Kirby, P. A. and Nethercot, D. A., "Columns with semi-rigid joints", J. Struct Div. ASCE 108 (1982) 361-72.
8. Bijlaard, F. S. K., Zoetemeijer, P., "Joint characteristics and structural response of frames, Steel structures - Recent research advances and their application to design", Elsevier (1986) 109-133.
9. Meijer, H. S., "Influence of the rotational stiffness of column-beam connections on the behaviour of braced and unbraced frames" (in Dutch), Technical University Eindhoven, Netherlands, 1990.
10. Snijder, H. H., Bijlaard, F. S. K. and Stark, J. W. B., "Use of the elastic effective length theory for stability checks of columns and consequences for checks on beams in braced frames, instability and plastic collapse of steel structures", edited by L J Morris, London, Granada, 1983, 152-63.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

**Lección 16.14: Métodos de Análisis de Pórticos
de Nudos Rígidos**

OBJETIVOS/CONTENIDO

Ofrecer al proyectista un conocimiento más profundo de cómo analizar una estructura porticada con conexiones rígidas y describir las comprobaciones que realizar de acuerdo con el Eurocódigo 3 [1].

CONOCIMIENTOS PREVIOS

- Lección 9.11: Pórticos
- Lección 16.8: Clasificación de Pórticos de Varias Plantas

LECCIONES AFINES

- Lección 16.2: Análisis de Pórticos: Introducción y Análisis Elástico
- Lección 16.3: Análisis de Pórticos: Análisis Plástico
- Lección 16.7: Anatomía de Edificios de Varias Plantas

- Lección 16.10: Edificios de Varias Plantas Arriostrados e intraslacionales

RESUMEN

En esta lección se abordan los temas siguientes:

- Análisis elástico global de primer orden
- Análisis elástico global de segundo orden
- Análisis rígido-plástico
- Análisis elástico-perfectamente plástico
- Análisis elastoplástico
- Posibilidades y limitaciones de la elección del método
- Cálculo de esfuerzos internos.

Los comentarios están estrechamente relacionados con el enfoque del Eurocódigo 3 [1] al análisis y diseño de estructuras porticadas.

1. INTRODUCCIÓN

En esta lección se comentan los métodos de análisis estructural. El análisis estructural proporciona los esfuerzos internos que deben utilizarse en las comprobaciones de seguridad.

En la elección del método de análisis estructural pueden obtenerse distintos niveles caracterizados por sus distintos grados de precisión.

En la mayoría de los casos reales en los que son válidas las hipótesis habituales son innecesarios métodos de análisis muy precisos.

Por esta razón, la mayoría de reglamentos no hacen referencia explícita a los métodos refinados y en su lugar aconsejan simplemente los sencillos de análisis elástico.

Los códigos más recientes, p. ej. el Eurocódigo 3 [1], permiten utilizar todos los métodos de análisis establecidos. Por tanto, permiten el análisis de prácticamente todo tipo de estructuras por medio de distintos métodos, en función de las herramientas de cálculo disponibles.

El enfoque adoptado por el Eurocódigo 3 [1] es el que se sigue en esta lección.

2. ENFOQUE DEL EUROCÓDIGO 3 DEL ANÁLISIS Y CÁLCULO

modo traslacional y Método de amplificación. Los procedimientos para aplicar este último método se resumen en la figura 3. Véase también el apartado 3.4.4.

2.1 Enfoque General

El enfoque del Eurocódigo 3 [1] del análisis y cálculo precisa los pasos siguientes:

1. Clasificación del pórtico
2. Evaluación de las imperfecciones
3. Elección del método de análisis
4. Cálculo de las fuerzas y momentos internos
5. Comprobación global del pandeo
6. Comprobaciones de las barras.

El procedimiento se muestra en la figura 1.

Para la clasificación de los pórticos, véase la lección 16.8. La lección 16.14 se ocupa de las imperfecciones, los distintos métodos de análisis y el cálculo de las fuerzas y los momentos internos.

La comprobación global del pandeo puede realizarse por medio de métodos exactos o aproximados.

Para la comprobación de las barras, véanse las lecciones 9.

2.2 Efectos de Segundo Orden

El Eurocódigo 3 permite un análisis de primer orden en los casos descritos en la figura 2, es decir, en estructuras intraslacionales tal como se las define en la lección 16.8 o, en el caso de las estructuras traslacionales, si se realiza una amplificación indirecta de los momentos. En particular, la amplificación indirecta puede realizarse por medio de dos métodos, denominados Método de la longitud de pandeo en

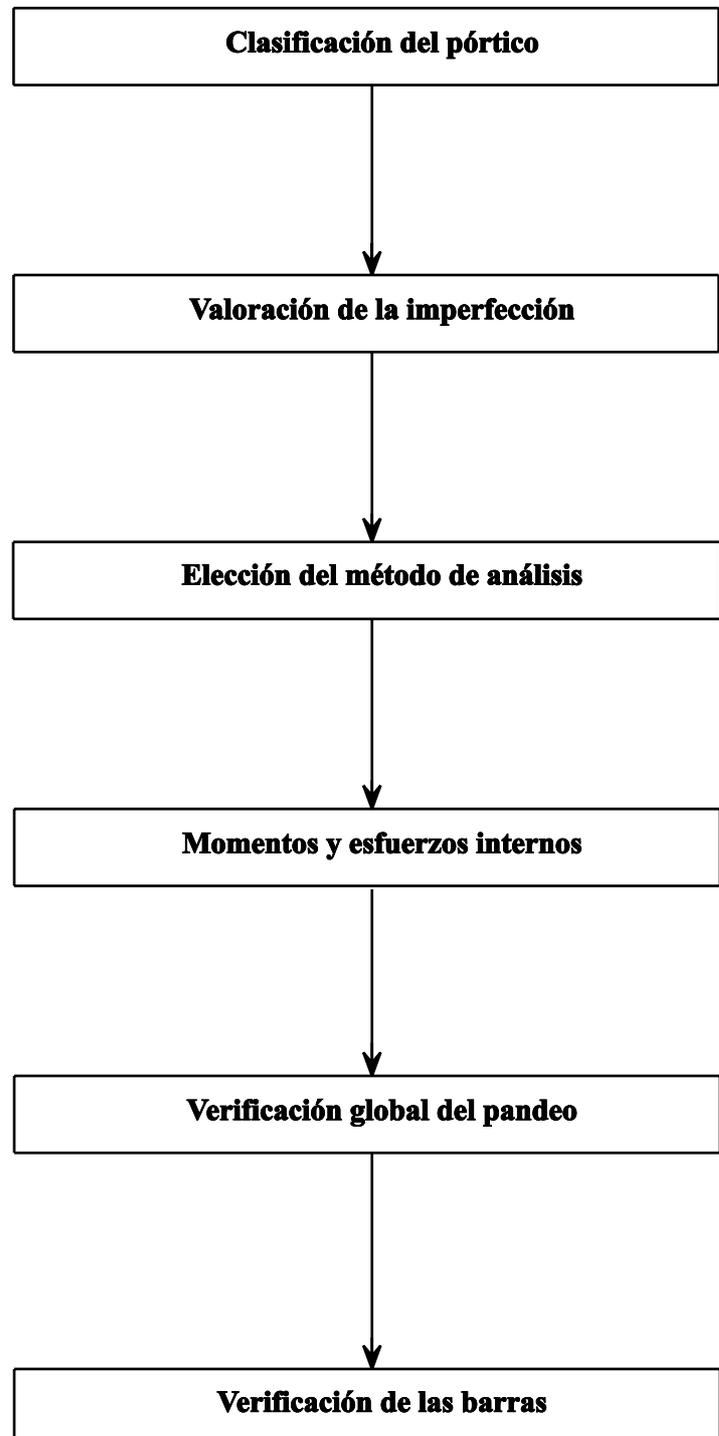


Figura 1 Procedimiento del análisis de pórticos

SIN FLECHA HORIZONTAL		CON FLECHA HORIZONTAL		CLASIFICACIÓN DE PÓRTICOS
Arriostrado	Sin arriostrar	Arriostrado	Sin arriostrar	
Análisis elástico de primer orden		Análisis elástico de primer orden con tolerancias indirectas para los efectos segundo orden. 5.2.6.2		Método de análisis global
Análisis elástico de segundo orden				
Análisis plástico de primer orden		Análisis (rígido-)plástico de primer orden con tolerancias indirectas para los efectos de segundo orden en algunos casos. 5.2.6.3		
Análisis plástico de segundo orden				
				5.2.1

Figura 2 Elección del método de análisis con referencia a Eurocódigo 3

Multiplique los momentos elásticos de primer orden por

$$\frac{1}{1 - \frac{V_{sd}}{V_{cr}}} \quad \text{para} \quad \frac{V_{sd}}{V_{cr}} > 0,25$$

donde $\frac{V_{sd}}{V_{cr}}$ **es la relación elástica crítica de carga**

V_{sd} **es el valor de cálculo de la carga vertical total**

V_{cr} **es el valor elástico crítico de agotamiento en un modo de flecha horizontal**

Figura 3 El método de momentos por flecha horizontal aumentados para el análisis global elástico de primer orden de pórticos con flecha horizontal (Eurocódigo 3: 5.2.6.2)

2.3 Imperfecciones

2.3.1 Práctica habitual

En la práctica habitual no se incluyen las imperfecciones del pórtico en el análisis de sistemas porticados con uniones rígidas.

Otras imperfecciones, es decir, las de la sección transversal y geométricas de las barras y las mecánicas, pueden considerarse parte del conocimiento del proyectista de estructuras de acero a partir de la amplia investigación realizada en la década de los sesenta.

Así pues, mientras que a los pilares se les asigna directamente un imperfección inicial y las secciones transversales se ven afectadas por las tensiones residuales, normalmente no se supone que el pórtico también está afectado por la correspondiente tolerancia, aunque existan desplomes de los pilares, debido a los procedimientos de montaje y los procesos de fabricación.

En la práctica habitual, se supone que los efectos de estas imperfecciones no son importantes para el comportamiento del pórtico y que el coeficiente de seguridad tiene en cuenta las aproximaciones del análisis que supone un pórtico ideal.

2.3.2 Definiciones y requisitos del Eurocódigo 3

Como ya se ha indicado, no entra dentro de la práctica habitual suponer las imperfecciones globales del pórtico en el análisis. Este enfoque se debe en parte a que no se ha realizado una investigación a fondo en este campo. En las recomendaciones de ECCS [2] y en [3] pueden encontrarse algunas indicaciones sobre imperfecciones del pórtico.

El concepto de imperfecciones del pórtico se introdujo en el Eurocódigo 3.

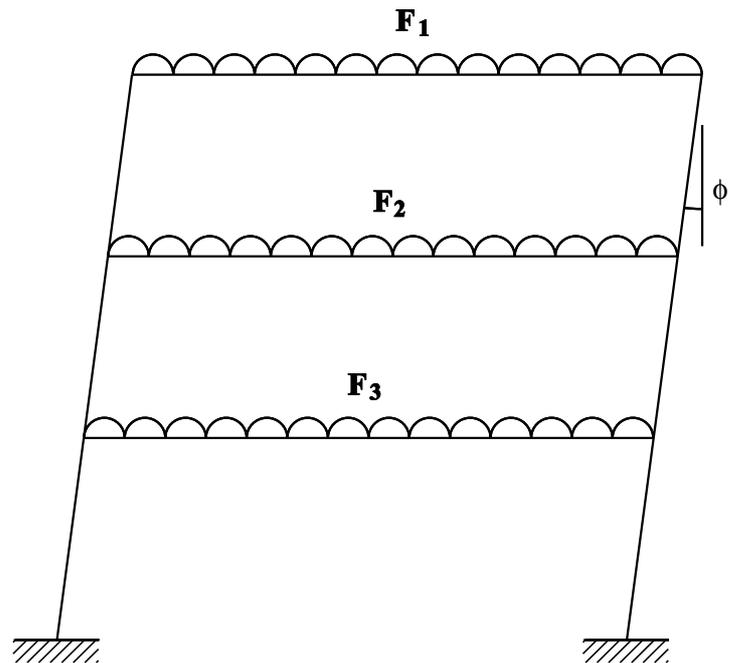


Figura 4 Las imperfecciones del pórtico deben incluirse en el análisis global

Debe hacerse una distinción entre las tolerancias admisibles que pueden aceptarse a efectos de montaje y los valores que deben incluirse en el análisis de los efectos sobre los esfuerzos y momentos internos.

El Eurocódigo [1] proporciona en 5.2.4.2 un método de aplicación en (1) y (2) para las imperfecciones del pórtico (véase la figura 4):

“Las imperfecciones deben considerarse en el análisis, incorporando los términos correspondientes, a las imperfecciones del pórtico y de las barras en el análisis de los sistemas de arriostramiento. Los efectos de las imperfecciones del pórtico indicadas en 5.2.4.3 deben ser considerados en el análisis global de la estructura. Para el dimensionamiento de las barras deben usarse las fuerzas y los momentos resultantes”.

Evidentemente, no pueden despreciarse las imperfecciones del pórtico. Por tanto el ingeniero necesita conocer sus valores y cómo incluirlos en el proyecto. El Eurocódigo 3 da, en 5.2.4.3: “Imperfecciones de los pórticos”, las siguientes indicaciones sobre los valores a usar:

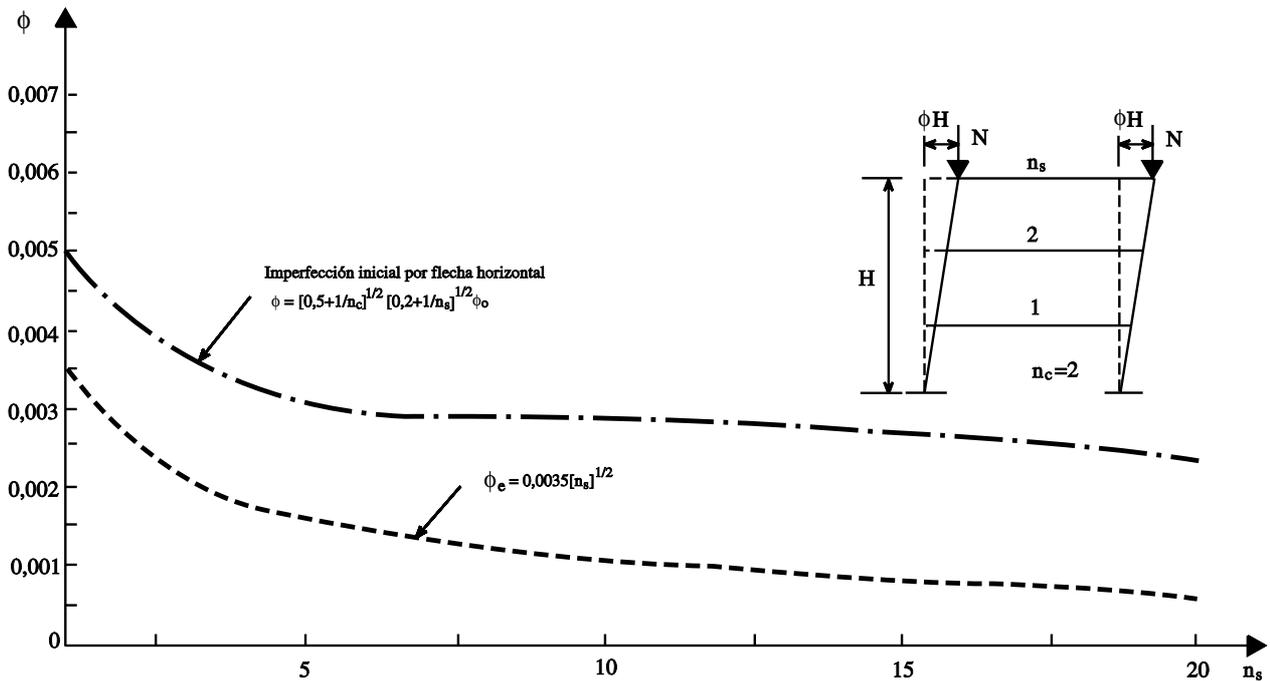


Figura 5 Imperfecciones iniciales por flecha horizontal y tolerancias de montaje para un pórtico de una sola nave y de varias plantas

“En el análisis de pórticos deben suponerse los efectos de las imperfecciones mediante una imperfección geométrica equivalente en forma de desplome inicial ϕ determinada a partir de:

$$\phi = k_c k_s \phi_0$$

donde

$$\phi_0 = 1/200$$

$$k_c = \sqrt{0,5 + 1/n_c} \quad \text{pero} \quad k_c \leq 1,0$$

$$k_s = \sqrt{0,2 + 1/n_s} \quad \text{pero} \quad k_s \leq 1,0$$

n_c es el número de pilares por plano

n_s es el número de plantas”.

La figura 5 muestra el desplome ϕ inicial para el caso de $n_c = 2$, es decir, para un pórtico de una sola nave y de varias plantas, junto con una curva que representa las tolerancias de montaje [3] para el mismo pórtico.

Como alternativa a un análisis en el que se tienen explícitamente en cuenta las imperfec-

ciones, se permite sustituirlas por las fuerzas horizontales equivalentes de cada planta (véase la figura 6).

Para más información sobre las imperfecciones, véase la lección 16.9.

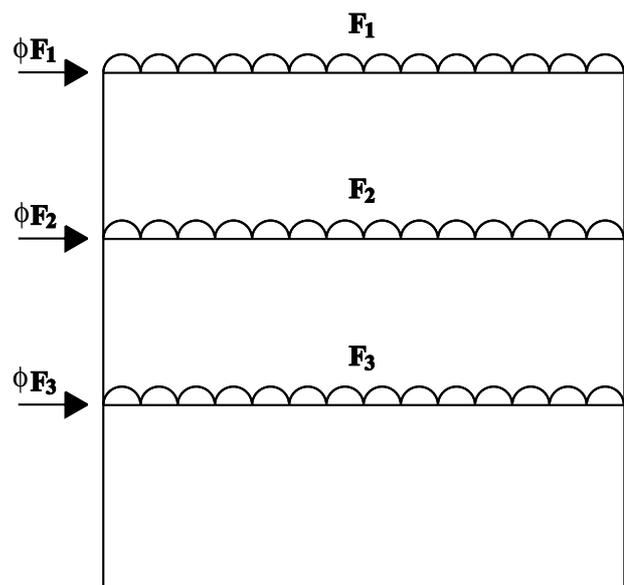


Figura 6 Imperfecciones iniciales por flecha horizontal representadas por fuerzas horizontales equivalentes

3. MÉTODOS DE ANÁLISIS ELÁSTICO GLOBAL

3.1 Premisa

Al definir los métodos de análisis a utilizar para el cálculo de los esfuerzos internos es necesario establecer algunas hipótesis sobre los modelos que se van a adoptar para los comportamientos de las secciones transversales y de los materiales.

Los modelos pueden ser extremadamente simples, p. ej. el análisis elástico que supone que el material, la sección transversal y la estructura se comportarán indefinidamente de forma elástica. Alternativamente pueden ser más complejos hasta el nivel de una simulación plena del comportamiento inelástico real de la estructura, p. ej. el análisis elastoplástico.

Las siguientes definiciones se han tomado del Eurocódigo 3 [1].

La primera división importante entre los métodos de análisis es la que diferencia entre los métodos plásticos y elásticos. Mientras que los métodos elásticos pueden utilizarse en todos los casos, los plásticos sólo pueden aplicarse si el material y las secciones transversales cumplen determinados requisitos. Los distintos tipos de análisis plástico se utilizan según las hipótesis establecidas respecto al comportamiento del material y de la sección transversal y según el procedimiento analítico concreto adoptado para simular el comportamiento de la estructura. En particular, los tipos de análisis más utilizados son los métodos rígidos-plástico, perfectamente plástico-elástico y elastoplástico.

Otra distinción importante de los métodos está entre los que consideran los efectos de las deformaciones y los que los desprecian. En la práctica habitual estos métodos también se conocen como métodos de primer y de segundo orden (figura 7). Es evidente que los métodos de segundo orden pueden aplicarse en todos los casos, ya que no hacen ninguna simplificación. Por

tanto, ofrecen una evaluación más precisa de los esfuerzos y los momentos internos que los métodos de primer orden. Éstos han de utilizarse con hipótesis simplificadoras que garanticen que las acciones en la estructura derivadas de la configuración deformada son despreciables al compararlos con los calculados sobre la estructura sin deformar.

La cuantificación de estos requisitos se encuentra en el apartado 3.4.3.

3.2 Análisis Elástico Global de Primer Orden

El análisis elástico global de primer orden de los pórticos metálicos con uniones rígidas puede realizarse con los métodos habituales de análisis estructural. Habitualmente se utiliza el método del desplazamiento, que aplica las ecuaciones de equilibrio de las distintas acciones internas en cada nodo. El resultado es un sistema de ecuaciones cuyas incógnitas son los desplazamientos de cada unión. En forma de matriz el problema se expresa así:

$$F = k\delta \quad (1)$$

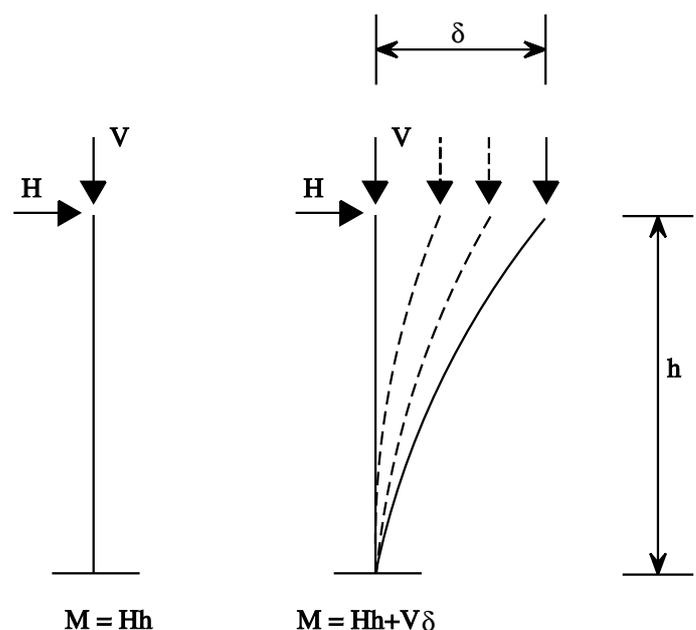


Figura 7 Cálculos de momento de primer y segundo orden

donde

- F son las acciones externas sobre los nudos, expresadas en el sistema coordinado global.
- δ son los desplazamientos desconocidos de los nudos del sistema coordinado global.
- K es la matriz de rigidez de la estructura obtenida ensamblando las matrices de rigidez de las distintas barras.

La solución del sistema de ecuaciones en desplazamientos proporciona los desplazamientos globales. Permite, mediante la matriz de transferencia, obtener los desplazamientos locales en ambos extremos de los elementos. Luego las fuerzas y momentos internos se obtienen mediante la matriz de rigidez del elemento.

La matriz de rigidez de cada elemento, escrita en el sistema coordinado local en el casos de pórticos planos, se encuentra en los libros de texto habituales (véase el apartado 7, referencia bibliográfica 6).

En el análisis global de primer orden de pórticos con uniones rígidas no hay coeficientes que permitan tener en cuenta las rotaciones relativas en las uniones ni la variación de los térmi-

nos de la matriz de rigidez debido a las cargas axiales.

Dado que es un método elástico de primer orden, la solución es un proceso en un paso, sin ninguna necesidad de iteración de las cargas externas ni actualización de las matrices.

3.3 Análisis Elástico Global de Segundo Orden

A veces es necesario tener en cuenta que las deformaciones debidas a las cargas externas pueden modificar considerablemente la respuesta estructural y, por tanto, el valor de las acciones internas.

El análisis de segundo orden se realiza aplicando las ecuaciones de equilibrio en la configuración deformada de la estructura. En particular, en pórticos rectangulares con uniones rígidas, los esfuerzos que provocan la mayor variación de la respuesta son las cargas axiales. Con esta hipótesis, los efectos de segundo orden pueden restringirse a efectos de segundo orden local (primera no linealidad), habitualmente denominados efectos P-delta (véase p. ej. la figura 8), y los efectos de segundo orden globales (segunda no linealidad), habitualmente conocidos como efectos P-Delta (véase p. ej. la figura 9).

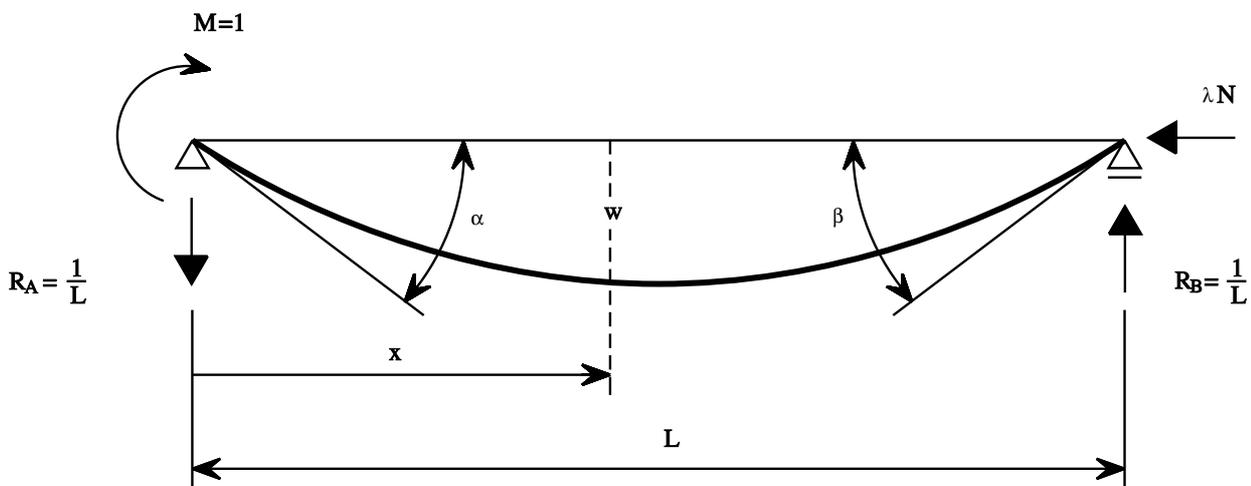


Figura 8 Viga sobre dos apoyos sujeta a flexión y carga axial. Efecto secundario local (efecto P-delta)

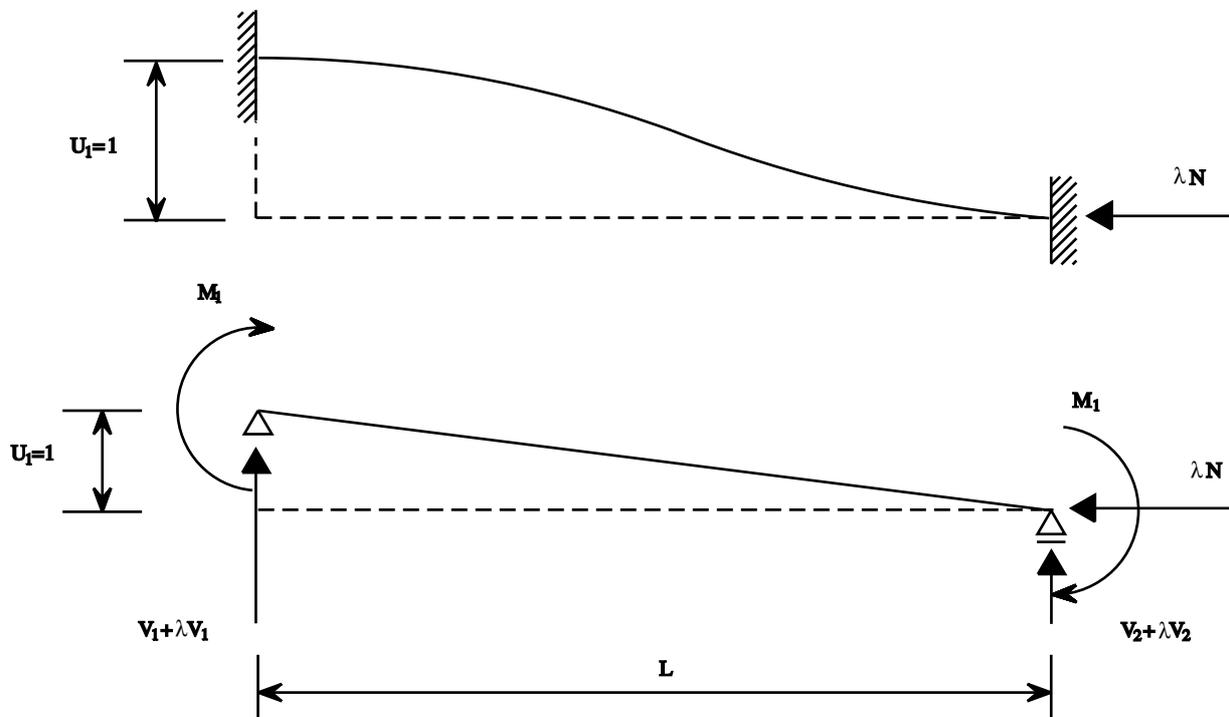
Los efectos de segundo orden locales aparecen en todos los elementos sometidos a cargas axiales (pilares) debido a la flecha en el centro del vano, mientras que los efectos de segundo orden globales aparecen en el pórtico debido al desplazamiento relativo entre los forjados (flecha horizontal).

3.3.1 Efectos locales de segundo orden (P-delta)

Para tener en cuenta la deformación local de cada elemento es necesario describir los términos de la matriz de rigidez del elemento. Esto es fácil si se conocen los coeficientes de flexibilidad de una viga apoyada sometida a cargas axiales, en la que se tienen en cuenta los efectos de sus propias deformaciones.

Para obtener los coeficientes de flexibilidad, se escribe la ecuación diferencial de la viga apoyada de la figura 8 (véase cualquier libro de texto sobre mecánica aplicada):

$$-EIw'' = \frac{1}{L}(L-x) + \lambda Nw \quad (2)$$



Esta ecuación muestra que el momento flector también incluye los efectos de la carga axial.

Imponiendo las condiciones de contorno, los valores de los coeficientes de flexibilidad son:

$$\alpha = \frac{L\lambda}{3EI}\phi ; \quad \beta = \frac{L\lambda}{6EI}\psi \quad (3)$$

donde:

\$\phi\$ y \$\psi\$ son coeficientes que dependen del parámetro

$$kL = L \sqrt{\lambda \frac{N}{EI}} \quad (4)$$

\$kL\$ representa la relación entre las cargas axiales de cálculo del pilar y la carga de pandeo de Euler obtenida suponiendo que no hay desplazamiento horizontal entre plantas. \$\phi\$ y \$\psi\$ se obtienen de los libros de texto.

Si se adoptan estos coeficientes de flexibilidad modificados, pueden seguirse los proce-

Figura 9 Efecto del desplazamiento relativo de los extremos de vigas. Efecto global de segundo orden (efecto P-delta)

dimientos habituales para establecer la nueva matriz de rigidez de la viga K_0 .

Vale la pena observar que, para valores de kL menores de 0,5 todos los coeficientes son aproximadamente iguales a 1 y, por tanto, no es necesario modificar la matriz de rigidez de la viga. Para $kL = 0$, la situación de primer orden aparece con los valores exactos $\phi = \psi = 1$.

3.3.2 Efectos de segundo orden globales (P-Delta)

Para determinar cómo afectan los efectos del desplazamiento entre plantas a la matriz de rigidez global del pórtico en el caso de pórticos rectangulares, basta con revisar algunos de los coeficientes de rigidez del elemento individual.

De la figura 9 se deduce que el desplazamiento relativo $u_1 = 1$ entre los extremos de la viga provoca una modificación de los esfuerzos de cortadura en los extremos:

$$\Delta V_1 = \lambda \frac{N}{L} \quad \text{y} \quad \Delta V_2 = \lambda \frac{N}{L}$$

y, consecuentemente, a una modificación de la matriz del elemento:

$$k^i = k_0^i(\lambda) - \lambda k_1^i \quad (5)$$

donde

k_0^i es la matriz de rigidez que tiene en cuenta la deformación local del elemento, que también es importante en pórticos intras-lacionales.

k_1^i es la matriz que tiene en cuenta los desplazamientos globales de los nodos.

La matriz de rigidez global del pórtico, que puede obtenerse ensamblando las matrices de rigidez individuales siguiendo el procedimiento habitual, tiene una forma similar a la matriz (5):

$$k = K_0(\lambda) - \lambda K_1 \quad (6)$$

Para calcular de forma exacta la carga elástica crítica, el determinante de la matriz (6), donde K_0 es la matriz de rigidez de la estructura incluidos los efectos P-delta y K_1 tiene en cuenta los efectos P-Delta, debe ser cero. El problema de autovalores a resolver es:

$$|K_0(\lambda) - \lambda K_1| = 0 \quad (7)$$

Las distintas soluciones de esta ecuación representan los valores característicos λ , el menor de los cuales es la carga elástica crítica de la estructura. Los programas informáticos actuales ofrecen diversos métodos numéricos para obtener estos ceros.

3.3.3 Evaluación aproximada de los efectos de segundo orden

Como ya se indicó en el apartado 2.3, los efectos de segundo orden pueden considerarse aproximadamente por medio de las fuerzas horizontales equivalentes aplicadas en cada planta. El procedimiento de análisis de segundo orden es iterativo y aplica, en cada paso, un análisis elástico.

En lugar de las imperfecciones geométricas, pueden aplicarse las fuerzas horizontales equivalentes, tal como sugiere el Eurocódigo 3 [1] (véase la figura 6).

3.4 Cálculo de Fuerzas y Momentos Externos

Esta sección indica cómo elegir el nivel de análisis elástico del comportamiento estructural para evaluar las fuerzas y momentos internos para la comprobación de seguridad de las barras, por referencia al Eurocódigo 3 [1], seguido escrupulosamente.

3.4.1 Efectos de las deformaciones

De acuerdo con el apartado 5.2.6.2 del Eurocódigo 3, en general pueden determinarse los esfuerzos y los momentos internos tanto por

medio de la teoría de primer orden como de la de segundo orden (véase la figura 2).

- **Para el análisis global puede utilizarse la teoría de primer orden en los casos siguientes:**

- a. pórticos intraslacionales
- b. pórticos traslacionales, si se utilizan métodos de cálculo que consideren de forma indirecta los efectos de segundo orden.

- **La teoría de segundo orden puede utilizarse para el análisis global en todos los casos.**

Si, en base a las anteriores hipótesis se utiliza un análisis elástico de primer orden, pueden redistribuirse los momentos elásticos modificando los momentos de cualquier barra hasta el 15% de su momento máximo, siempre y cuando:

- a. los esfuerzos y momentos internos del pórtico están en equilibrio con las cargas aplicadas.
- b. todas las barras en las que se han redistribuido los momentos tienen perfiles de clase 1 o 2.

3.4.2 Pórticos Arriostrados

El problema de elegir un análisis elástico de primer o segundo orden puede resolverse a partir de las definiciones y explicaciones detalladas de la lección 16.9.

3.4.3 Pórticos intraslacionales

En la lección 16.9 se ofrecen las definiciones de los distintos sistemas (arriostrados y sin arriostrar, tras/intraslacionales, etc.). De acuerdo con la elección de un sistema estructural, se aplican hipótesis relativas al comportamiento estructural. Es necesario verificar estas hipótesis. En esta fase, es importante verificar si la estructura es tras/intraslacional. Con este objetivo puede

seguirse el siguiente procedimiento práctico, ofrecido en el Eurocódigo 3, 5.2.5.2 [1] como regla de aplicación:

“Un pórtico puede clasificarse como pórtico intraslacional para una carga dada si la relación V_{Sd}/V_{cr} satisface:

$$V_{Sd}/V_{cr} \leq 0,1$$

donde

V_{Sd} es el valor de cálculo de la carga vertical total

y

V_{cr} es el valor elástico crítico de agotamiento en modo traslacional”.

Entonces el problema pasa a ser la evaluación de la carga elástica crítica. Con este objeto pueden seguirse varios procedimientos:

- evaluación exacta de la carga elástica crítica
- evaluación de la carga elástica crítica por medio de una comprobación de deformabilidad
- evaluación aproximada de los efectos de segundo orden
- evaluación indirecta de la carga elástica crítica por medio de una regla de aplicación sugerida en el Eurocódigo 3 [1] para estructuras simples.

Para estructuras simples, 5.2.5.2 del Eurocódigo 3 indica la siguiente regla de aplicación para la evaluación indirecta de la carga crítica:

“Los pórticos planos de edificación con vigas que conectan todos los pilares de cada planta pueden clasificarse como intraslacionales para un caso de carga dado si se satisface el siguiente criterio. Si se utiliza la teoría de primer orden, los desplazamientos horizontales de cada

planta debidos a las cargas de cálculo (horizontales y verticales) más la imperfección inicial aplicada en forma de fuerzas horizontales equivalentes deben cumplir:

$$\frac{\delta V}{hH} \leq 0,10$$

donde

- δ es el desplazamiento horizontal del techo de la planta en relación al suelo de la misma.
- h es la altura de la planta
- H es la reacción horizontal total en el suelo de la planta
- V es la reacción vertical total en el suelo de la planta”.

La interpretación de este criterio es que el momento de segundo orden igual a $V \delta$ es al menos diez veces menor que el momento Hh de primer orden (véase la figura 7).

3.4.4 Métodos de cálculo para el análisis elástico de pórticos traslacionales (métodos directos e indirectos)

Como ya se indicó, un pórtico con uniones rígidas puede considerarse un pórtico intraslacional si la relación entre la carga vertical de cálculo V_{sd} y la carga crítica V_{cr} es menor que 0,10. Si no se satisface esta relación, es necesario incluir en el análisis los efectos de segundo orden. Con este objeto, el Eurocódigo 3 [1] permite la adopción de los procedimientos siguientes (véase la figura 2):

- **Métodos directos para el análisis elástico de segundo orden**

- 1a El primer método, el más general, consiste en comprobar la seguridad de los elementos respecto al pandeo y la

resistencia en base a las fuerzas y los momentos internos calculados por medio de un análisis elástico de segundo orden tal como se describió en el apartado 2.3.2. Con este objeto, la comprobación de seguridad de los elementos individuales se realiza suponiendo los valores de longitud de pandeo correspondientes al caso de pórticos intraslacional.

- 1b Alternativamente, para estructuras de edificación, puede utilizarse el método aproximado conocido como Procedimiento de las fuerzas laterales equivalentes. Este procedimiento supone que no hay deformaciones axiales en las barras y que los efectos de segundo orden se deben únicamente a los desplazamientos horizontales. El procedimiento, que es iterativo, consiste en evaluar el momento global de la planta, dado por la carga axial total multiplicada por el desplazamiento horizontal relativo de la planta, y, por tanto, las fuerzas laterales equivalentes que permiten comparar un nuevo desplazamiento horizontal con el anterior. El procedimiento finaliza cuando la diferencia entre dos pasos consecutivos es pequeño en términos de fuerzas o desplazamientos adicionales.

Para las comprobaciones de seguridad de resistencia y pandeo son válidas las mismas consideraciones, tal como se indicó en el párrafo 1a anterior.

- **Métodos de cálculo indirectos de los de segundo orden (5.2.6.2 del Eurocódigo 3)**

- 2a En el análisis elástico de pórticos traslacionales es posible, como alternativa al análisis de segundo orden realizado mediante los procedimientos anteriores, llevar a cabo un análisis elástico de primer orden por medio de dos procedimientos distintos para la comprobación de seguridad de las barras. El primero se define como Método de ampliación de momentos y puede adoptarse cuan-

do V_{sd}/V_{cr} es menor que 0,25. La evaluación aproximada de los efectos de segundo orden se basa entonces en la amplificación de los momentos flectores asociados con los estados de carga que provocan los desplazamientos laterales del pórtico (véase la figura 3). El coeficiente de amplificación de los momentos viene dado por:

$$C = 1/(1 - V_{sd}/V_{cr})$$

o, aproximadamente, por:

$$C = 1/(1 - \delta V/hH)$$

El método de amplificación exige la adopción de una longitud de pandeo para las comprobaciones de pandeo de los elementos igual al calculado para el caso de pórticos intraslacionales.

- 2b Un segundo procedimiento, que también permite un análisis elástico de segundo orden, aplica la longitud de

pandeo de los pilares calculada para los pórticos traslacionales. Este procedimiento se conoce como el Método de la longitud de pandeo en modo traslacional. Para ello pueden utilizarse los conocidos gráficos de alineación o los diagramas de Wood (véase, p. ej., [4]).

El cálculo de esfuerzos y momentos internos, amplificados para tener en cuenta los efectos del desplazamiento en las distintas formas descritas se realiza sobre las distintas barras para las comprobaciones de seguridad de resistencia y pandeo, tal como se comenta en otras lecciones.

3.5 Requisitos de las Secciones Transversales

Prácticamente no hay limitaciones a la elección de las secciones transversales. Puede utilizarse cualquier clase teniendo en cuenta el límite de resistencia de la sección transversal debido al pandeo local.

4. MÉTODOS DE ANÁLISIS PLÁSTICO GLOBAL

4.1 Análisis Rígido-Plástico

Los métodos elásticos descritos anteriormente permiten calcular los desplazamientos de los que pueden obtenerse las deformaciones unitarias y, de estas, las tensiones.

Los métodos clásicos del análisis plástico siguen un procedimiento lógico distinto. No se preocupan por las deformaciones elásticas ni las tensiones correspondientes. La teoría plástica, en su primera y clásica acepción, sólo se preocupa de la obtención de la resistencia al agotamiento de la estructura y no proporciona ninguna información de las deformaciones de la propia estructura.

Los métodos normalmente conocidos como métodos rígidos-plásticos, descritos en el Eurocódigo 3 [1], son los que adoptan estas suposiciones. De hecho, el Eurocódigo 3 [1], al referirse a los métodos “rígido-plásticos”, (cláusula 5.2.1.4(6)), afirma:

“En el análisis Rígido-Plástico, se desprecian las deformaciones elásticas de las barras y los cimientos y se supone que las deformaciones plásticas se concentran en las rótulas plásticas”.

La principal diferencia entre los métodos elásticos y plásticos es que mientras el análisis elástico aborda al mismo tiempo el equilibrio y la compatibilidad, en los métodos plásticos sólo es necesario satisfacer las ecuaciones de equilibrio, ya que la estructura puede superar la compatibilidad en las distintas conexiones permitiendo la formación de rótulas plásticas. No hay duda de que en algunos casos la aplicación del concepto plástico es más sencilla y directa. Si se utiliza el análisis elástico, las ecuaciones de compatibilidad y equilibrio en las uniones llevan a la distribución elástica de las fuerzas internas; en el análisis plástico, la resistencia plástica de la sección transversal de todas las barras conectadas en la misma unión permiten definir inmediatamente la resistencia de dicha unión como la suma de todos los momentos plásticos. A veces,

por tanto, el método plástico es más sencillo y proporciona mayor información sobre la resistencia a la rotura, que en la filosofía del cálculo en estados límite representa un estado límite importante. La seguridad de la estructura se obtiene definiendo la carga y la resistencia ponderadas. Otra ventaja del método plástico es que no se ve afectado por las imperfecciones geométricas o mecánicas de las secciones transversales o el pórtico, dado que estas afectan a la distribución elástica de las tensiones, pero no tienen ningún efecto sobre la resistencia a la rotura. No obstante, el método plástico presenta la desventaja de que no puede proporcionar ninguna información sobre los estados límite de servicio, dado que no trata las deformaciones elásticas ni la pérdida de compatibilidad. Por tanto, no puede utilizarse solo y debe complementarse con un análisis elástico de la estructura en servicio.

4.1.1 Hipótesis, limitaciones y requisitos de las secciones transversales

Los métodos rígido-plásticos clásicos se obtienen a partir de las siguientes hipótesis y limitaciones principales:

- el material y la sección transversal son rígido-plásticos (véase la figura 10b). Esta hipótesis implica que el valor del momento de agotamiento (momento plástico) de cada sección transversal es el único parámetro que afecta al análisis. No es necesario realizar ninguna hipótesis sobre la capacidad de deformación de la sección transversal, dado que el análisis no indica ninguna información sobre las deformaciones de la estructura.
- no hay modificación del momento plástico debida al efecto de las cargas de cortadura ni axiales.
- no se considera ningún fenómeno de pandeo ni en las barras ni en todo el pórtico.
- las cargas aumentan proporcionalmente.

En el Eurocódigo 3 [1] se establecen algunos requisitos sobre la sección transversal para

aplicar este método, para garantizar que se puede desarrollar el momento plástico completo y que en las uniones en las que se forman rótu-

las plásticas se desarrollan unas rotaciones suficientes. Se han de usar secciones transversales de Clase 1.

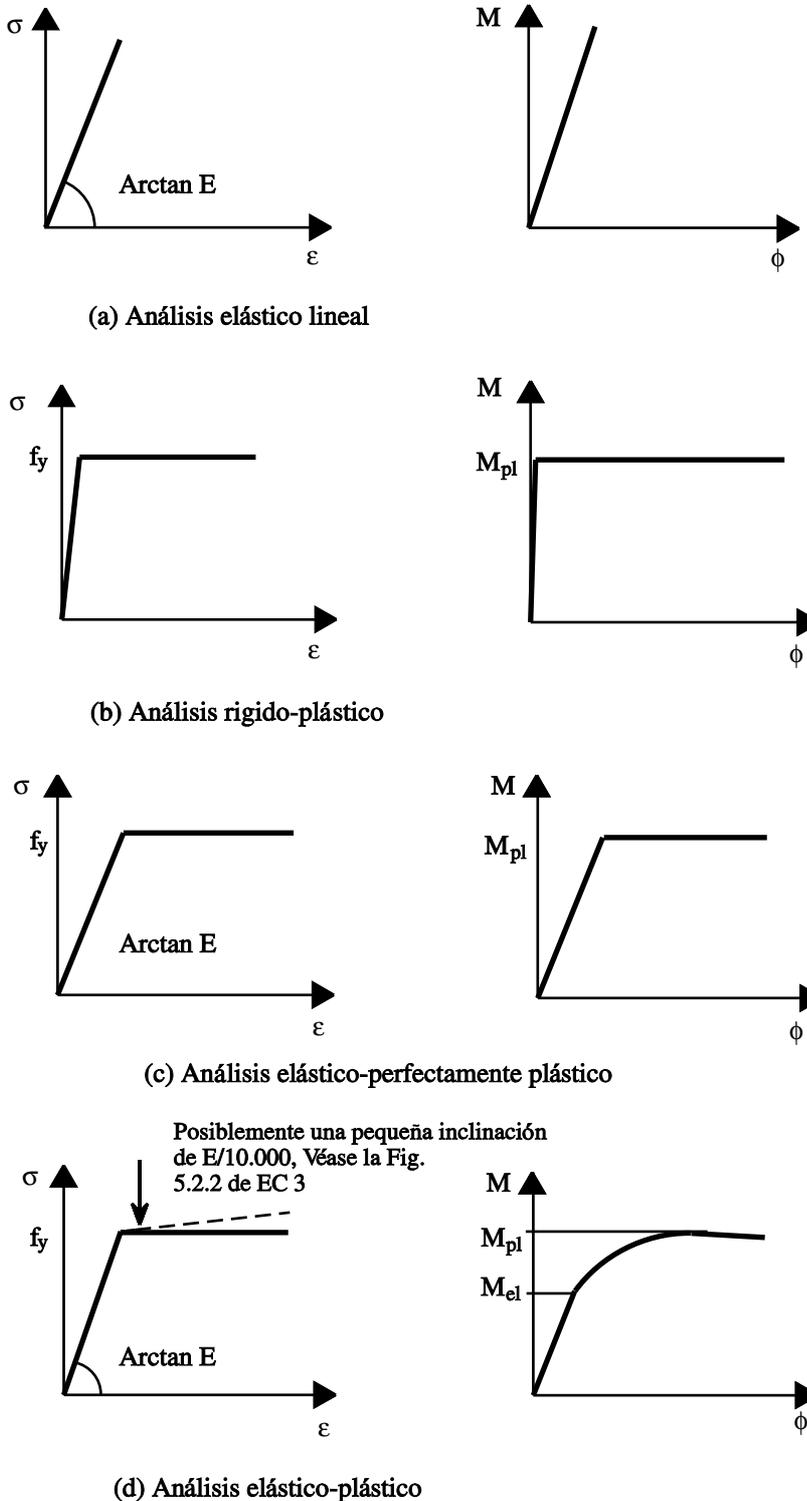


Figura 10 Relaciones de tensión-deformación unitaria y de momento-rotación en los diferentes métodos de análisis

4.1.2 Cálculo del multiplicador de colapso de las cargas

Para calcular el multiplicador de colapso de las cargas externas, normalmente se adoptan los teoremas clásicos del análisis plástico. Los teoremas cinemático y estático permiten definir un conjunto de multiplicadores no conservadores (cinemáticos) o conservadores (estáticos) entre los que se encuentra el multiplicador de colapso. Estos conocidos teoremas son:

Teorema estático: Si en un pórtico existe una distribución de momentos flectores que es seguro y estáticamente admisible con un multiplicador de cargas λ , el valor de λ debe ser menor o igual al multiplicador de carga de colapso λ_c .

Teorema cinemático: Para un pórtico dado sometido a un multiplicador de cargas λ , el valor de λ correspondiente a cualquier mecanismo supuesto debe ser mayor o igual al multiplicador de carga de colapso λ_c .

4.2 Análisis Elástico-Perfectamente Plástico

Los métodos elástico-perfectamente plásticos forman parte de los métodos plásticos. Incluyen algunas mejoras con respecto a la teoría plástica clásica y, por tanto, respecto a los métodos rígido-plásticos.

En particular, 5.2.1.5 del Eurocódigo 3 [1] indica:

“En el análisis elástico-perfectamente plástico se supone que la sección transversal se mantiene totalmente elástica hasta que se alcanza el momento plástico de resistencia y entonces se convierte en totalmente plástica. Se supone que las deformaciones plásticas se concentran en las posiciones de las rótulas plásticas” (véase la figura 10c).

Las hipótesis y limitaciones son pues prácticamente las mismas que las mencionadas para los métodos rígidos-plásticos excepto por la introducción de las deformaciones elásticas de las secciones transversales, que permiten determinar no sólo la carga de colapso global sino también el historial de cargas-desplazamiento del pórtico. Para permitir el cálculo de las rotaciones plásticas en todas las uniones, se establece la hipótesis adicional de que el material y las secciones transversales son perfectamente plásticas, es decir, pueden soportar deformaciones (rotaciones) infinitas.

En la práctica, el análisis elástico-perfectamente plástico se lleva a cabo por medio de un procedimiento paso a paso. Este método, aunque sigue la curva no lineal de carga-desplazamiento del pórtico, no necesita ningún tipo de iteración. De hecho se realiza simplemente por medio de algunos pasos lineales cada uno de los cuales se caracteriza en su extremo por la formación de una o más rótulas plásticas que definen la nueva estructura a la que se aplica una carga adicional.

El multiplicador de colapso obtenido por medio de la hipótesis del análisis elástico-perfectamente plástico es el mismo que el obtenido por medio de la hipótesis rígida-plástica. Este resultado se obtiene, como ya se indicó, porque el valor del multiplicador no se ve afectado por la redistribución elástica de las fuerzas sino sólo por las ecuaciones de equilibrio. La única razón de adoptar un análisis paso a paso para determinar el multiplicador de colapso es, en primer lugar, utilizar un procedimiento fácilmente integrable en un programa de ordenador con un

paquete lineal y, en segundo lugar, que como parte de los resultados se obtienen las rotaciones requeridas en todas las secciones.

4.2.1 Requisitos de las secciones transversales

Para aplicar este método, el Eurocódigo 3 [1] indica algunos requisitos de las secciones transversales para garantizar que se puede desarrollar el momento plástico completo así como unas rotaciones suficientes en las uniones en las que se forman rótulas plásticas. Si no se realiza un cálculo de la rotación necesaria, deben utilizarse secciones de clase 1, mientras que deben aplicarse secciones al menos de clase 2 si pueden proporcionar la rotación requerida.

4.3 Análisis Elastoplástico

Los métodos elastoplásticos suprimen la hipótesis de material elástico-perfectamente plástico. Por tanto:

- la relación momento-rotación que define la sección transversal o la característica de la unión puede ser no lineal incluso si el material es elastoplástico debido al distinto coeficiente de forma de la propia sección transversal (véase la figura 10d). Por tanto, para la definición de la capacidad plástica de las uniones debe introducirse una relación no lineal genérica en lugar de la ley elastoplástica.

Para introducir una relación no lineal genérica momento-rotación en el análisis es necesario seguir un procedimiento iterativo. En este caso, pueden eliminarse algunas de las limitaciones del análisis plástico clásico considerando:

- que el momento plástico debe depender del valor de las cargas axial y de cortadura.
- efectos de segundo orden locales (pandeo viga-pilar) y globales (pandeo del pórtico).

- definir el valor de agotamiento del multiplicador de las cargas externas como el que puede obtenerse de las rotaciones excesivas de las rotaciones plásticas.
- la posibilidad de tener cargas que no aumenten proporcionalmente en todas las secciones.

Si se introduce un procedimiento iterativo, todas estas hipótesis pueden introducirse en un programa no lineal completo. En este caso, el análisis se realiza imponiendo pequeños incrementos de carga o desplazamientos y realizando iteraciones subsiguientes hasta obtener una solución que satisfaga el equilibrio y la compatibilidad en todos los pasos con una precisión pre-determinada. En cada paso puede ajustarse el momento plástico para tener en cuenta los efectos axiales y de cortadura. Las matrices de rigidez de la barra y de todo el pórtico pueden actualizarse por medio de los procedimientos expuestos en el apartado 3.3.2 para tener en cuenta los efectos de segundo orden locales y globales.

Para obtener la mejor convergencia de la iteración pueden utilizarse distintos métodos bien conocidos, es decir, los de Newton, Newton-Raphson, Riks, etc.

El Eurocódigo 3 [1] se refiere al análisis elastoplástico en la cláusula 5.2.1.4(8), tal como sigue:

“En el análisis elastoplástico, puede utilizarse la relación bilineal de tensión-deformación. Alternativamente, puede adoptarse una relación más precisa. La sección transversal se mantiene totalmente elástica hasta que la tensión en las fibras extremas alcanza el límite de fluencia. Si el momento sigue aumentando, la sección cede gradualmente según la propagación de la plasticidad a través de la sección transversal y las deformaciones plásticas se extienden parcialmente a lo largo del elemento estructural” (véase la línea de puntos de la figura 10d).

En las zonas elastoplásticas, si se desarrolla un mecanismo de zonas totalmente plastificadas, en lugar de desarrollarse rótulas plásticas (como se muestra en la figura 11) se produce el agotamiento. El número de zonas totalmente plastificadas depende de la redundancia del pórtico.

El análisis elastoplástico es un método que no suelen utilizar los ingenieros en la práctica, sino más bien los investigadores.

4.3.1 Requisitos de las secciones transversales

En el análisis elastoplástico prácticamente no hay limitaciones dado que el análisis completo no lineal permite introducir todos los efectos posibles en la simulación del comportamiento de la estructura. Para aplicar este método, en el Eurocódigo 3 [1] se indican algunas condiciones de las secciones transversales para garantizar que se puede desarrollar el momento plástico completo así como las rotaciones en las uniones en las que se forman rótulas plásticas. Si no se realiza un cálculo, se exigen secciones de clase

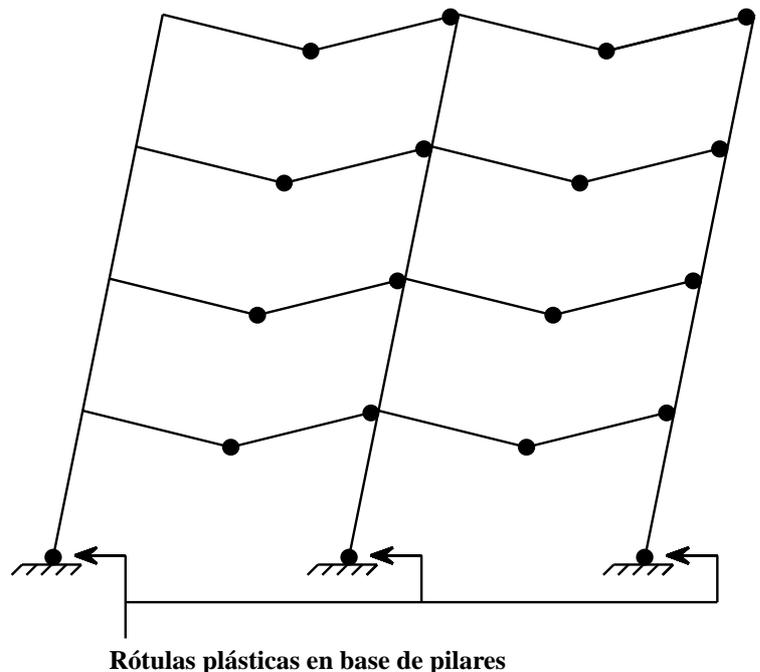


Figura 11 Mecanismo de flecha horizontal que implica rótulas plásticas en pilares sólo en las bases. (Figura 5.2.8 de Eurocódigo 3)

1 mientras que deben aplicarse secciones transversales de clase 2 si pueden proporcionar la rotación necesaria.

4.4 Cálculo de Esfuerzos y Momentos

En el apartado 3.4 se exponen los procedimientos y definiciones generales para el cálculo de esfuerzos y momentos internos, que son válidos también para el análisis plástico global, además de para el análisis plástico. En 5.2.1.4 del Eurocódigo 3 [1] se indican algunos requisitos adicionales para el análisis plástico global:

- a. si se utiliza el análisis plástico global, debe proporcionarse una restricción lateral en todas las posiciones de rótulas plásticas en las que bajo algún caso de carga puede aparecer una rotación de la rótula plástica.
- b. si se utilizan métodos de análisis plástico, no pueden analizarse pórticos traslacionales excepto como se explica posteriormente en el apartado 4.4.1.
- c. si se realiza un análisis elastoplástico, debe suponerse que es suficiente, en el caso de estructuras de edificios, aplicar las cargas en una serie de incrementos que se detienen al alcanzar la carga total de cálculo y utilizar los esfuerzos y los momentos internos resultantes para realizar comprobaciones de resistencia y de pandeo.

- d. en las posiciones de las rótulas plásticas, las secciones transversales de las barras con rótulas plásticas deben tener un eje de simetría en el plano de carga.

4.4.1 Análisis plástico de pórticos traslacionales

Si se utiliza el análisis plástico, el Eurocódigo 3 (cláusula 5.2.6.3) exige que se consideren los efectos de segundo orden en el modo traslacional:

“En general esto puede hacerse directamente aplicando el análisis elastoplástico en segundo orden”.

No obstante, como alternativa, también puede adoptarse un análisis rígido-plástico que considere de forma indirecta los efectos de segundo orden en:

- a. pórticos de una o dos plantas siempre y cuando no aparezcan rótulas plásticas en los pilares o, sino, que los pilares satisfagan la cláusula 5.2.7 del Eurocódigo 3 [1], Requisitos de los pilares para análisis plástico;
- b. pórticos con pilares empotrados en los que el modo de agotamiento traslacional implica localizaciones de rótulas plásticas sólo en los pilares empotrados (figura 11) y en los que el cálculo se basa en un mecanismo incompleto en el que los pilares se han calculado para permanecer elásticos en el momento calculado para la rótula plástica.

5. RESUMEN FINAL

- En esta lección se han revisado los métodos de análisis estructural. Se han comentado los métodos de análisis tanto elásticos como plásticos ya que el Eurocódigo 3 [1] hace referencia explícita a ambos.
- También se ha comentado el cálculo de pórticos metálicos con uniones rígidas y, en particular, cómo utilizar los esfuerzos internos derivados de estos marcos en las comprobaciones de seguridad y cómo adoptar reglas simplificadas, incluso aplicando un sencillo análisis elástico.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 3: "Design of Steel Structures": ENV 1993-1-1: Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, 1992.

[2] European Convention for Constructional Steelwork, European Recommendations for Steel Construction, Bruxelles, ECCS, (1978) 234.

[3] De Luca, A., Faella, C., Mele, E., Advanced In-elastic Analysis: Numerical Results and Design Guidelines for Rigid and Semi-Rigid Sway Frames, SSRWC Shop in "Plastic Hinge Based Methods for Advanced Analysis and Design of Steel Frames" Pittsburgh, April 1992.

[4] Ballio, G., Mazzolani, F. M., "Theory and Design of Steel Structures". Chapman and Hall, 1983.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Cosenza, E., DeLuca, A., Faella, C. In-elastic Buckling of Semi-rigid Sway Frames, Structural Connections: Stability and Strength, London, Elsevier Applied Science, 1989.

2. Ballio, G. & Mazzolani, F.M. Theory and Design of Steel Structures, Chapman & Hall, London, 1983.

3. Dowling, P.J., Knowles, P.R., Owens, G.W., Structural Steel Design, Butterworths, London, 1988.

4. Galambos, T.V. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 4th Edition, John Wiley & Sons, New York, 1988.

5. Neal, B. G., The Plastic Methods of Structural Analysis, Wiley, J. & Sons, 1977.

6. Liverley, R. K., Matrix Methods of Structural Analysis, Oxford, Pergamon Press, 1975.

7. Capurso, M., Introduzione al Calcolo Automatico delle Strutture, Ed. Scientifiche Cremonese, Roma.

8. Massonnet, C., Save, M., Calcolo Plastico a Rottura delle Costruzioni, Milano, Clup, 1982.

ESDEP TOMO 16

SISTEMAS ESTRUCTURALES: EDIFICIOS

Lección 16.15: Proyecto de Edificios Altos

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir los distintos sistemas estructurales para edificios metálicos de varias plantas junto con sus economías, eficacias relativas y ventajas. Comentar los factores principales de proyecto que afectan a la elección del sistema e ilustrar con ejemplos la aplicación real.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 6.4: Métodos Prácticos de Alcanzar la Resistencia contra el Incendio

Lección 12.9: Edificios Mixtos

LECCIONES AFINES

Lecciones 2.7: Introducción al Diseño de Edificios de Varias Plantas

Lección 8.3: Modelos de Inestabilidad Elástica

Lección 16.7: Anatomía de Edificios de Varias Plantas

Lección 16.8: Clasificación de Pórticos de Varias Plantas

Lección 16.9: Métodos de Análisis para Pórticos de Varias Plantas

Lección 16.10: Edificios de Varias Plantas Arriostrados e Intraslacionales

Lección 16.11: Influencia de las Uniones en el Comportamiento de Pórticos

Lección 16.12: Método Simplificado de Cálculo para Pórticos de Poca Altura

Lección 16.13: Proyecto de Pórticos de Varias Plantas con Resistencia Plástica Parcial y Uniones Semirrígidas

Lección 16.14: Métodos de Análisis de Pórticos de Nudos Rígidos

Lecciones 21: Diseño Sísmico

RESUMEN

Desde mediados de los sesenta se han desarrollado numerosos sistemas estructurales nuevos, especialmente metálicos, para edificios de varias plantas. Se han desarrollado muchas formas nuevas que son eficaces y económicas para distintos campos de altura, incluyendo pórticos planos, sistemas con cerchas centrales, sistemas con cerchas perimetrales y variaciones sobre las formaciones tubulares. Muchos de estos sistemas incluyen acero y hormigón armado que trabajan conjuntamente.

La evolución de los sistemas también ha proporcionado ímpetu a muchos ejemplos destacados de arquitectura estructuralmente expresiva. En algunos casos ha sido posible dejar a la vista la estructura metálica gracias a recientes avances de la tecnología anti-incendios.

1. INTRODUCCIÓN

Históricamente, el desarrollo de edificios metálicos de gran altura es deudor de la rápida expansión que tuvo lugar en Chicago después del gran incendio de 1871. Entre los factores determinantes estuvieron la escasez de terrenos edificables y la disponibilidad, a partir de mediados del siglo XIX de tecnología de elevación. Un pre-requisito adicional era un sistema de construcción suficientemente fiable, fuerte y rígido que permitiera la construcción de grandes alturas y que fuera resistente al incendio.

Los sistemas de acero para edificios de varias plantas evolucionaron a partir de los sistemas tradicionales de pilar-viga fundición, de finales del siglo XIX. Estos sistemas incluían pisos macizos de piedra o ladrillo y los elementos constructivos se reforzaban y revestían con mampostería. Mientras el acero proporcionaba la resistencia básica para soportar las cargas gravitatorias, los cerramientos de mampostería proporcionaban por sí mismos una considerable rigidez frente a las fuerzas del viento, además de protección frente al incendio. Estos sistemas llevaron a la construcción metálica continua, que generalmente mantenía la configuración lineal del pórtico pero en la que se conseguía la continuidad del acero por medio de alguna forma de conexión viga-pilar semirrígida, remachada o atornillada. Los pórticos se disponían con separaciones entre pilares regulares en ambas direcciones que estaban recubiertos con hormigón o mampostería. Aunque los cerramientos contribuían considerablemente a la rigidez lateral, el propio pórtico había de soportar buena parte de las fuerzas del viento. La expresión arquitectónica seguía dominada por la obra de terracota, ladrillos o materiales similares que, a menudo, también formaban ornamentos, balcones y otras decoraciones de las fachadas. A principios del siglo XX, hasta la década de los treinta, dichos sistemas proliferaron, culminando en 1932 [1] con el Empire State Building. Las normas exigieron modificar las plantas con retranqueos, generalmente y, generalmente, una parte superior piramidal decorada. En el interior, las luces entre los pilares estaban entre 6 y 7.5 m.

Al aumentar la demanda de estructuras más ligeras, más altas y construidas en menos tiempo, se mantuvo el mismo “vocabulario” de pórticos con uniones rígidas atornilladas o soldadas, a menudo con arriostramientos contra el viento entre algunos pilares del núcleo. Con el tiempo, el cerramiento de mampostería dio paso a formas más ligeras, las particiones fueron sustituidas por paneles ligeros, y la protección contra el incendio de hormigón fue substituida por un material ligero proyectado. Esta tendencia queda reflejada en el edificio de 25 plantas Lever House de Nueva York, construido en 1952, que tiene una fachada de metal y cristal y materiales no estructurales ligeros.

La tendencia en el proyecto de edificios altos a partir de mediados de los cincuenta fue proporcionar grandes espacios abiertos, con mayores luces y fachadas más sencillas, con un emparrillado de pilares claramente perceptible. La influencia de Mies van der Rohe, por lo que se refiere a la modularidad de las fachadas y la expresión estructural del pórtico, permitió la arquitectura exterior de los edificios altos de los cincuenta y sesenta. La expresión del pórtico era a menudo simple y claramente mostrada en la fachada o en algunos casos muy enfatizada, si estaban muy articulados, tal como se muestra en la figura 1. La evolución del muro-cortina de metal y cristal no sólo permitió cerramientos más ligeros sino también sistemas de cierre simplemente apoyados en la estructura. El plano del piso se dividió en un esquema de emparrillado de vanos regulares en todas direcciones y las dimensiones de los vanos entre 7.5 y 10 m eran habituales. Debe advertirse que estos pórticos de “Vierendeel” eran básicamente muy ineficaces para resistir las fuerzas del viento, ya que no podían obtener rigidez de cerramientos integrados en la estructura y la importancia estructural de la altura era considerable. Se reconoció que el concepto de pórtico a cortante era antieconómico para estructuras de más de 35 plantas de altura.

La idea de que los componentes de acero pueden montarse de varias formas para conformar un sistema tridimensional general que pueda resistir con eficacia las fuerzas del viento

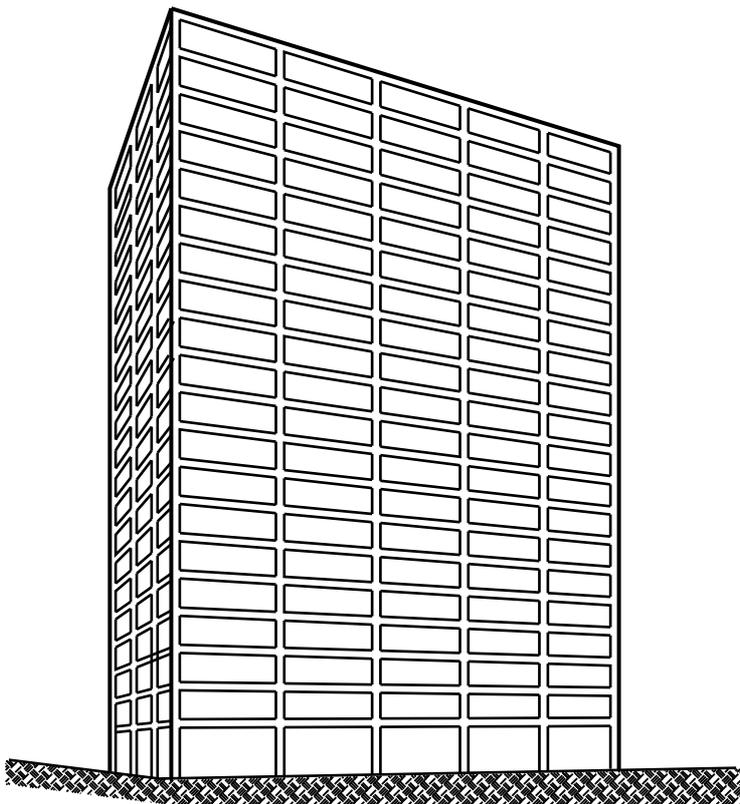


Figura 1 Edificio de compañía de seguros, Kansas city, Missouri

como un sistema total empezó a aparecer en los sesenta. El principal adalid de esta tendencia de diseño fue Fazlur Khan, quien buscó sistemáticamente una evolución lógica de los sistemas de gran altura en base a la premisa de que dominios de altura distintos precisaban una nueva composición de la estructura de acero para mantener una calidad de acero tolerable para la altura [2]. Se desarrollaron muchos sistemas, como sistemas de celosía y pórtico interactivos, tubulares, tubulares agrupados, mixtos, etc. Estos desarrollos estructurales, combinados con el extendido enfoque Miesiano de la arquitectura del tiempo, tuvo por resultado en los sesenta y setenta una explosión de arquitectura centrada en ideas estructurales que puede identificarse verdaderamente como la fase Estructuralista. Las formas prismáticas simples con cubiertas planas fueron utilizadas por la mayoría. Las variaciones sencillas de la forma incluyeron dar a la planta una forma de cruz o alguna otra forma sencilla.

Una tendencia de la última década ha sido proyectar edificios conformados, tanto en el plano como en el perfil, de formas variadas para responder al tejido urbano y a criterios estéticos subjetivos. A menudo, la arquitectura de la fachada tiene referencias de edificios históricos del cambio de siglo, con sus decorados de mampostería y retranqueos. Se han desarrollado diversos cerramientos de piedra y combinaciones de piedra, hormigón prefabricado y otros materiales. La arquitectura de las fachadas es a menudo de naturaleza mixta (entre las diapositivas, pensar en incluir la arquitectura 'Chippendale' de Philip Johnson en el edificio de AT&T de Nueva York (1978-83)) con respecto al color, la textura y la ornamentación. Las formas geométricas no solo han llegado a determinar la apariencia general, sino también a crear ondulaciones locales relacionadas con entrantes/salientes. Todos estos desarrollos han suprimido la forma estructuralista de la arquitectura de las fachadas excepto en unos pocos casos especiales. El enfoque de los sistemas

estructurales ha tomado un aspecto de "mezcla y ajuste" en el que las partes o los elementos de sistemas estructurales se mezclan para crear un sistema general que se ajuste a las peculiaridades de una forma determinada [3].

A continuación se ofrece una breve exposición de los sistemas metálicos de gran altura genéricos seguida de algunos comentarios sobre el proyecto de sistemas altos. Las descripciones de los sistemas son de naturaleza conceptual.

Los dominios de alturas (número de plantas) a los que se hace referencia en esta lección al hablar de las distintas opciones estructurales, se relacionan con las costumbres y las dimensiones americanas. Dado que la esbeltez es un parámetro importante, debería tenerse en cuenta la anchura del edificio al evaluar la idoneidad de un posible arriostramiento determinado para un edificio de una altura dada.

2. EVOLUCIÓN DE LOS SISTEMAS

Los sistemas metálicos desarrollados entre 1960 y 1975 siguen un lógico esquema evolutivo en el que un desarrollo conduce al siguiente y cada nuevo sistema es un eslabón del proceso [4]. Aunque la principal motivación de estos desarrollos era la eficacia estructural, los sistemas ofrecían grandes oportunidades a la arquitectura estructuralista de las fachadas.

2.1 Sistemas de Pórticos a Cortante

Los pórticos a cortante o "Vierendeel", en los que las vigas y los pilares están unidos rígidamente para proporcionar resistencia a flexión en las uniones, se colocan en dos direcciones ortogonales para resistir las fuerzas del viento en ambas. Cada pórtico debe resistir su parte del

esfuerzo, determinada en función de su rigidez relativa respecto a la total. La eficacia del desarrollo de rigidez lateral depende de la luz entre pilares, el número de vanos del pórtico, el número de pórticos y la altura disponible en los pisos para las vigas del pórtico. Normalmente se utilizan luces entre 6 y 9 m. En estos pórticos a cortante, la principal aportación a la flecha horizontal bajo carga de viento viene de la flexión de las vigas y los pilares debida al cizallamiento por el viento y, en menor medida, del acortamiento de los pilares o del efecto de voladizo (figura 2). Por tanto, el proyecto de estos pórticos los controla la rigidez a la flexión de las barras individuales. Cuanto más alta sea la barra más eficazmente podrá desarrollarse la rigidez a la flexión.

Si los pórticos están separados homogéneamente en ambas direcciones, se crea un emparrillado de pilares que es adecuado para formas de planta rectilíneas. La arquitectura de estos edificios se ha centrado en expresiones de

Presión del viento

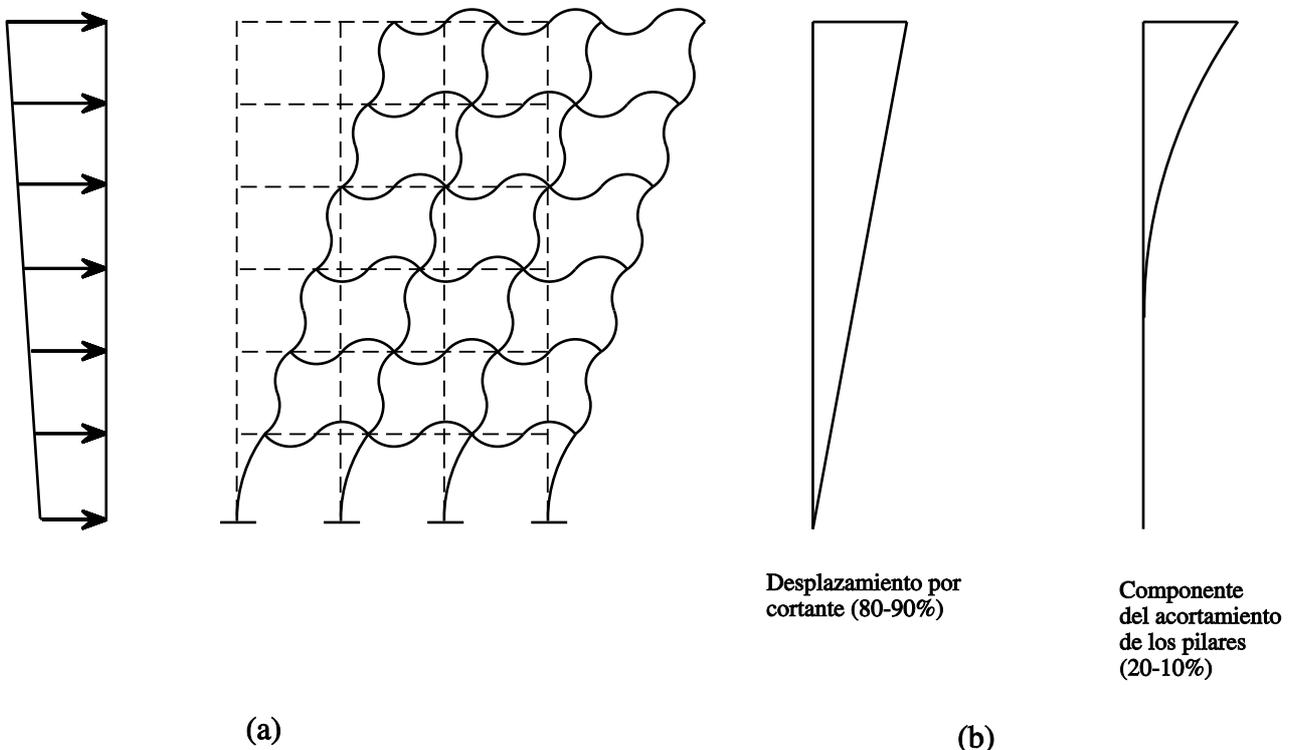


Figura 2 Flecha horizontal del pórtico

naves o pórticos. Un ejemplo destacado de esta expresión es el edificio de Business Mens Assurance, en Kansas City, una estructura de 20 plantas construida hacia 1960 (figura 1). Los pórticos pueden colocarse con otros ángulos o sobre una base irregular para crear distintas formas de planta que llenen el área de una parcela irregular. Los pórticos a cortante también pueden colocarse solamente en las caras exteriores, en lugar de utilizar una disposición emparrillada de pórticos.

En la práctica habitual, los edificios con pórticos a cortante puros quedan restringidos a sólo unas pocas plantas de altura, dado que se dispone de otras formas más eficaces. No obstante, la forma rectilínea limpia de "Vierendeel" puede seguir siendo la preferida en casos en los que otras formas, que incluyen diagonales o cerchas, pueden interferir con la programación arquitectónica y espacial. La ineficacia básica de los edificios de pórticos a cortante proviene de la necesidad de uniones rígidas resistentes al momento, que son caras de fabricar, además de que precisan gran cantidad de acero. La optimización de los pórticos con sentido práctico se ha centrado en reducir al mínimo el número de tales uniones, sustituir la soldadura in situ por el ator-

nillado y criterios similares.

2.2 Sistema de Triangulación y Pórtico a Cortante

Si la organización del núcleo lo permite, pueden colocarse triangulaciones verticales. En general, estos elementos rigidizadores del edificio, incluidos los núcleos de ascensores, están centralizados y permitirán la existencia de núcleos en celosía para la conexión de los pilares en al menos una dirección. Estas celosías, combinadas con pórticos a cortante perimétricos, forman un sistema combinado de celosía y pórtico a cortante (figura 3). También puede haber otras estructuras interiores formando parte del sistema rigidizador. Este tipo de sistema interactivo tiene un gran campo de aplicación en estructuras entre 10 y 40 plantas. En edificios más bajos, puede suprimirse el efecto rigidizador del pórtico, con el resultado de que sólo los núcleos en celosía soportan todas las fuerzas del viento. En algunos casos aislados, se han colocado arriostramientos en ambas direcciones. En tal caso se ha de tener en cuenta la necesidad de dar acceso al núcleo. La combinación del pórtico a cortante y los arriostramientos verticales provoca la

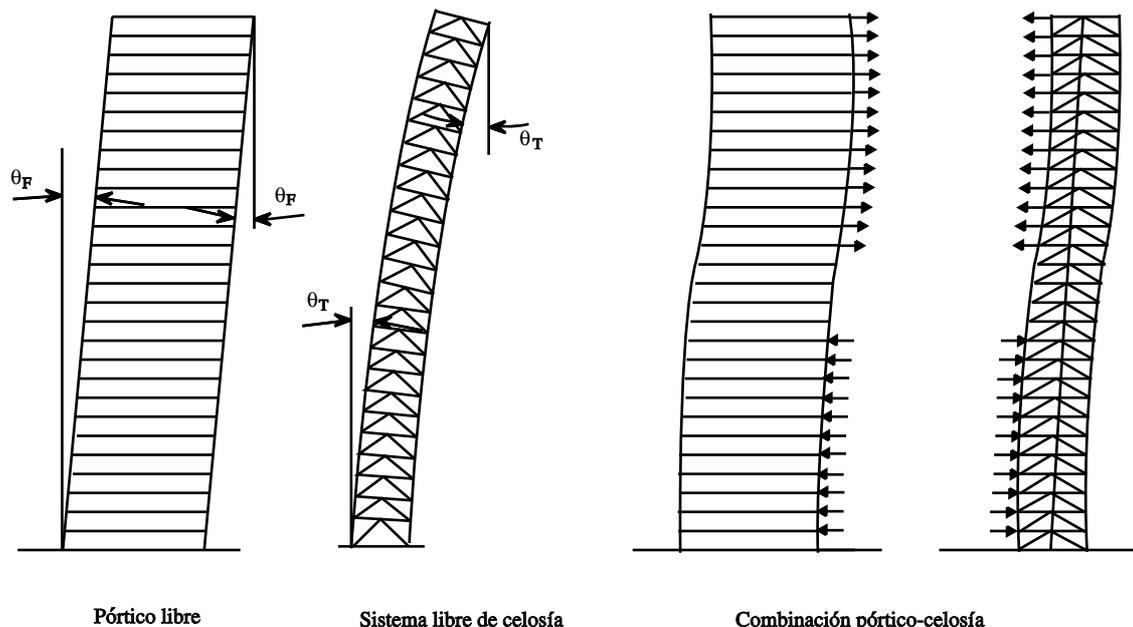
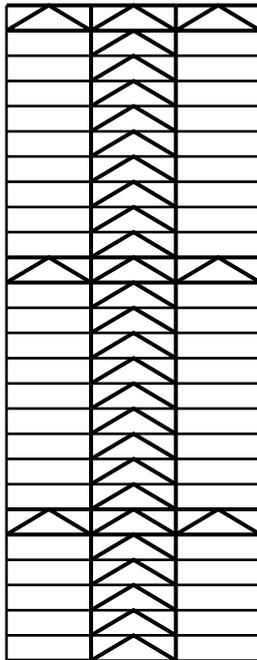


Figura 3 Interacción entre un pórtico a cortante y un sistema de celosía

interacción de dos modos de comportamiento, el de un pórtico a cortante y un sistema en voladizo (figura 3). Esta combinación genera unos resultados deseables en la eficacia de rigidez del sistema global.



Sección a-a

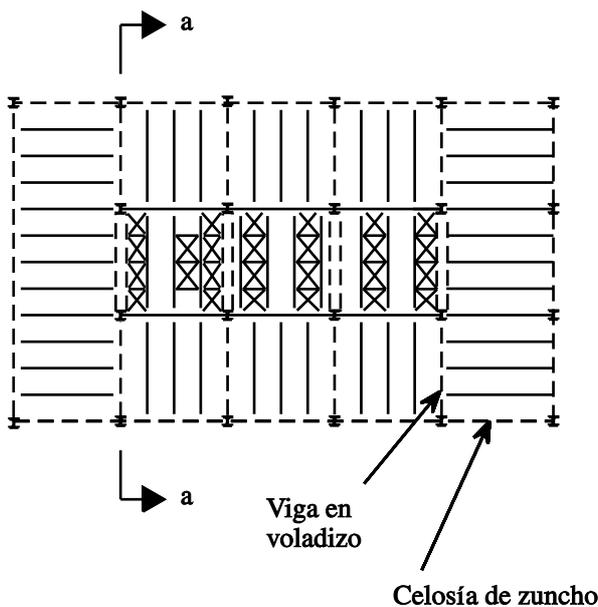


Figura 4 Sistema de celosía de zunchos y vigas en voladizo

Las celosías verticales resisten las fuerzas del viento como un sistema en voladizo y, por tanto, proporcionan rigidez lateral con más eficacia que los pórticos a cortante. No obstante, el canto disponible para la celosía, que depende de la programación del área del núcleo, determina la eficacia global del sistema. Para la celosía pueden utilizarse arriostramientos en forma de K, de X o simples. La forma de K es la más habitual dado que las diagonales no participan mucho en soportar la carga gravitatoria y, por tanto, pueden proyectarse para esfuerzos axiales debidos al viento, sin prestar mayor atención a las fuerzas axiales gravitatorias. En las formas de X y simple, las fuerzas axiales gravitatorias pueden dominar el diseño de las diagonales.

En general, los sistemas de celosía y pórtico a cortante resultan ser los sistemas estructurales metálicos más económicos para edificios hasta 30 plantas de altura.

2.3 Pórticos, Celosías Verticales, Perimetrales y de Conexión

Los pórticos a cortante y las celosías en el núcleo pueden enlazarse por medio de un sistema de celosías de intermedias y perimetrales que se coloca a nivel del forjado, donde no interferirán con la planificación del espacio interior. La figura 4 muestra la disposición de las celosías. El principal resultado es el desarrollo de fuerzas axiales en los pilares exteriores debido a la acción del viento. Este comportamiento mejora notablemente la rigidez lateral frente a las fuerzas del viento. La utilización de celosías perimetrales en las fachadas, al mismo nivel y perpendiculares a las celosías de conexión, aumenta aún más la participación de los pórticos exteriores en el comportamiento en voladizo. Las celosías perimetrales transforman el sistema de pórticos bidimensional en un sistema de pórticos tridimensional que resiste la acción del viento. El desplazamiento horizontal del edificio sometido al viento se reduce notablemente con la incorporación de estas celosías. El análisis de la curva de flexión muestra dos efectos de rigidización: uno relacionado con la participación de los pila-

res externos en un modo de voladizo de toda la anchura del edificio; el otro relacionado con la rigidización del pórtico de la fachada gracias a las celosías perimetrales. Comparados con los sistemas de celosía y pórtico a cortante sin estas celosías pueden conseguirse aumentos de la rigidez general hasta del 25% (figura 5). La eficacia del sistema depende del número de niveles con celosía y de la altura de ésta en cada nivel.

El conjunto de diapositivas anexas proporciona una ilustración del primer Wisconsin Centre, en Milwaukee, un edificio de 42 plantas estructurado de esta forma.

2.4 El Tubo Porticado

Si el pórtico a cortante de la fachada se refuerza reduciendo la distancia entre pilares y

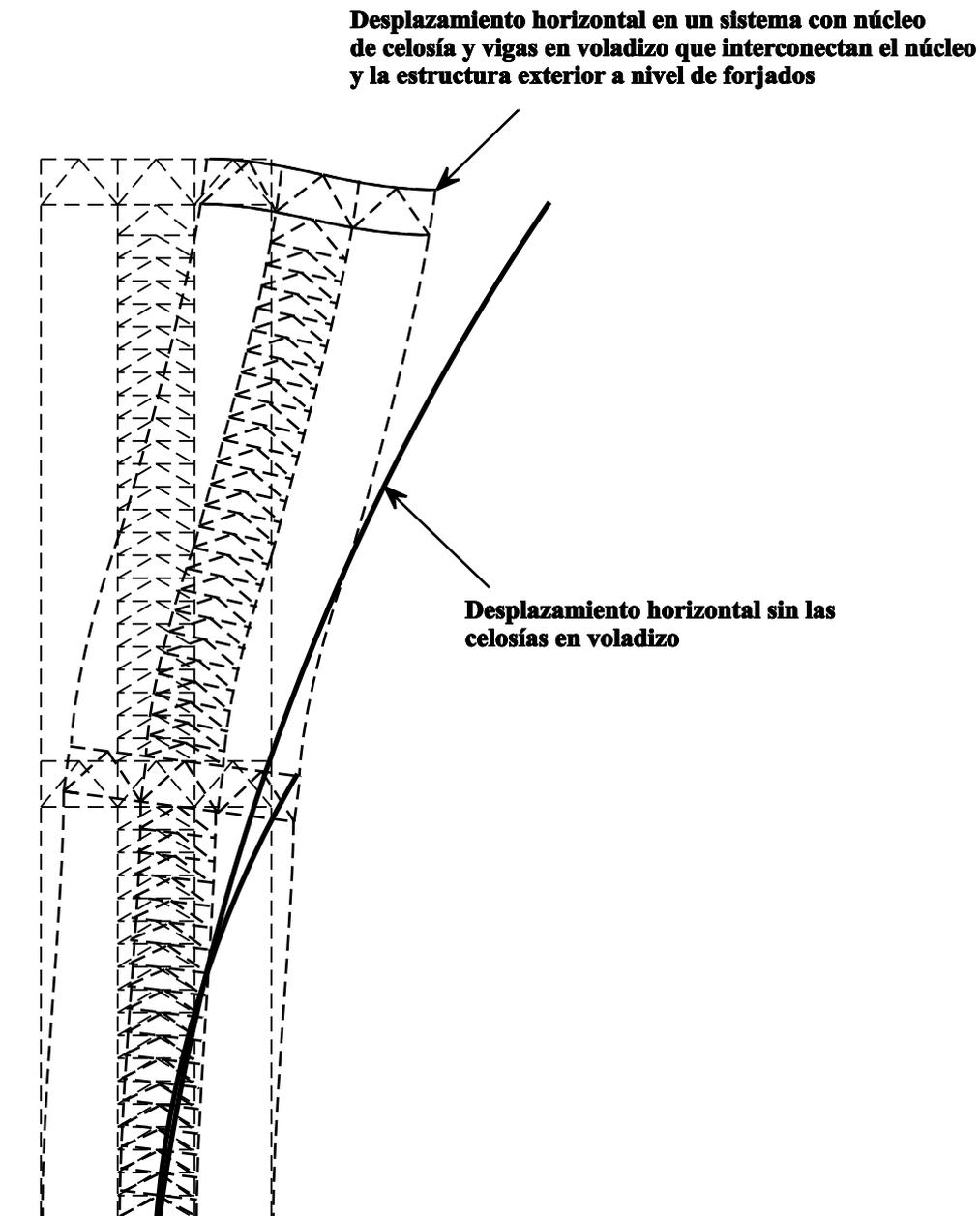


Figura 5 Incremento de la rigidez de la estructura global gracias a sistemas de celosías de zuncho y en voladizo

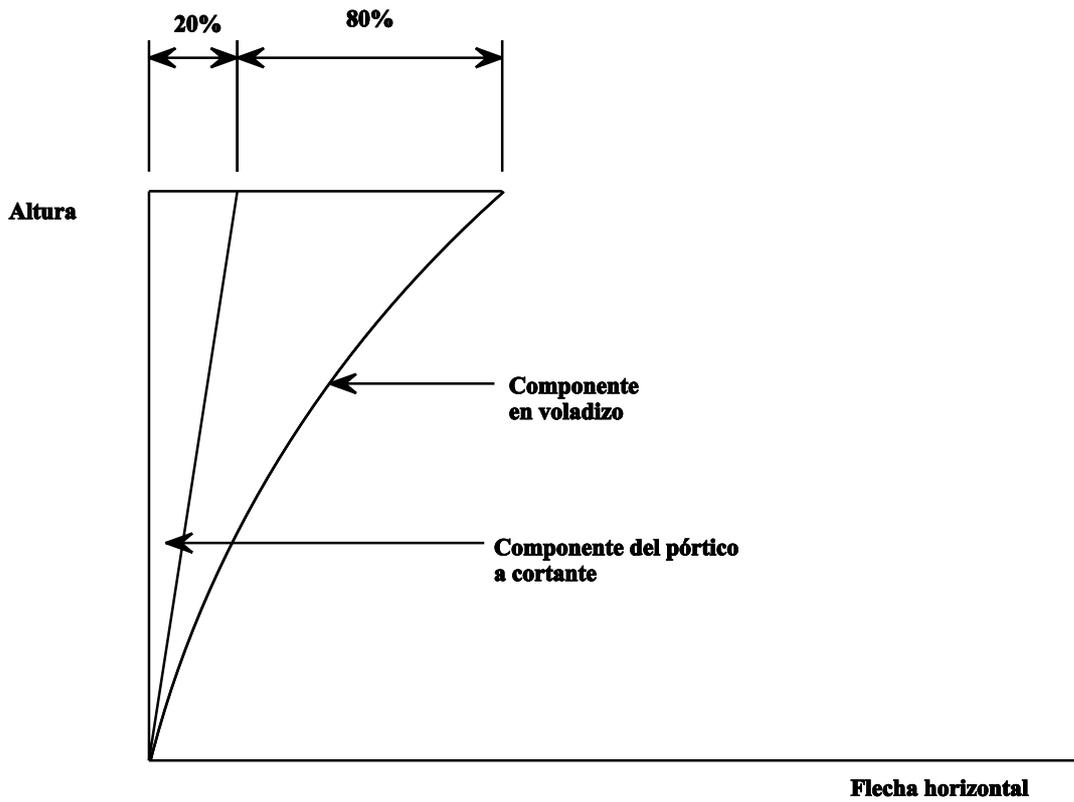


Figura 6a Tubo porticado: Desplazamiento lateral

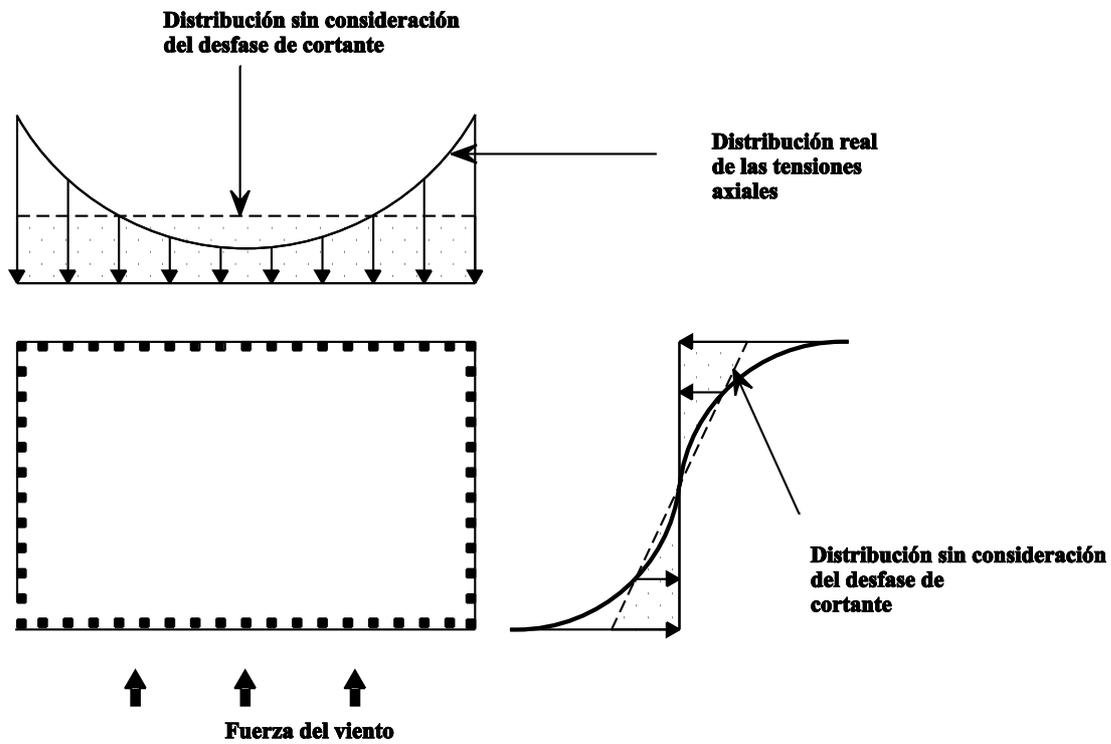


Figura 6b Tubo porticado: Distribución de las cargas axiales

aumentando las dimensiones de las barras y si tales pórticos son continuos en las esquinas, el pórtico general se transforma en un tubo en voladizo, empotrado en el suelo. La eficacia del voladizo depende de la minimización de la parte de flecha horizontal debida al pórtico a cortante. Un objetivo básico es reducir este componente a menos del 25% de la flecha horizontal total de forma que la deformación predominante sea la de un sistema en voladizo (figura 6a). Si se colocan dichos pórticos en las cuatro caras de una torre se obtiene una configuración tubular hueca. Esta forma de "silo" con pequeñas perforaciones para ventanas es la más eficaz para resistir las fuerzas del viento. La figura 6b muestra la distribución de las fuerzas axiales en los pilares debidas a la acción de voladizo. Cuanto más se parezca la distribución a la de una caja totalmente rígida con tensión axial uniforme en las

alas y distribución triangular en las almas, más eficaz será el sistema en voladizo. El sistema de tubo porticado se utilizó por primera vez, realizado con hormigón armado, a mediados de los sesenta. La densa estructura exterior del emparillado se formó fácilmente, creando la apariencia de un tubo punzonado. El sistema se adoptó posteriormente para edificios de acero.

Las proporciones del tubo porticado exigen elementos anchos tanto para vigas como para pilares y las uniones deben ser rígidas. Con hormigón, la unión rígida se consigue mediante hormigón realizado in situ, mientras que con acero es necesario soldar las uniones para conseguir rigidez y armar chapas para tener secciones grandes. La utilización de un módulo de "árbol" prefabricado para tubos porticados (figura 7) en el que todas las soldaduras se realizan

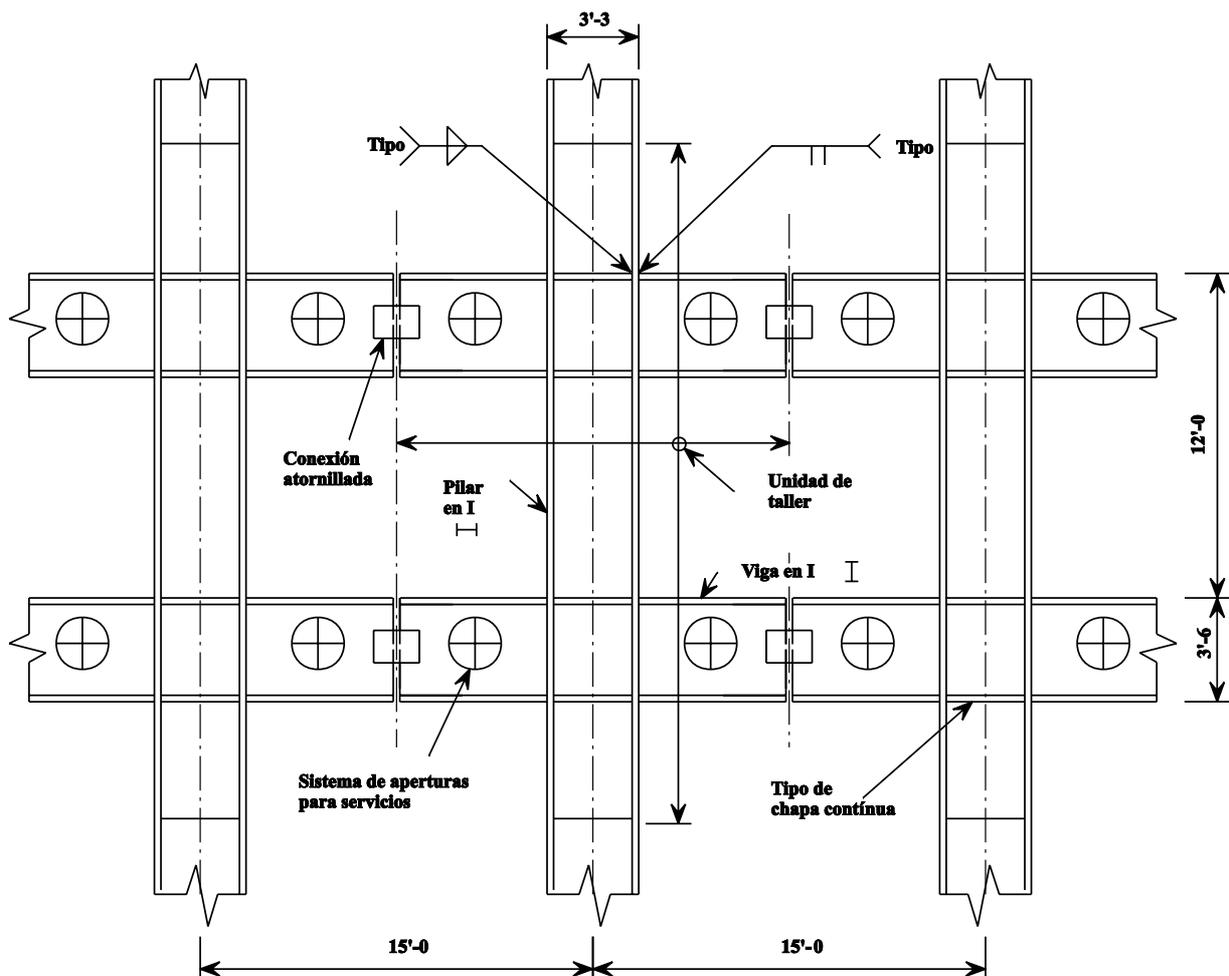


Figura 7 Módulo de fabricación

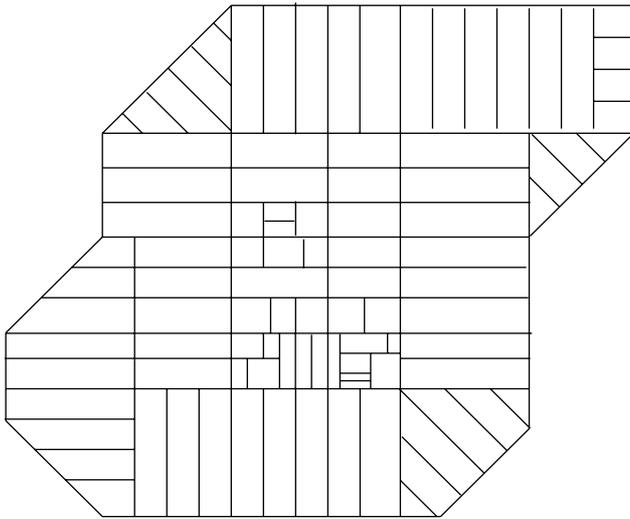


Figura 8 Forma libre de contorno

en el taller en posición horizontal, ha hecho los tubos porticados de acero más prácticos y efectivos. Posteriormente, se montan los “árboles” atornillándolos por la parte central de las vigas. Si se utilizan “árboles” se consigue una gran rapidez de construcción, del orden de tres o cuatro plantas por semana.

Los edificios de tubos porticados de acero implican distancias entre pilares de 3 a 5 m en el exterior que pueden mantenerse o, si es preciso, aumentarse a distancias mayores en las plantas inferiores para acoger las actividades habituales al nivel de la calle. Estos sistemas tubulares se han utilizado ampliamente en estructuras entre 30 y 110 plantas de altura. Un ejemplo destacado es el World Trade Centre de Nueva York. En general los sistemas tubulares son adaptables a perfiles verticales prismáticos. La discontinuidad necesaria en la estructura tubular para conseguir una forma modificada de los perfiles verticales o edificios con importantes cambios de plano presenta notables desventajas. No obstante el sistema puede adaptarse con facilidad a gran variedad de formas planas no rectilíneas.

La figura 8 muestra una configuración plana concreta utilizada como tubo porticado. Si se mantiene la proporcionalidad de los elementos de los tubos, cualquier forma global cerrada puede utilizarse como sistema tubular.

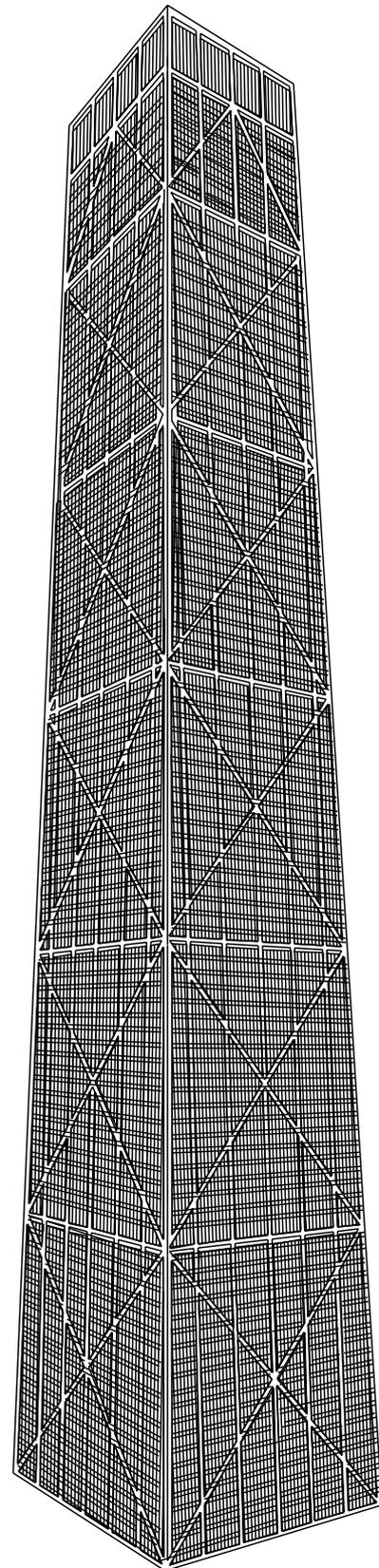


Figura 9a Centro John Hancock, Chicago

2.5 El Tubo Triangulado

La estructura más eficaz actuando como voladizo es el sistema triangulado exterior. Este sistema se utilizó por primera vez en el John Hancock Centre de Chicago, una estructura multiuso de 100 plantas (figura 9a).

El sistema es básicamente un tubo reticulado en el que las diagonales no sólo actúan como cerchas en el plano sino que interaccionan con las celosías de las fachadas perpendiculares para desarrollar la acción de tubo (figura 9b). Una importante ventaja del tubo reticulado es que elimina la necesidad de tener los pilares poco separados del tubo porticado. En el John Hancock Centre, la separación de los pilares de la cara larga es de 12,2 m y en la corta de 7,62 m. Otra ventaja de este tubo es que el interior está libre de estructuras para resistir la acción del viento. Por tanto, es óptimo para edificios multifuncionales. El sistema se completa con los pilares interiores precisos y un sencillo entrama-

do de forjado [5]. La estructura de 100 plantas y 337,5 m de altura del John Hancock sólo precisó 141,8 kg de acero por metro cuadrado de superficie bruta de forjado. El cálculo de la mayoría de los elementos fue condicionado por las fuerzas gravitatorias, más que por las del viento. La fabricación de uniones en el taller y su atornillado in situ permitieron técnicas de fabricación y montaje más sencillas. La estructura claramente disciplinada estableció la base de la arquitectura exterior de este edificio.

El sistema es más eficaz cuando tiene una forma cerrada exterior simple, especialmente si es rectilínea. Si incorpora líneas estructurales internas resulta poco adaptable. En algunos casos especiales pueden organizarse los jabolones interiores para adecuarse a distribuciones de oficinas concretas. Los principios de la diagonalización puede aplicarse con facilidad a conceptos tubulares parciales. Por ejemplo, en grandes edificios rectangulares, los pórticos extremos de la cara corta pueden diagonalizarse aunque el

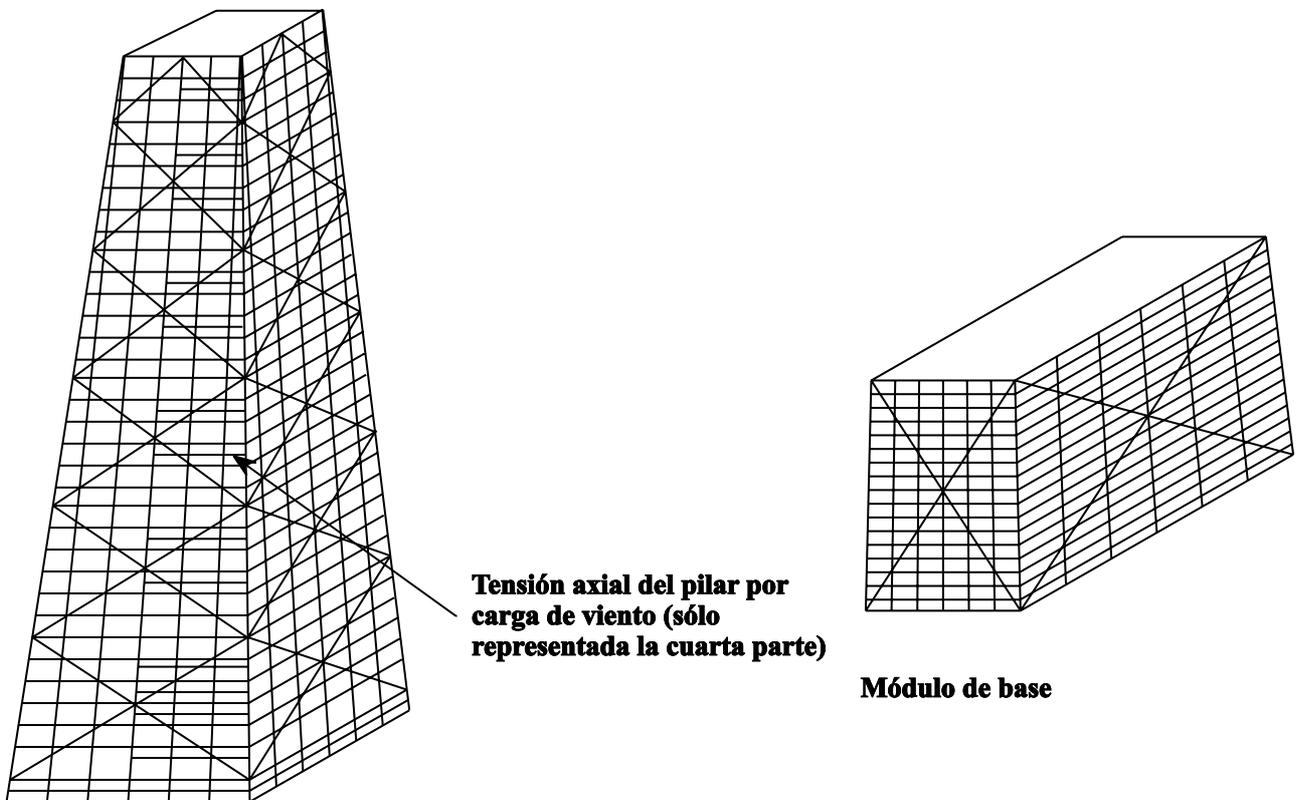


Figura 9b Tubo con diagonales

lado largo sea un pórtico a cortante. El pórtico extremo diagonalizado puede tener forma de “U” o de “C” para ofrecer resistencia al viento en ambas direcciones. La triangulación también puede variar de una gran “X” a varias “X” pequeñas transformando cada fachada en un sistema arriostrado con un emparrillado en diagonal. Son posibles muchas variaciones, cada una de ellas con su propio impacto en la arquitectura exterior.

2.6 Sistema de Tubos Agrupados o Tubo Modular

La necesidad de una modulación vertical lógica ha creado una variación de la estructura tubular basada en el agrupamiento de tubos de menor tamaño, cada uno de los cuales alcanza una altura distinta. Esta variación se ejemplifica en el sistema de tubos agrupados de las Torres Sears de Chicago, figura 10. Este edificio aportó una nueva forma genérica para estructuras denominadas de “tubos agrupados” [6]. En la torre Sears, el tubo empaquetado está formado por módulos cuadrados de 22,86 m, nueve de los cuales se juntan para formar el sistema total, mostrado en la figura 10. Estos tubos alcanzan alturas distintas y finalizan cuando, arquitectónica y estructuralmente, ya no son precisos. Las paredes del tubo están formadas por soportes a 4,57 m entre ejes y vigas de canto en cada piso. La introducción de líneas de tubo porticado en el interior redujo notablemente la influencia del efecto del “retraso de cortante” que presentan los tubos exteriores de grandes dimensiones (figura 10). El objetivo del sistema era crear un sistema estructuralmente potente que también ofreciera una modulación vertical lógica. El desarrollo de diversos tamaños y formas de plantas en el mismo edificio se considera una aportación positiva desde el punto de vista de la comercialización inmobiliaria.

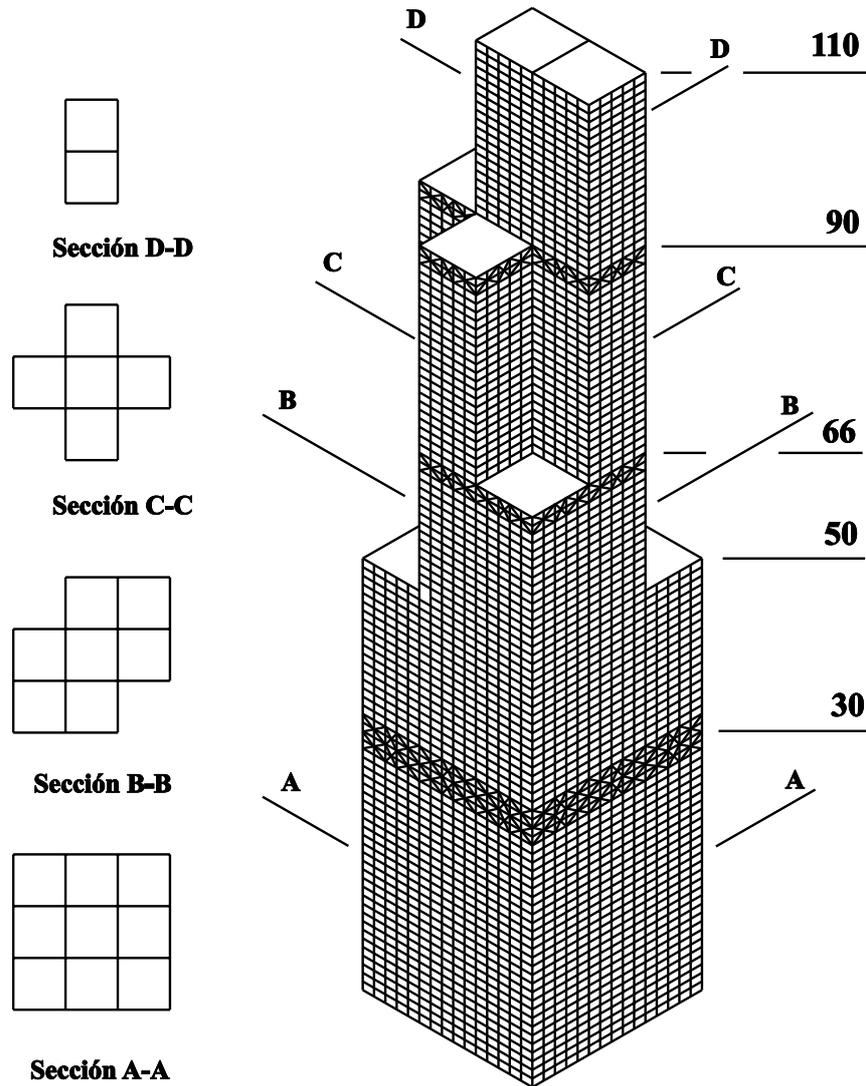
La modularidad y la base conceptual de los tubos agrupados tienen una gran aplicación. Los tubos pueden disponerse de distintas formas para crear distintos repartos de masas. Puede aplicarse a edificios de 30 plantas igual que a estructuras altas. Además, la forma de cada tubo puede cambiarse por la de cualquier otra forma

de agrupamiento cerrado. En algunas aplicaciones existentes se han utilizado unidades triangulares o hexagonales.

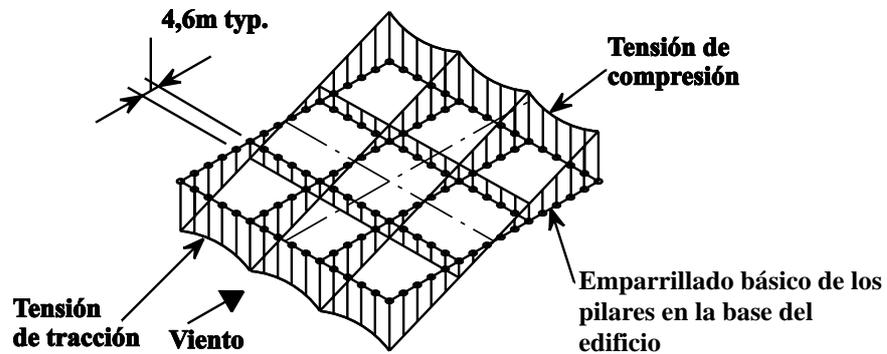
Merece la pena destacar dos ejemplos recientes de la aplicación de los tubos agrupados. Una es el Crocker Centre de Los Angeles, que incluye dos torres de 57 y 47 plantas. Las condiciones de la situación junto con la forma esculpida generaron una forma que incluía un tubo cuadrado y otro triangular, mostrados en la figura 11a. Para el sistema tubular se optó por un distancia entre ejes de los pilares de 4,87 m. Una importante ventaja del sistema de los tubos agrupados es la gran resistencia a la torsión, que ayuda a absorber los esfuerzos laterales debidos a la asimetría. En este caso, las cargas torsionales las generaban las fuerzas del viento y las sísmicas.

Los edificios de tubo porticado adoptadas hasta no hace mucho en entornos controlados por el viento se adaptan ahora a proyectos sísmicos, como los del Crocker Centre. Además de cumplir los criterios de deformación y resistencia frente al viento, son precisas la especificación de los elementos y uniones en busca de la ductilidad y una adecuada secuencia de formación de rótulas plásticas. Si se utilizan vigas de mayor canto se consigue mayor eficacia tubular. No obstante, esta ventaja tiene que adecuarse al principio de pilar fuerte y viga débil para garantizar las rótulas plásticas en la viga. Otros aspectos incluyen las áreas paneladas, que precisan reforzarse con placas dobles.

La torre del Allied Bank de Houston, de 75 plantas y 296 m, es otro ejemplo de la aplicación del tubo de estructura agrupada. Está formado por dos cuartos de círculo colocados antisimétricamente hacia el eje tubular (véase la figura 11b). Las distancias entre ejes de los pilares son de 4,57 m, con la construcción tipo “árbol” habitual. El sistema también utiliza dos celosías verticales en el núcleo, conectados al tubo exterior por medio de una celosía de conexión y perimetral. Gracias a la participación de las celosías se consigue una gran mejora del comportamiento tubular. Este sistema incorpora, por tanto, elementos del tubo porticado, de los tubos agrupa-

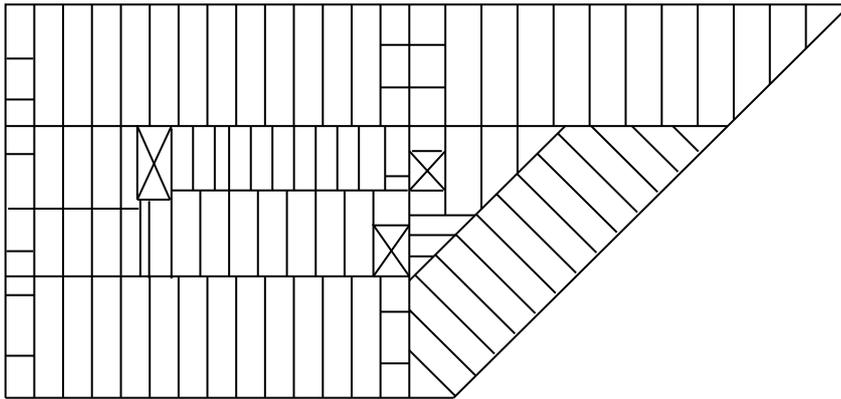


(a) Configuración modular de las plantas



(b) Comportamiento por desfase de cortante

Figura 10 Torre Sears, Chicago, Illinois



sistema tubular mixto o los sistemas de núcleo de hormigón, se han utilizado mucho. Las estructuras mixtas, realmente, han permitido liberarse de la disciplina tradicionalmente rígida de los elementos de acero o de hormigón. Las propiedades más atractivas del hormigón son su rigidez y la posibilidad de fraguarlo en distintos tipos de elementos estructurales. Por tanto,

Figura 11a Centro Crocker, Los Angeles, California

dos y de los sistemas de celosías de zunchos y vigas en voladizo.

2.7 Sistemas Mixtos de Acero y Hormigón

En la actualidad los sistemas mixtos de acero y hormigón son un sistema nuevo pero ya establecido que puede utilizarse con la misma facilidad que los sistemas de acero o de hormigón para edificios de gran altura [7]. Estos sistemas mixtos, que incluyen componentes de hormigón armado y acero con formas de aplicación general, como el

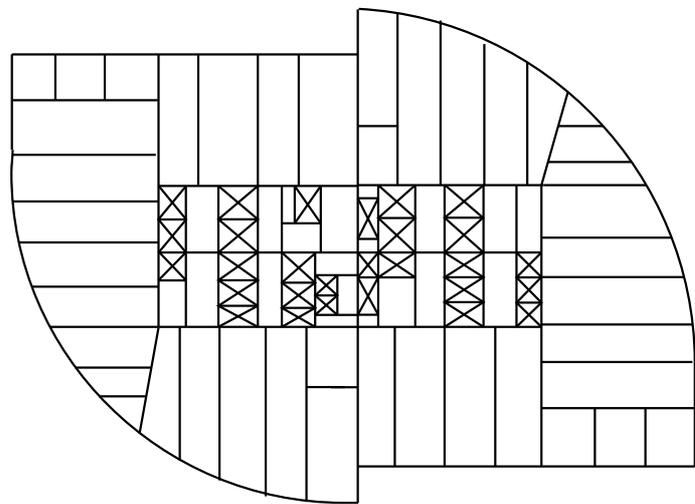


Figura 11b Torre Banco Allied, Houston, Texas

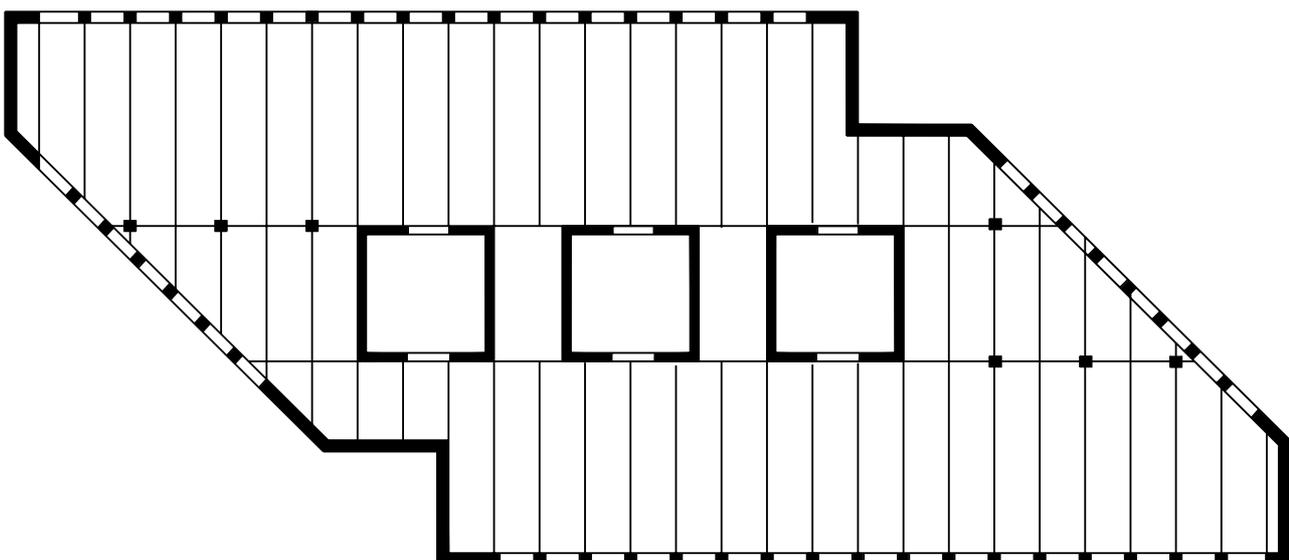


Figura 12 Tubo mixto

la mayoría de los sistemas mixtos se basan en el hormigón para resistir las cargas laterales. Las pantallas, muros perforados o tubos-pórtico con uniones viga-pilar in situ son de hormigón de alta resistencia. El hormigón ha ampliado su aplicación a estructuras entre 50 y 80 plantas. Normalmente se utilizan resistencias de hormigón de 40 a 55 N/mm², aunque en algunos casos se han utilizado resistencias hasta 95 N/mm². El entramado de piso de los sistemas mixtos es de acero, que presenta la ventaja de permitir mayores luces con elementos más ligeros. En consecuencia son posibles grandes espacios libres de pilares.

y 43 plantas. Para este prominente lugar en forma de L era muy deseable una forma que proporcionara vistas diagonales sobre las montañas y sobre la ciudad. Ambas torres tienen formas similares, constituidas básicamente por un paralelogramo con esquinas truncadas y vueltas hacia el interior. El concepto estructural se basa en un doble tubo formado por un porticado exterior de hormigón armado y uno interior de pantallas. El sistema, mostrado en la figura 12, lo completan una estructura de forjado de acero y pilares interiores de acero. El sistema tubular exterior es una combinación de tubo porticado de vigas y soportes con paredes macizas en las esquinas.

2.7.1 Sistemas de tubos compuestos

El primer Canadian Centre de Calgary, Canadá, está formado por dos torres y un pabellón paralelo de diez plantas ubicados en un terreno en forma de L. Las torres tienen 64

2.7.2 Sistemas arriostrados en el núcleo

En contraste con los sistemas tubulares exteriores, los sistemas arriostrados en el núcleo resisten las fuerzas del viento mediante panta-

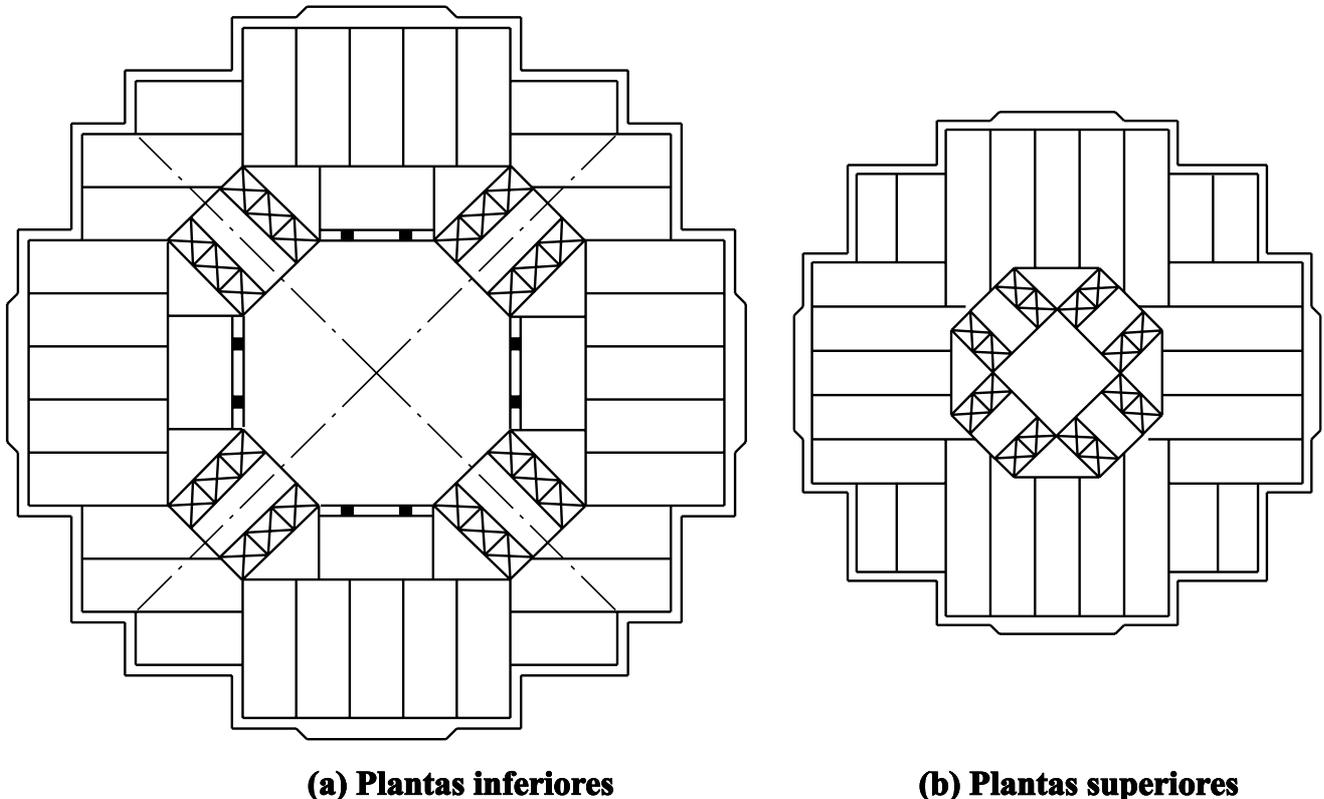


Figura 13 Disposición de núcleos en el proyecto esquemático de un edificio de 75 plantas

llas en el núcleo. Las pantallas se han utilizado bastante en los edificios de hormigón para resistir el viento. La forma de tubo cerrado se encuentra entonces en el interior, con orificios de entrada en el núcleo. Este tipo de elemento de núcleo puede utilizarse en un pórtico metálico para formar el sistema de acero arriostrado en el núcleo. Dado que el núcleo de hormigón resiste todas las fuerzas del viento, basta que los componentes de acero estén conectados de forma no rígida para soportar las fuerzas de la gravedad. En edificios convencionales, las necesidades dimensionales de los elementos del núcleo limitan el tamaño global del tubo del núcleo. No obstante, en algunos casos puede evolucionarse a un sistema de paredes más grandes que será

adecuado para edificios en el campo de 50 a 80 plantas, tal como se muestra a continuación.

Las figuras 13a y 13b muestran una disposición de núcleos para una estructura de 75 plantas que precisaba una considerable flexibilidad en la forma exterior, con salientes y entrantes. Esta flexibilidad se consiguió mediante una estructura exterior no rígida de acero. El sistema de tubo del núcleo se planificó con cuatro compartimientos interconectados que englobaban un atrio en la parte inferior y un núcleo octogonal en las partes superiores. Esta sencilla disposición de las paredes y los núcleos permitió la máxima eficacia del sistema de paredes de la estructura y la máxima flexibilidad arquitectónica exterior.

3. ESTRUCTURAS ALTAS

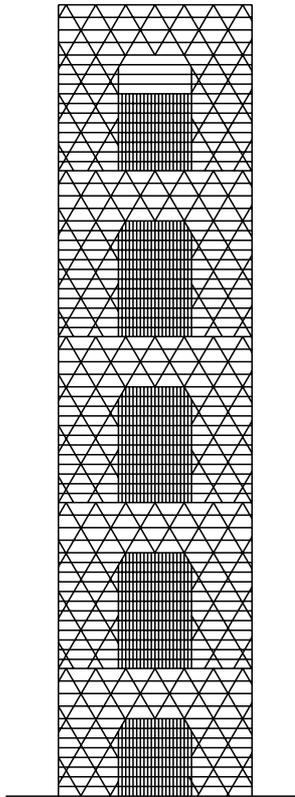
A medida que la aumenta altura de un edificio, la capacidad de resistir fuerzas laterales aumenta su importancia como criterio del proyecto estructural. El principal criterio del proyecto es proporcionar suficiente rigidez lateral para limitar el desplazamiento lateral debido al viento así como la percepción del movimiento de los ocupantes a niveles aceptables. El movimiento del edificio es esencialmente dinámico y deben tenerse en cuenta todos los factores que afectan a este comportamiento dinámico. Los parámetros estructurales son la rigidez, el amortiguamiento y la masa. Entre los parámetros no estructurales, el efecto más importante vendrá de la aerodinámica de la forma del edificio, especialmente en estructuras altas. Se han de reconocer dos efectos del viento. Uno es el comportamiento a dirección del viento, en el que influyen los parámetros de arrastre de la forma, y el otro en dirección norte al viento, en el que influye la uniformidad de la generación de turbulencias intrínseca de la forma. Aunque sigue predominando el requisito básico del proyecto de controlar el desplazamiento lateral, la forma general adquiere una importancia similar. Por tanto, la arquitectura de la forma debe integrarse adecuadamente con los aspectos estructurales para conseguir un equilibrio económico óptimo.

3.1 Superestructura o Megaestructura

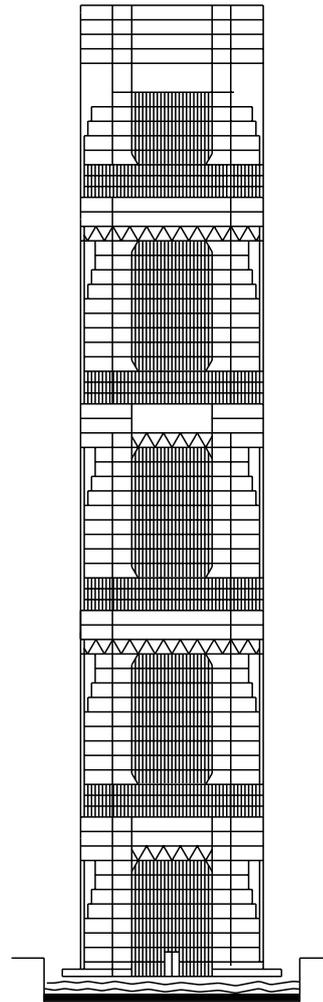
Las superestructuras o megaestructuras toman la forma de un pórtico colocado en el exterior del edificio. Los pórticos resisten todas las fuerzas del viento como una estructura tubular exterior. La estructura porticada de la superestructura está formada por alas verticales en cada esquina de edificio que se enlazan con elementos horizontales aproximadamente cada 12 o 14 plantas. Dado que los elementos verticales se concentran en las esquinas del edificio, se consigue la máxima eficacia para resistir las fuerzas del viento. Las alas verticales y los enlaces horizontales son ellos mismo pórticos de grandes dimensiones en el plano del pórtico [3].

El concepto de la superestructura lleva inherente la capacidad del sistema de alojar distintos espacios adecuados para múltiples funciones. Históricamente, los edificios altos con varias funciones en un mismo edificio precisan flexibilidad de los espacios. Estructuras como el John Hancock Centre de Chicago, han conseguido satisfactoriamente esta flexibilidad. Las megaestructuras altas precisan abundar más en la idea del espacio flexible o los espacios modulares, en la que cada espacio puede planificarse eficazmente para su propia utilización e insertarse en una megaestructura. Las superestructuras permiten que esta modularización del espacio tenga lugar con la máxima libertad respecto a los obstáculos estructurales. Las aperturas porticadas en la pared exterior permiten que cada unidad se exprese libremente y también proporcionan iluminación natural. La figura 14b muestra una disposición de espacios interiores con un atrio en cada módulo.

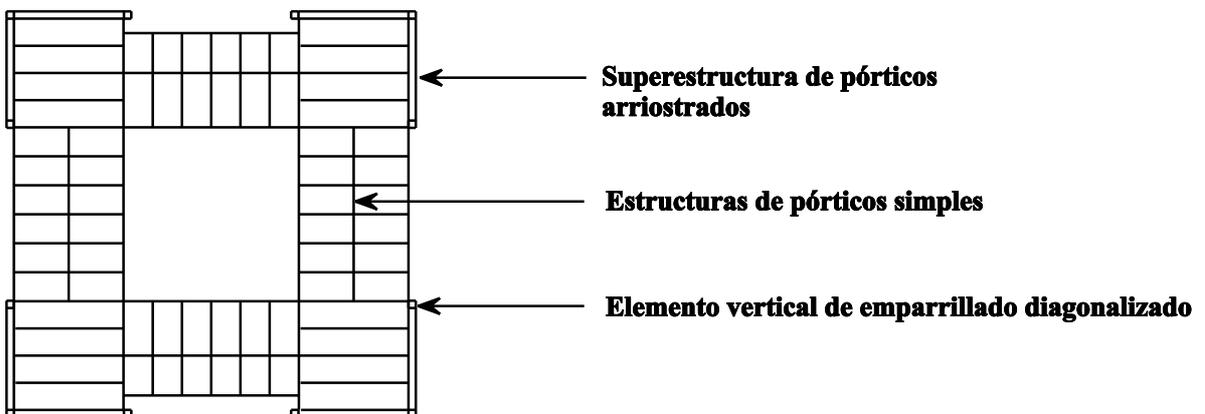
La eficacia estructural se obtienen concentrando el material cerca de las esquinas. Cada una de estas alas verticales tiene que ser rígida en su propio plano. Entonces las alas toman la forma de un cordón de celosía triangulada. Las alas en celosía de las esquinas necesitan una conexiones horizontales fuertes a intervalos modulares frecuentes para que actúen conjuntamente como un elemento en voladizo equivalente. Por tanto, las barras horizontales deben ser igualmente rígidas y también trianguladas. El efecto neto de esta combinación generaría una estructura en voladizo equivalente tan eficaz como un sistema tubular. Una triangulación adecuada de la estructura la representa un sistema porticado emparrillado en diagonal modularizado en el que se han suprimido las barras de los pórticos (figura 14a). La figura 14a también muestra la adopción del concepto de la superestructura, en su forma rectilínea más sencilla, a una estructura de 80 plantas. Pueden observarse claramente el efecto en la arquitectura exterior y las posibilidades potenciales. Aunque el efecto muestra una forma rectilínea, el concepto puede utilizarse con otras formas que cumplan el principio de la rigidez de los elementos verticales y horizontales y de sus interconexiones.



(a) Propuesta para el edificio Houston



(b) Superestructura porticada



(c) Planta del edificio Houston

Figura 14 Superestructura porticadas

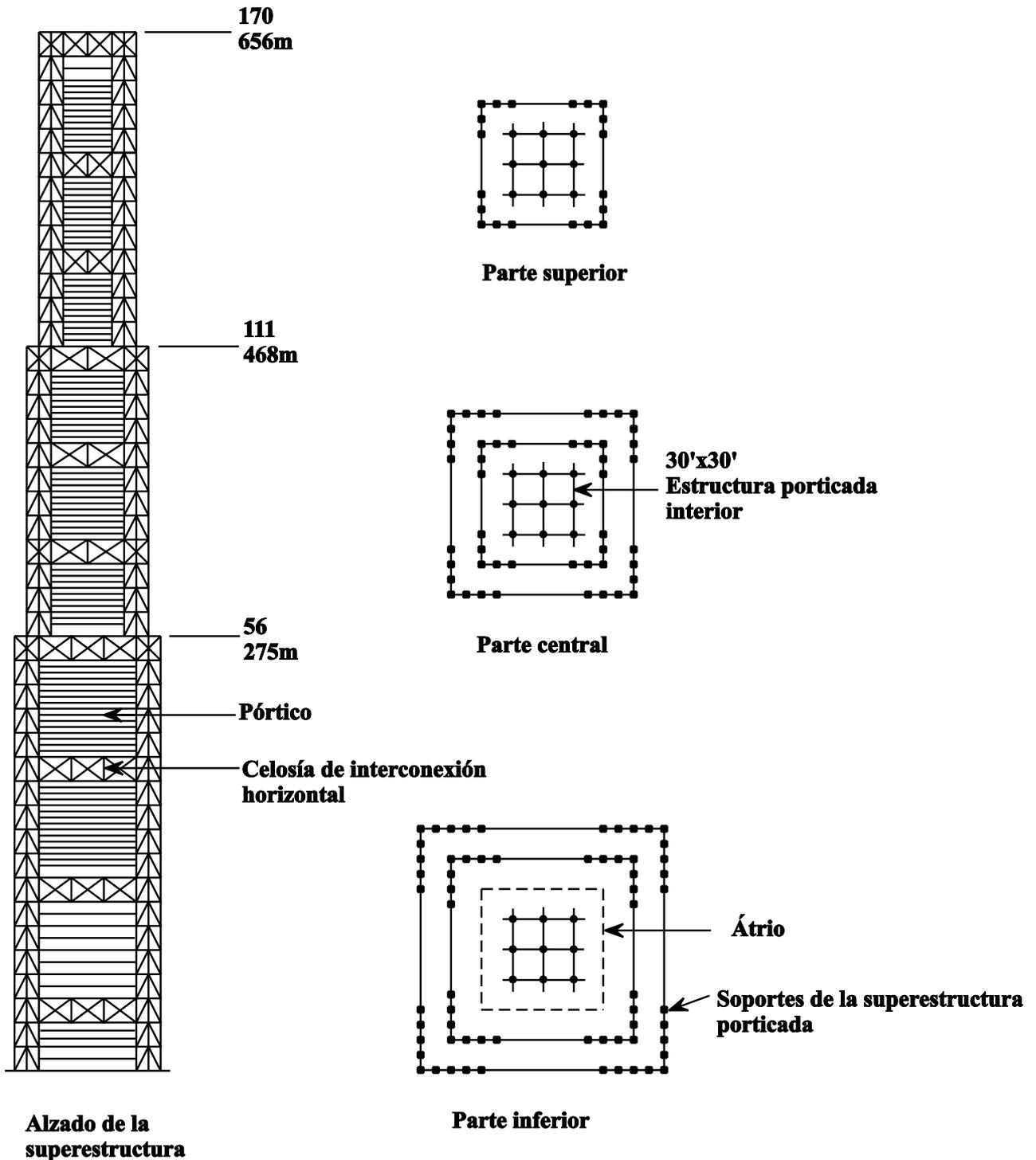


Figura 15 Superestructura porticada (propuesta para Chicago): detalles

La figura 15 muestra un estudio de un concepto de superestructura aplicado a una torre de 170 plantas y 665 m de altura con 706.000 metros cuadrados de superficie cubierta. En la figura 16a se indican las múltiples funciones incluidas. La

forma de la torre, rebajada escalonadamente de 88 x 88 m en la base hasta 44 x 44 m en la parte superior denota las necesidades de espacio funcionales. La estructura básica, figura 15, incluía superestructuras telescópicas no sólo para ajustarse a

la geometría general de la forma sino también para aumentar la rigidez estructural. El muro-cortina se construyó sobre la estructura general e incluyó muchos salientes más pequeños. La inclusión de aperturas pasantes en el edificio para reducir las oscilaciones aerodinámicas supuso una importante

innovación. Los ensayos en el túnel del viento confirmaron su eficacia. El efecto amortiguador de esta conformación aerodinámica ilustra la necesidad de la coordinación del proyecto en estructuras extraordinariamente altas. Los aspectos significativos de este proyecto estructural fueron:

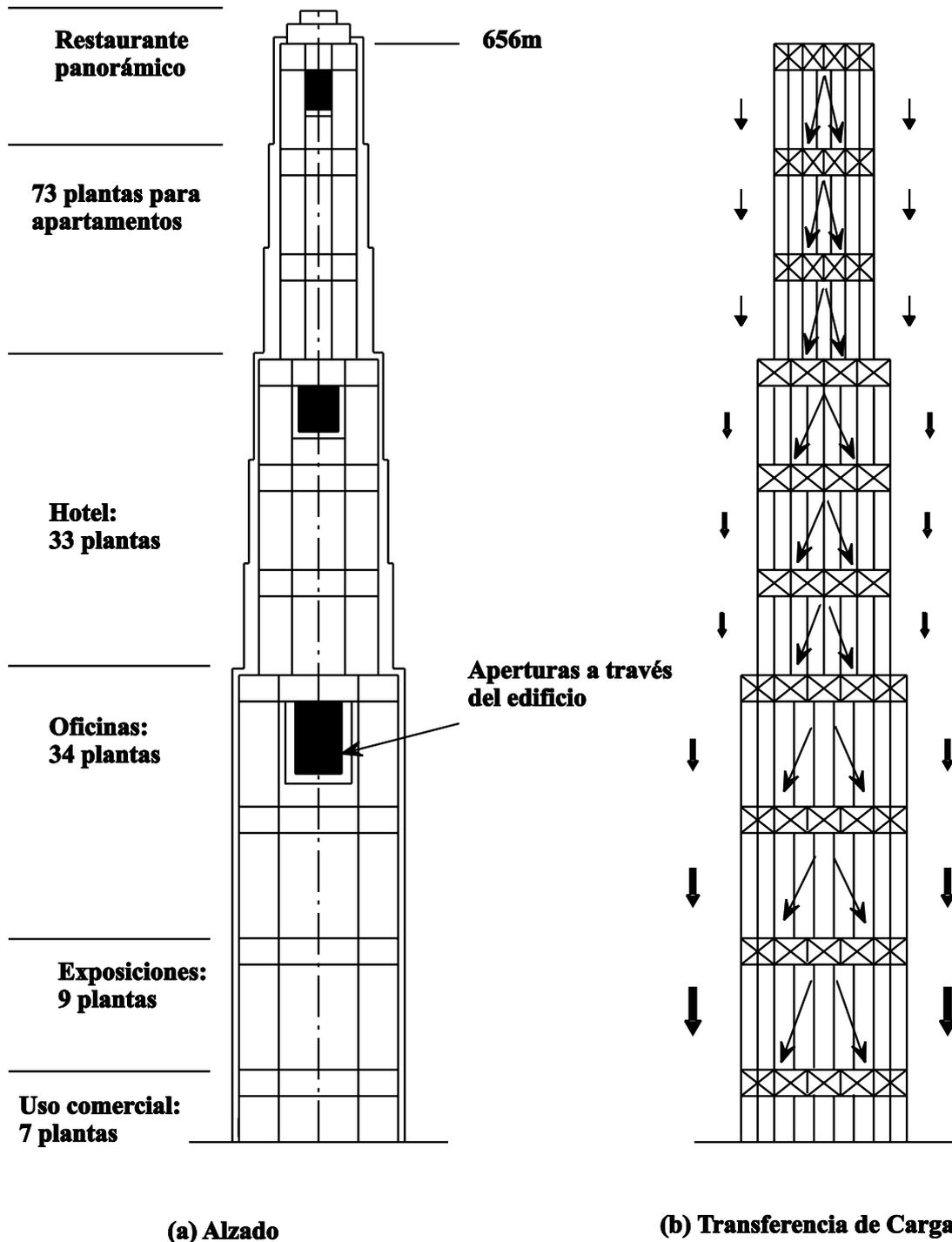
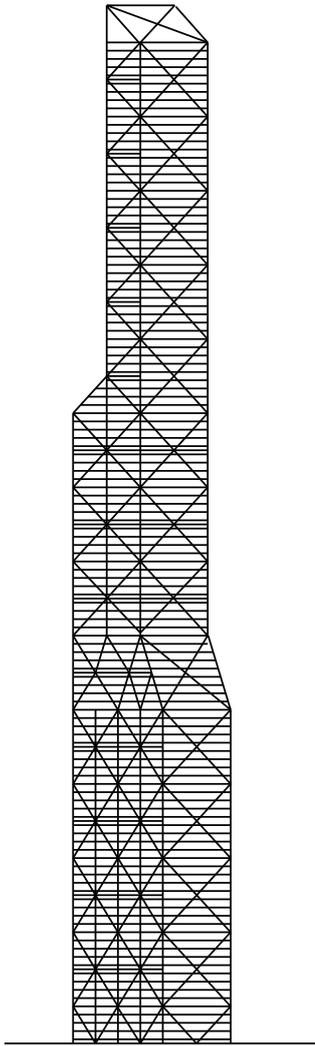
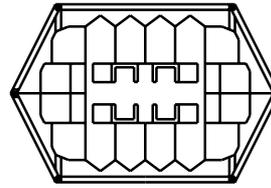


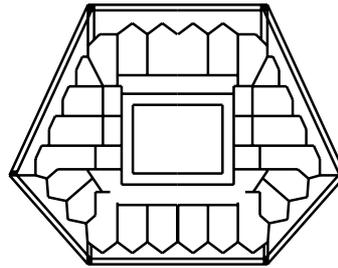
Figura 16 Superestructura porticada, propuesta para Chicago: detalles



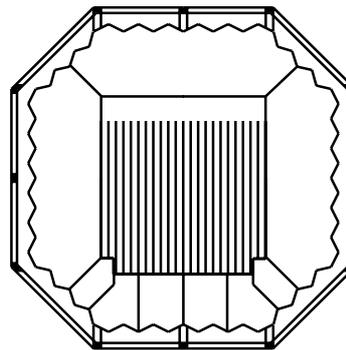
Alzado



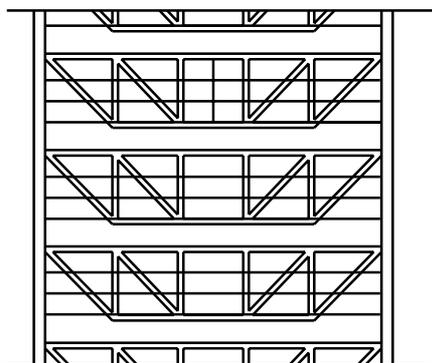
Planta tipo de apartamentos



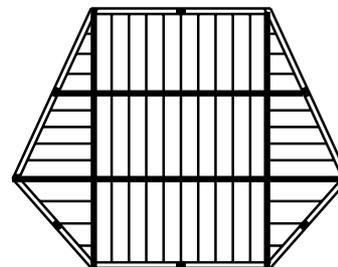
Planta tipo de aparta-hotel



Planta del vestíbulo panorámico del hotel



Cerchas horizontales de 3 plantas de altura



Plantas de las cerchas

Figura 17 Cerchas horizontales

- i. Las superestructuras telescópicas permitieron una transición ordenada de la estructura y la rigidez lateral necesaria.
- ii. El comportamiento aerodinámico se vio muy favorecido por las aperturas que redujeron hasta en un 25% las aceleraciones y fuerzas debidas a las turbulencias. La forma cónica global también ayudó a reducir gradualmente hacia la parte superior el área de exposición al viento.
- iii. La eficacia estructural del sistema mejoró con la transferencia secuencial de la carga del interior al exterior, tal como muestra la figura 16, de forma que las superestructuras soportaban todas las cargas gravitatorias.

3.2 Supertubos Triangulados

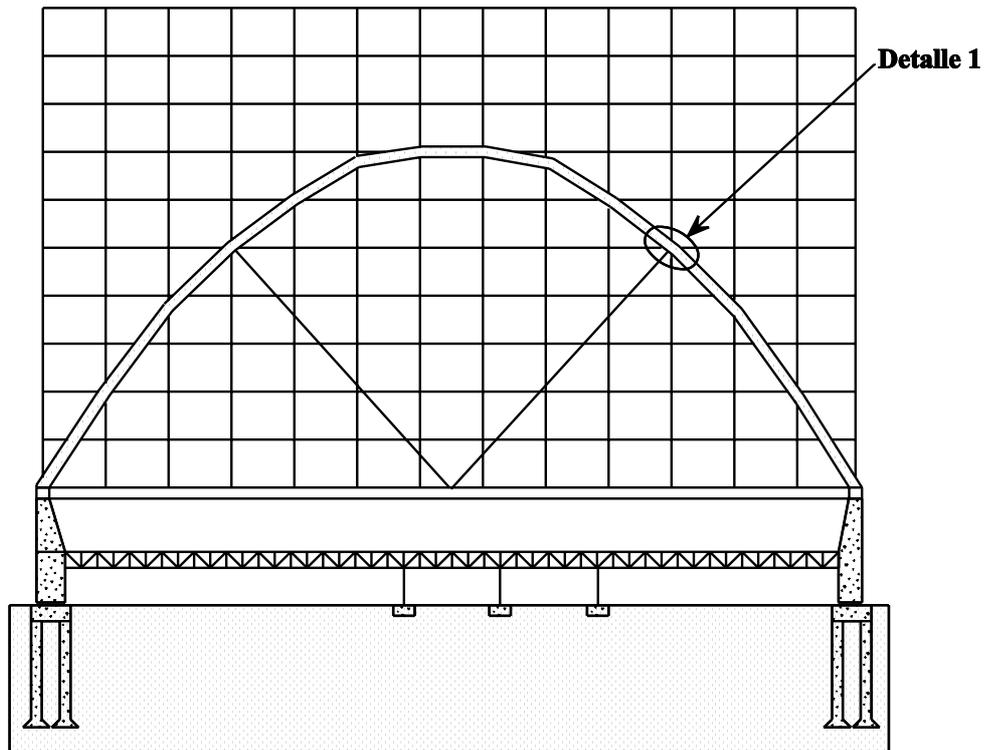
El concepto general del tubo triangulado exterior puede llevarse a estructuras altas con múltiples funciones. La figura 17 muestra un tubo triangulado exterior de 135 plantas presentado a un concurso en Nueva York. Esta forma estilizada,

con un coeficiente de esbeltez de 10 a 1, tenía unos 185.908 metros cuadrados de superficie cubierta. La disposición de múltiples espacios funcionales está indicada en los planos. Las facetas vertical y horizontal de la forma eran modulares, de forma que se podía utilizar sin discontinuidades una estructura triangular. Esta estructura era resultado del concepto de una forma maciza tetraédrica en la que se eliminaron todos los elementos no esenciales para crear el tubo y su conformación exterior. Para expresar la pureza de la estructura, el cerramiento de fachada se colocó a una cierta distancia detrás de la cercha, creando una trama de cercha abierta en el exterior. Esta forma abierta tiene el efecto de eliminar la formación general de turbulencias de viento y reduciría considerablemente las oscilaciones. Es otra forma de conformación aerodinámica para mitigar los efectos del viento. La estructura interna está soportada por elementos de cercha a tracción de tres plantas que se extienden a través del tubo y eliminan la necesidad de soportes internos (figura 17). Esta disposición permitió la utilización masiva de acero en el desarrollo de la rigidez lateral y la resistencia a la carga del viento. También hizo posible absorber los efectos de la contracción térmica de los soportes exteriores, expuestos aunque revestidos.

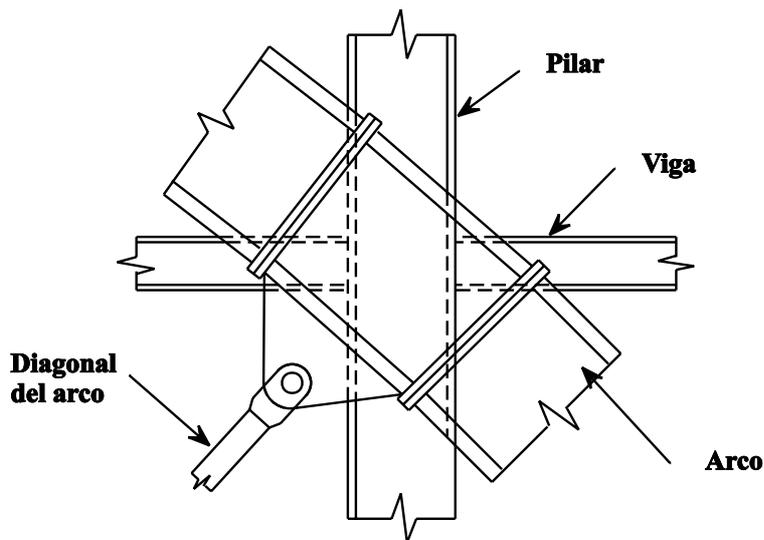
4. SISTEMAS DE ACERO VISTO

La belleza y elegancia del acero visto puede ser la base de la arquitectura exterior, tal como demuestran el Hong Kong-Shanghai Bank de Hong Kong o el Centro Pompidou de París. La exposición del acero al exterior obliga a resolver

los aspectos de la protección contra el incendio y la corrosión. La protección contra la corrosión se ha intentado, en algunos casos, por medio de aceros resistentes a la corrosión atmosférica y, en otros, por medio de sistemas de pintura fluorocarbonada de gran duración. Para resistir al incendio se han usado en ocasiones barras



(a) Esquema general



(b) Detalle 1

Figura 18 Edificio Broadgate, Fase 11 Londres, Inglaterra

de líquido. Un ejemplo destacado es el edificio de US Steel en Pittsburg. Los métodos analíticos de ingeniería del fuego disponibles actualmente permiten diseñar más fácilmente los sistemas de acero visto. Este enfoque fue el utilizado en la fase 11 del proyecto Broadgate recientemente finalizado en Londres. El edificio de oficinas de

10 plantas se extiende 78 m por encima de las vías del ferrocarril y su proyecto se basó en una solución de arco con tirante (figuras 18a y 18b). Esta estructura clásica muestra con claridad el acero a través de sus barras articuladas y conexiones. Es un símbolo que lo que es posible en la arquitectura del acero visto.

5. RESUMEN FINAL

- Desde mediados de los sesenta se han desarrollado numerosos sistemas estructurales nuevos, especialmente metálicos, para edificios de varias plantas.
- Se han desarrollado fórmulas eficaces y económicas adecuadas para distintas alturas. Entre ellas:
 - Sistemas de pórticos a cortante
 - Sistemas interactivos de pórticos y celosías a cortante
 - Celosías verticales y de zuncho y vigas en voladizo
 - Tubos porticados
 - Tubos triangulados
 - Tubos agrupados
 - Sistemas de tubo modulares
 - Sistemas mixtos de acero y hormigón.
- Para estructuras de edificios muy altos se han desarrollado superestructuras y super-tubos triangulados.
- Los avances en la protección frente a la corrosión y en la ingeniería del incendio han hecho posible la utilización de los sistemas de acero visto, que han dado un nuevo impulso a la arquitectura estructuralmente expresiva.

6. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Mujicha, Franciso, "History of the Skyscraper" Archaeology and Architectural Press, 1929, Copyright, 1930 by Mujicha, Property of the American Institute of Steel Construction.
- [2] Khan, Fazlur, R., "Structural Systems for Multi-Storey Steel Buildings".
- [3] Iyengar, H., "Steel Systems for High-Rise Buildings", International Conference on Steel Structures, Singapore, March 1984.
- [4] Iyengar, H., "preliminary Design and Optimization of Steel Building Systems", State of the Art Report No. 3, Technical Committee No. 14: Elastic Design, American Society of Civil Engineers-International Association for Bridge and Structural Engineering Joint Committee on Tall Buildings, August, 1972.
- [5] Iyengar, H., "Structural Systems for Two Ultra High-Rise Structures", Australian and New Zealand Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Sydney, Australia, May, 1973.
- [6] Iyengar, S. H. and Khan, F., "Structural Steel Design of Sears Tower", Conference on Steel Developments, Australian Institute of Steel Construction, Newcastle, Australia, May, 1973.
- [7] Iyengar, Hal, "Recent Development sin Composite High-Rise Systems", Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Monograph, Advances in Tall Buildings, 1986, Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Meeting, Chicago, Illinois, October, 1982.

**DIAPPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS
DEL TOMO 16:
SISTEMAS ESTRUCTURALES.
EDIFICIOS**



T16c1 Pasadizo peatonal cubierto



T16c2 Cubierta de pasajeros en estación terminal de Estocolmo, Suecia



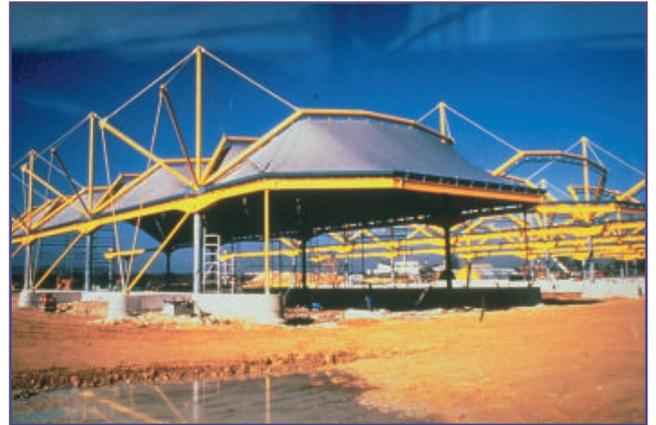
T16c3 Funicular de Montmatre, París, Francia



T16c4 Estructura ligera en aparcamiento de vehículos



T16c5 Oficina de Correos, Autoroute GD Luxemburgo-Treves, Bélgica



T16c6 Centro de distribución de Air France en Aeropuerto Charle de Gaulle, París, Francia



T16c7 Gangway Helsinborg, Suecia



T16c8 Casa en Eagle Rock, Sussex, Reino Unido



T16c9 Vivienda en Laren, Holanda



T16c10 Casa en la playa en Omaha Beach, Auckland, Nueva Zelanda



T16c11 Quodrop, Queensland, Australia



T16c12 Schulitz House, Beverley Hills, California, EEUU



T16c13 Casa en Delft, Holanda



T16c14 Centro de prácticas de cirugía, Chipping Ongar, Essex, Reino Unido



T16c15 Casas de módulos prefabricados



T16c17 Viviendas junto al canal, Candel Town, Londres, Reino Unido



T16c16 Pabellón de EEUU en la Expo 67, Montreal, Canadá



T16c18 Terminal de ferrys en Hong-Kong



T16c19 Pabellón de escultura, Arnhem, Holanda



T16c20 Tierra de Hombres- Pabellón francés, Expo de Montreal, Canadá



T16c21 Cubierta curva espacial, Palacio San Jordi, Barcelona, España



T16c22 Cubierta curva espacial, Palacio San Jordi, Barcelona, España



T16c23 Technoforum la Rochelle, Francia



T16c24 Biosfera Dos, Arizona, EEUU



T16c25 Museo de Ciencias, la Villette, París, Francia



T16c26 Arena, NEC, Birmingham, Reino Unido



T16c27 Centro de Exposiciones, Grenoble, Francia



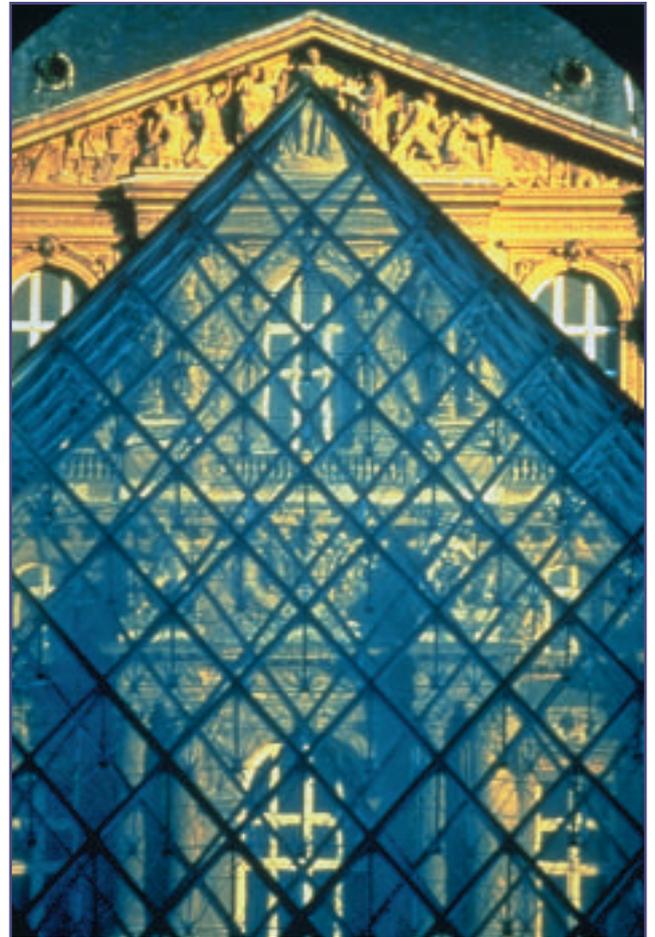
T16c28 Centro de Exposiciones, The Hague, Holanda



T16c29 Pabellón del Descubrimiento, Expo 92, Sevilla, España



T16c30 Museo de Hamburgo, Alemania



T16c31 Gran Pirámide del Louvre, París, Francia



T16c32 Centro de Arte Sainsbury, Norwich, Reino Unido



T16c33 Liverpool International Garden Festival Hall, Reino Unido



T16c34 Edificio de energía solar, Stuttgart, Alemania



T16c35 G-Mex (antigua Estación Central), Manchester, Reino Unido



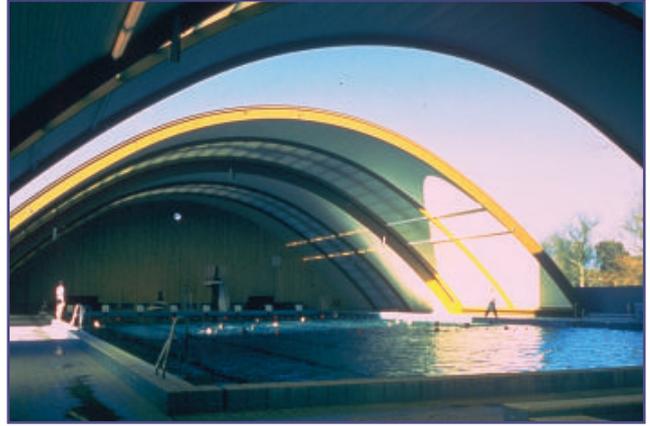
T16c36 Centro de Exposiciones Earls Court, Londres, Reino Unido



T16c37 Grande Bigo, Génova, Italia



T16c38 Palacio de Hielo, Munich, Alemania



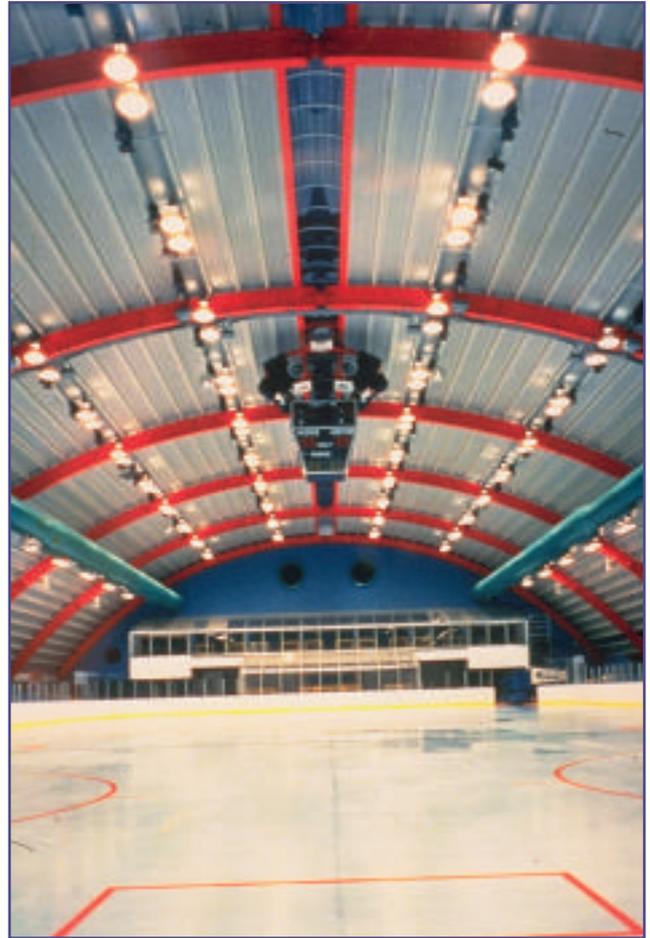
T16c39 Piscina Steur Kampen, Holanda



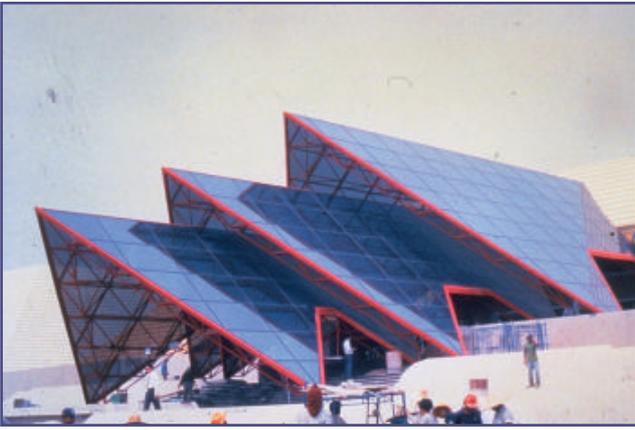
T16c40 Piscina Tournesol



T16c41 Estación Antártica francesa



T16c42 Palacio de Hielo Lee Valley, Reino Unido



T16c43 Edificio en Bangkok



T16c44 Palacio de Deportes en Ponds Forge, Sheffield, Reino Unido



T16c45 Oxford Ice Rink, Reino Unido



T16c46 Nekarsulm, Alemania



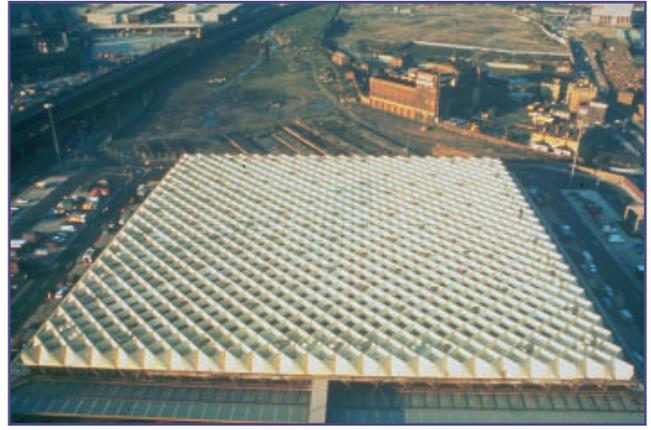
T16c47 Pistas de tenis cubiertas



T16c48 Galería Hay, Londres, Reino Unido



T16c49 Complejo de oficinas en Nieuwegein, Holanda



T16c50 Mercado de flores, Nine Elms, Londres, Reino Unido



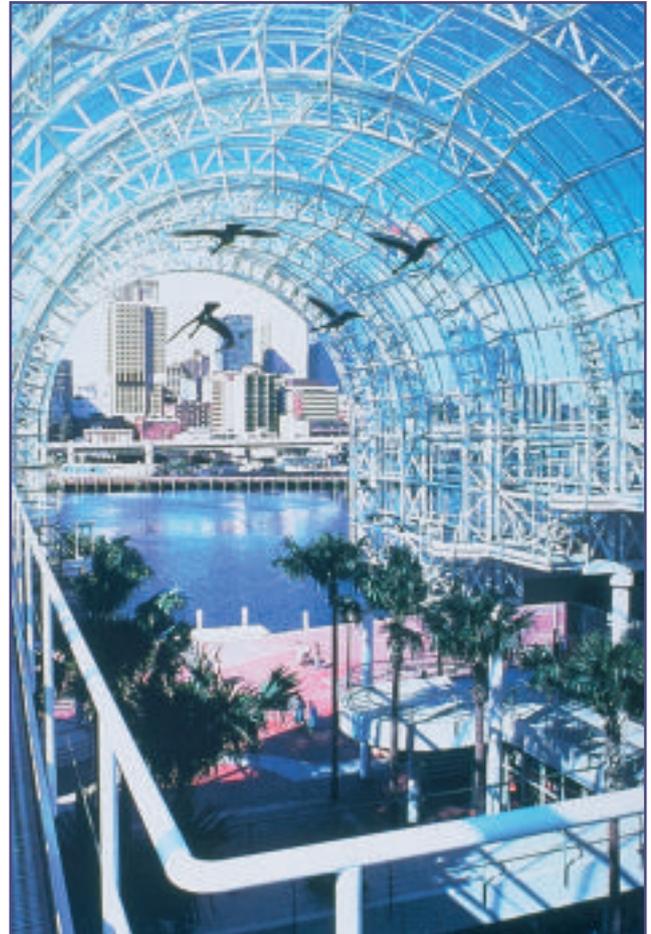
T16c51 Sainsbury Homebase, Brentford, Reino Unido



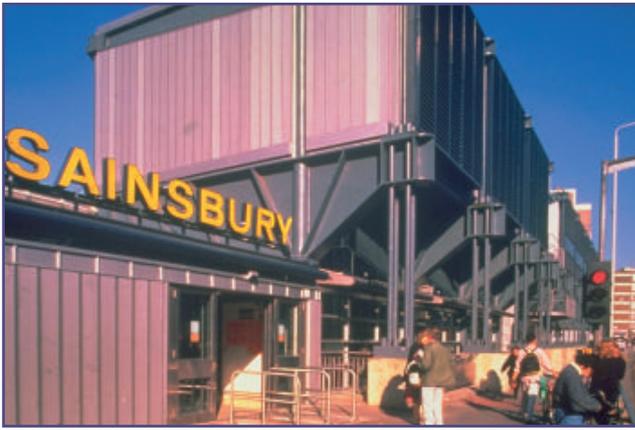
T16c52 Centro de decoración en Vandervelede, Ikeren, Bélgica



T16c53 Mercado en Motreux, Suiza



T16c54 Instalaciones del Mercado del puerto en Sydney, Australia



T16c55 Sainsbury's Camden Town, Londres, Reino Unido



T16c56 Supermercado, Canterbury, Kent, Reino Unido



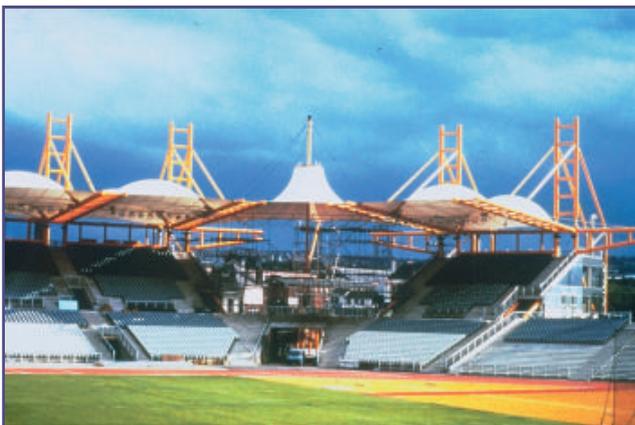
T16c57 Estadio de Split



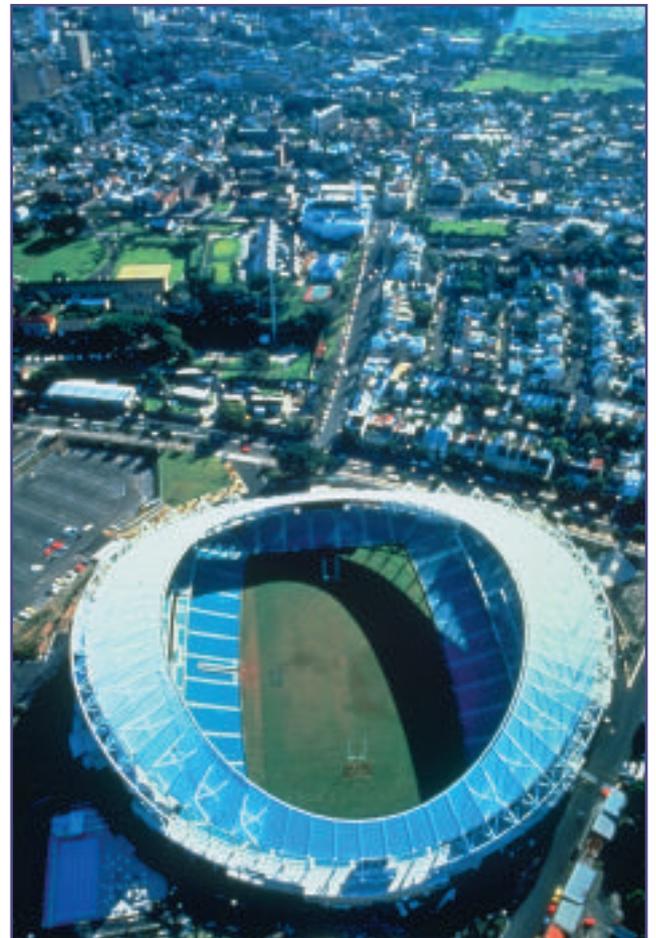
T16c58 Estadio de golf, Rotterdam, Holanda



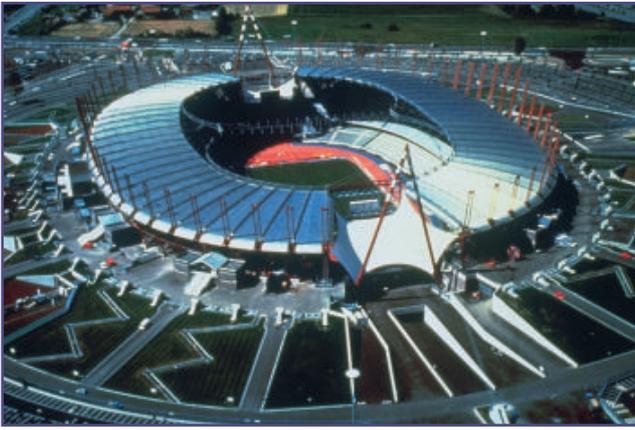
T16c59 Estadio de fútbol en Sydney, Australia



T16c60 Estadio Don Valley, Sheffield, Reino Unido



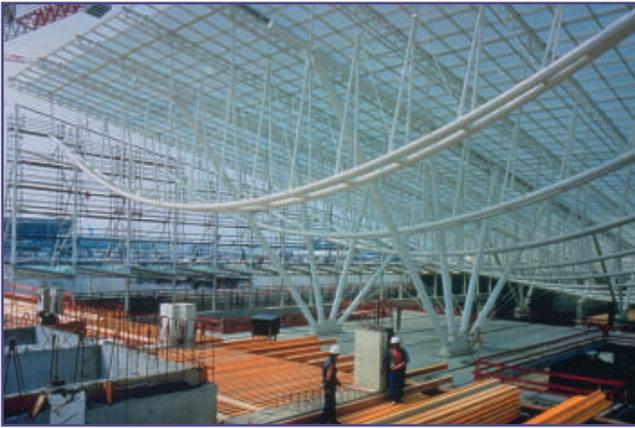
T16c61 Estadio de fútbol en Sydney, Australia



T16c62 Estadio de fútbol de Turín, Italia



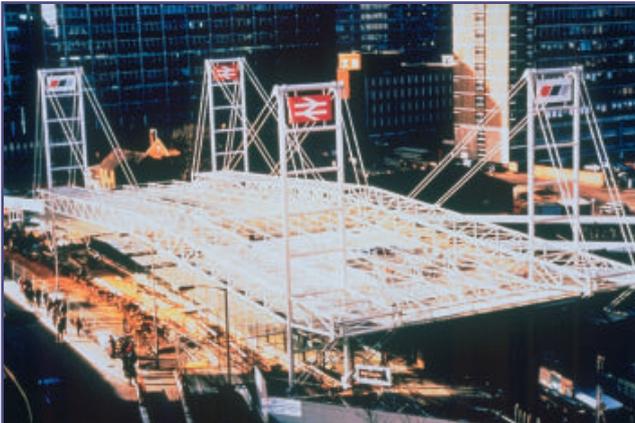
T16c63 Estación de Tren de Alta Velocidad, Lille, Francia



T16c64 Estación de Tren de Alta Velocidad, Aeropuerto Charles de Gaulle, París



T16c65 Estación norte-sur Duivendrecht, Holanda



T16c66 Estación Este de Croydon, Surrey, Reino Unido



T16c67 Estación Internacional de Waterloo, Londres, Reino Unido



T16c68 NEC Skywalk, Birmingham, Reino Unido



T16c69 Estación de ferrocarril de Reidhill, Reino Unido



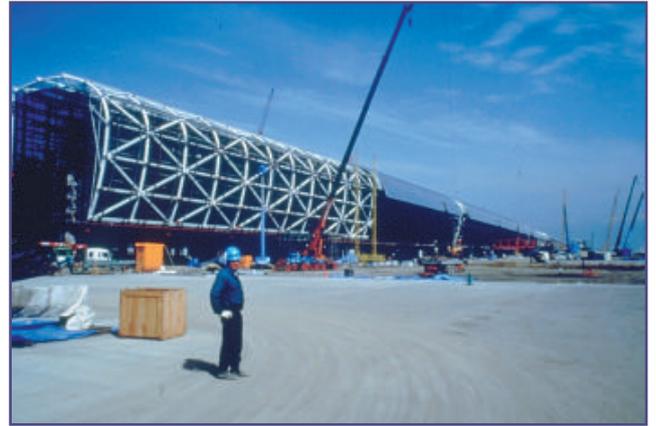
T16c70 Estación de autobuses de Orlando, EEUU



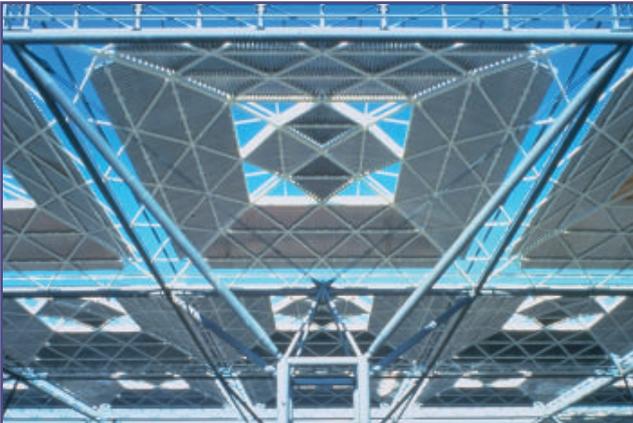
T16c71 Marquesina de estación ferroviaria de Voorburg, Holanda



T16c72 Cubierta de la Estación de Atocha, Madrid, España



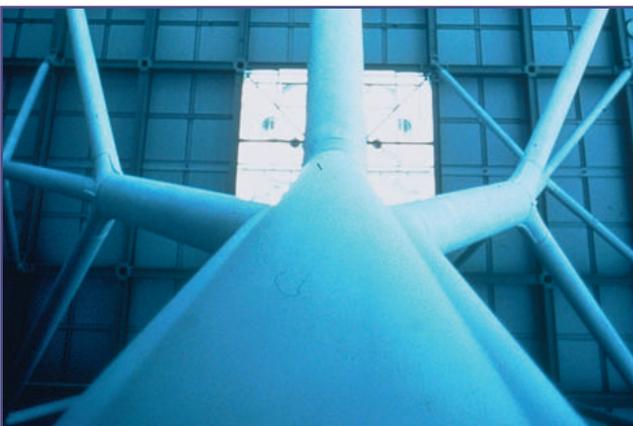
T16c73 Aeropuerto Internacional de Kansai, Japon



T16c74 Terminal del Aeropuerto de Stansted, Reino Unido



T16c75 Terminal del Aeropuerto de Stansted, Reino Unido



T16c76 Terminal del Aeropuerto de Stuttgart, Alemania



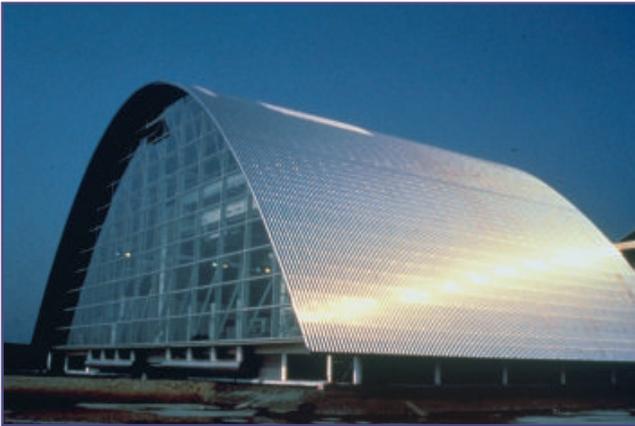
T16c77 Terminal del Aeropuerto de Stuttgart, Alemania



T16c78 Conservatorio Princesa de Gales, Kew, Reino Unido



T16c79 Real Jardín Botánico, Edimburgo, Reino Unido



T16c80 Centro de Investigación OCAS, Zelzate, Bélgica



T16c81 Centro de Investigación OCAS, Zelzate, Bélgica



T16c82 Centro Nacional de Estudios Espaciales, Toulouse, Francia



T16c84 El Globe Arena, Stocolmo, Suecia



T16c83 Centro de Investigación, Cockerill Sambre, Lieja, Bélgica



T16c85 El Globe Arena, Stocolmo, Suecia



T16c86 El Globe Arena, Stocolmo, Suecia



T16c87 Deutsche Messe AG, Hannover, Alemania



T16c88 Torre Sears, Chicago, EEUU



T16c89 World Trade Centre, Nueva York, EEUU



T16c90 John Hancock Center, Chicago, EEUU



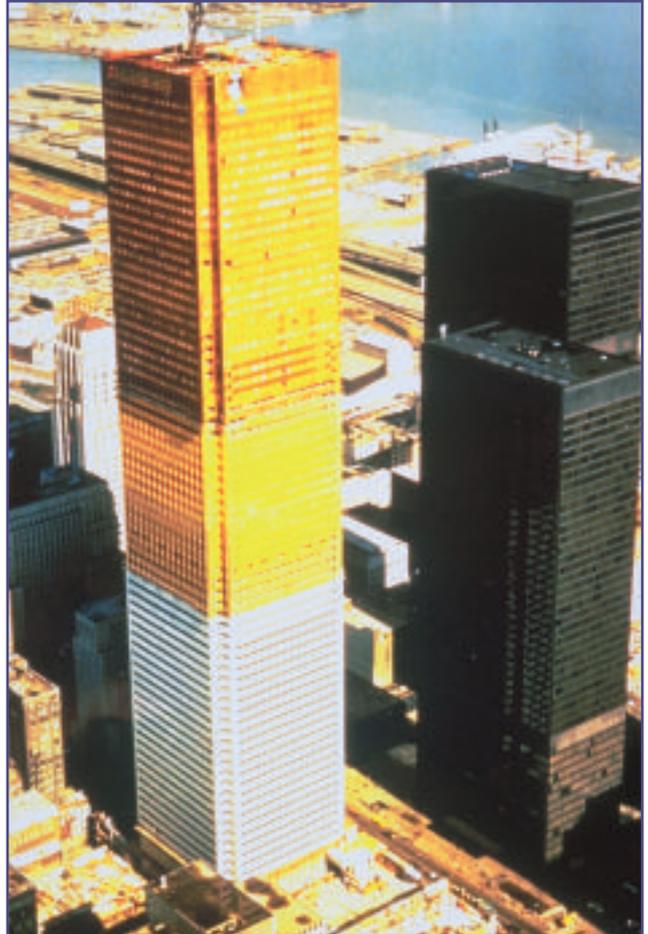
T16c91 John Hancock Center, Chicago, EEUU



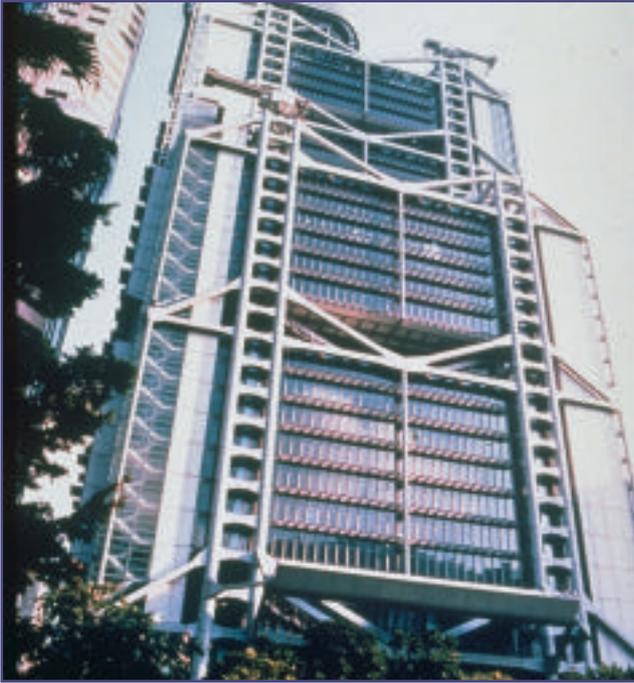
T16c92 Edificio Amoco, Chicago, EEUU (antes Standard Oil)



T16c93 Dominion Centre, Toronto, Canadá



T16c94 First Canadian Place, Toronto, Canadá



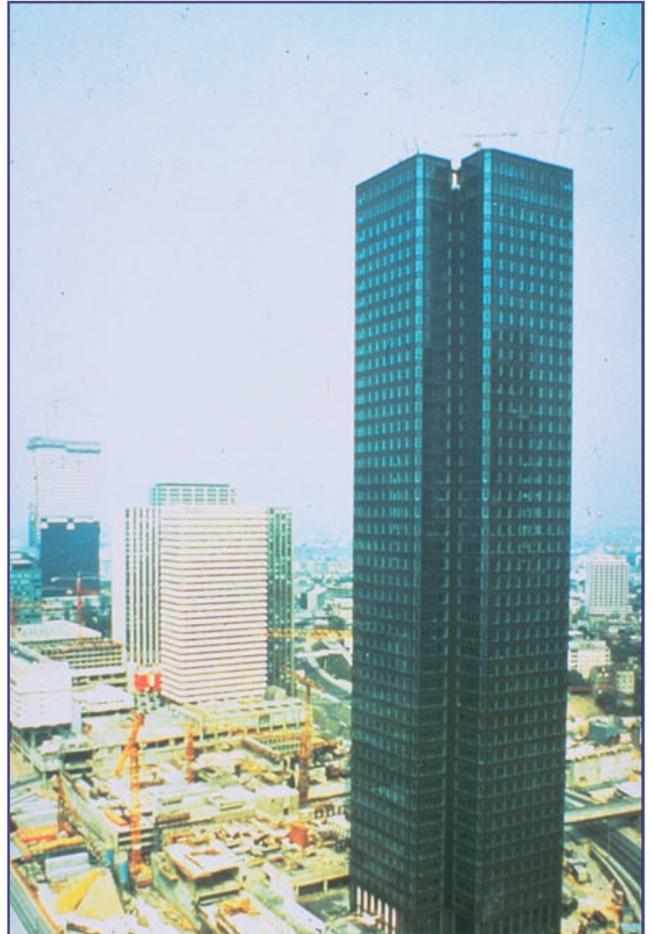
T16c95 Banco de HongKong y Shangai, Hong Kong



T16c96 Edificio de US Steel, Pittsburg, EEUU



T16c97 Torre de Montparnasse, París, Francia



T16c98 GAN Tower, La Defense, París, Francia



T16c99 Torre UAP Courbevoie, La Defense, París, Francia



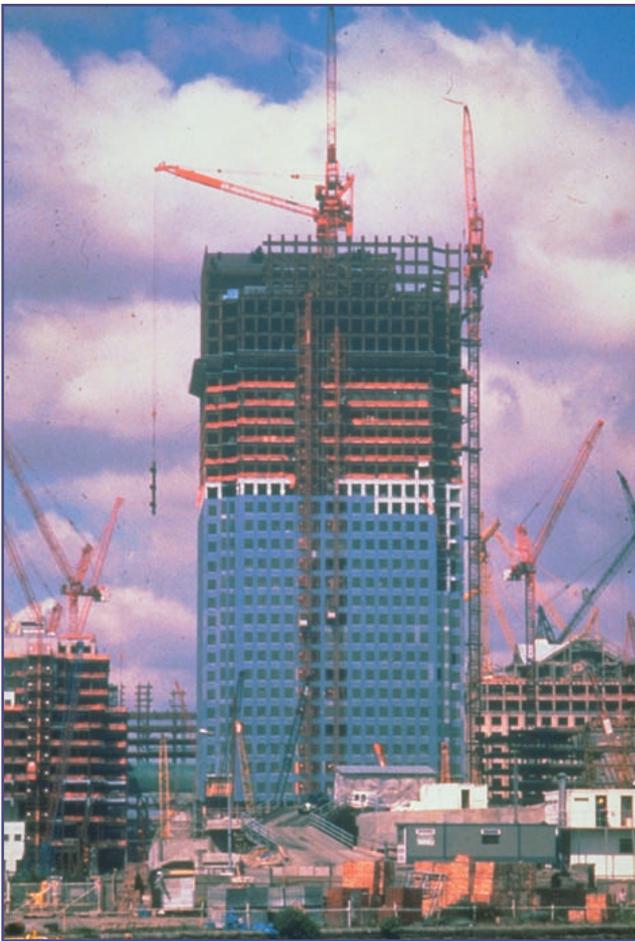
T16c100 Banco National Westminster, Londres, Reino Unido



T16c101 Banco National Westminster, Londres, Reino Unido



T16c102 Facultad de Ciencias, París, Francia



T16c103 One Canadá Square, Canary Wharf, Londres, Reino Unido



T16c104 One Canadá Square, Canary Wharf, Londres, Reino Unido



T16c105 Worldwide Plaza, Nueva York, EEUU



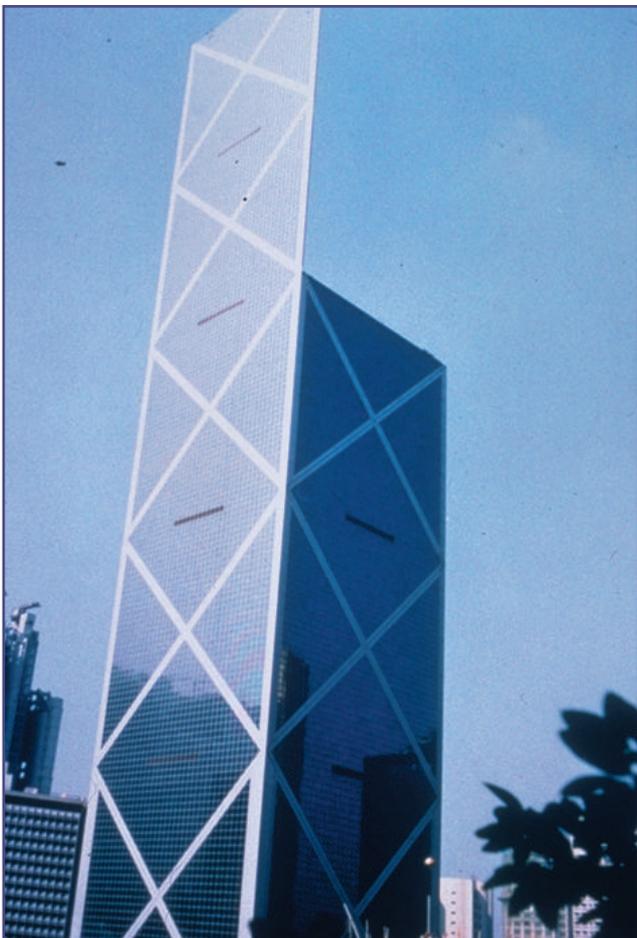
T16c106 Torre Mapfre, Barcelona, España



T16c107 Torre Nord, Génova, Italia



T16c108 Torre Piciad, Bruselas, Bélgica



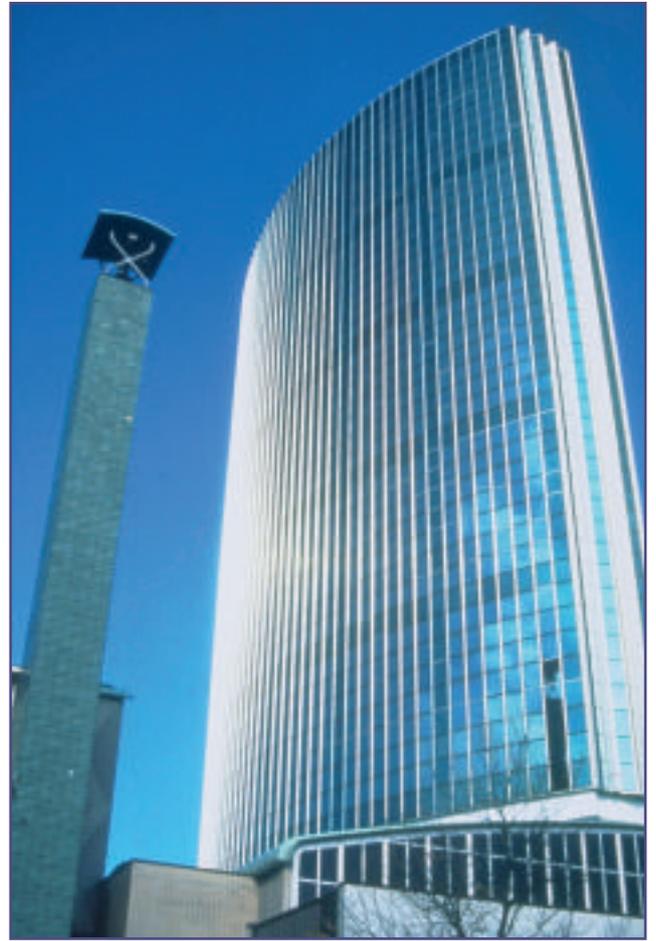
T16c109 Banco de China, Hong Kong



T16c110 Shearson Lehman Hutton Plaza, Nueva York, EEUU



T16c111 Century Tower, Tokio, Japón



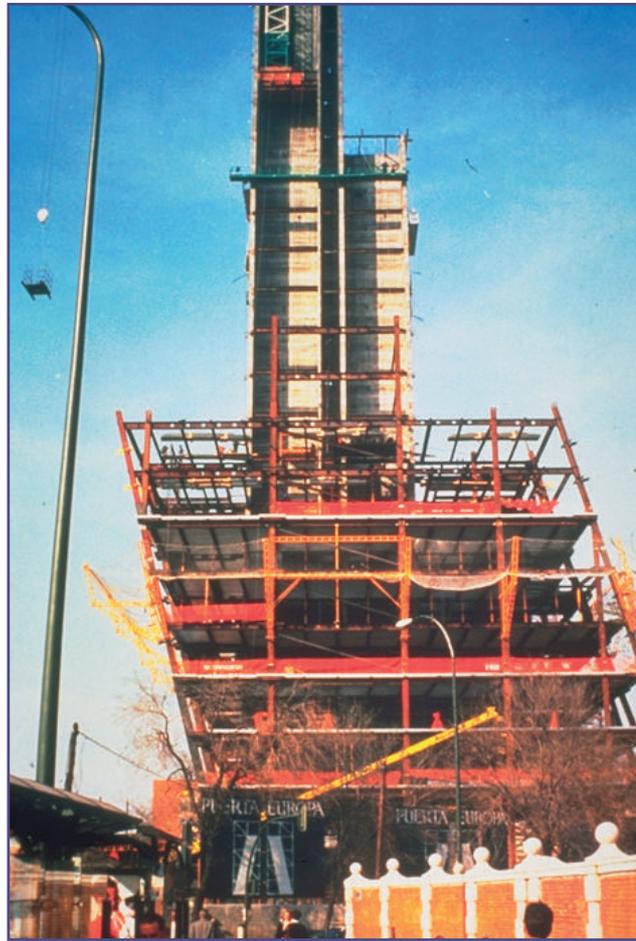
T16c112 World Trade Centre, Rotterdam, Holanda



T16c113 Thyssenhaus, Dusseldorf, Alemania



T16c114 Halmstad Trade Centre, Suecia



T16c115 Torres Kio, Puerta de Europa, Madrid, España (1992)



T16c116 Torres Kio, Puerta de Europa, Madrid, España (1992)



T16c117 Hotel Frantel, Li3n, Francia



T16c118 First Wisconsin Center, Milwaukee, EEU



T16c119 Sixty State Center, Boston, Massachusetts, EEU