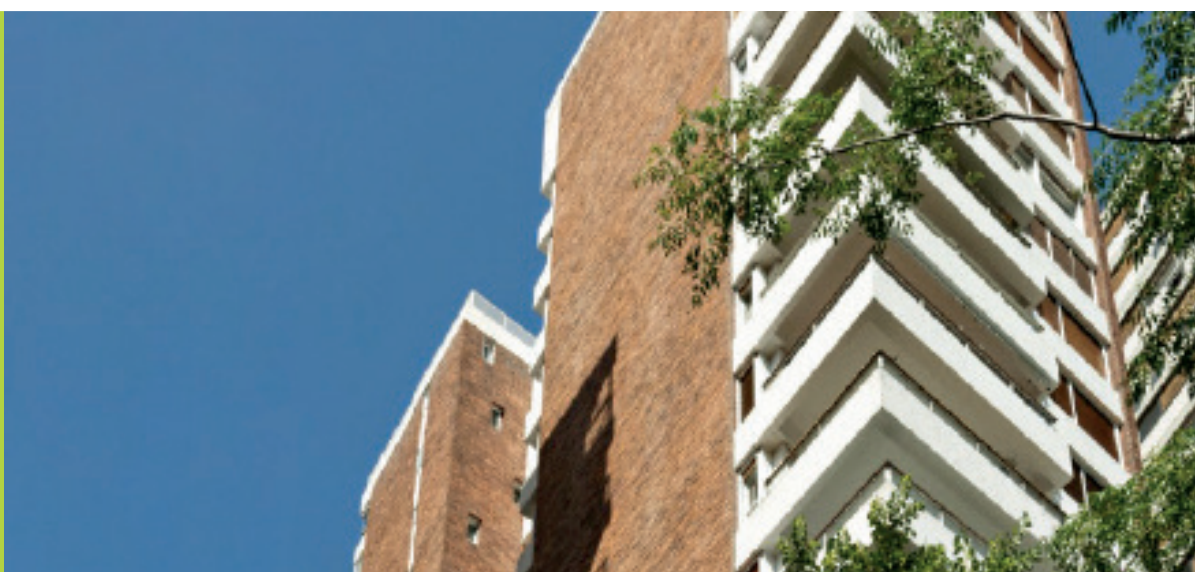


JULIO 2025

Ministerio de Economía
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Obras y Servicios

REGLAMENTO CIRSOC 101



REGLAMENTO ARGENTINO DE CARGAS PERMANENTES Y SOBRECARGAS MÍNIMAS DE DISEÑO PARA EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

CIRSOC - Centro de Investigación
de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles



Instituto Nacional
de Tecnología Industrial

INTI

***REGLAMENTO ARGENTINO
DE CARGAS PERMANENTES Y
SOBRECARGAS MÍNIMAS DE
DISEÑO PARA EDIFICIOS Y
OTRAS ESTRUCTURAS***

EDICIÓN JULIO 2025

**Av. Cabildo 65 Subsuelo – Ala Savio
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina
TELEFAX. (54 11) 4779-3400 (internos: 3182 / 3183 / 3184)**

**E-mail: cirsoc@inti.gob.ar
cirsoc@fm.gob.ar**

INTERNET: www.inti.gob.ar/areas/servicios-industriales/construcciones-e-infraestructura/cirsoc

Primer Director Técnico (✚ 1980): Ing. Luis María Machado

Directora Técnica hasta el presente Reglamento: Inga. Marta S. Parmigiani

Director Técnico: Ing. Daniel A. Ortega

*Área Técnica: Inga. Denise Y. Ruggiero
Ing. Gabriel Barrios Viglioni*

*Área de Apoyo: Lic. Mónica B. Krotz
Sr. Néstor D. Corti
Srta. Sofía Montenegro*

© 2025

**Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000**

**Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.
Printed in Argentina.**

ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Obras Públicas de la Nación
Secretaría de Vivienda y Hábitat de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Vial Federal
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Instituto Argentino de Normalización y Certificación
Techint
Acindar – Grupo Arcelor Mittal

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil
Federación Argentina de la Ingeniería Civil
Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesiones Afines de Salta
Asociación Argentina de Ensayos no Destructivos

Reconocimiento Especial

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American National Standards Institute (ANSI) y de la American Society of Civil Engineers (ASCE) por habernos permitido adoptar como base para el desarrollo de este Reglamento, los Capítulos 1, 2, 3, 4 y 8 del documento **Minimum Design Loads for Building and Other Structures** – conocido como ASCE 7-2010.*

ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DEL

**REGLAMENTO ARGENTINO DE
CARGAS PERMANENTES Y
SOBRECARGAS MÍNIMAS DE
DISEÑO PARA EDIFICIOS Y
OTRAS ESTRUCTURAS**

CIRSOC 101

Inga. Alicia Aragno
Ing. Gabriel Troglia

*Este Reglamento ha contado con la activa participación de la **Inga. Alicia Aragno** (como responsable del Área Acciones de **INTI-CIRSOC** hasta 2019, cuando debió jubilarse) y de la **Inga. Marta S. Parmigiani** (como responsable de la coordinación y Dirección Técnica de **INTI-CIRSOC** hasta 2022, cuando debió jubilarse), y completado por la **Oficina Técnica de INTI-CIRSOC**.*

AGRADECIMIENTOS

*El INTI-CIRSOC hace llegar su agradecimiento y reconocimiento al **Ing. Gabriel Troglia** por el texto del artículo 4.8 de este Reglamento referido a las sobrecargas sobre cubiertas livianas. El Ing. Troglia durante varios años expuso la necesidad de modificar ese artículo y fue el autor de la propuesta alternativa para subsanar un tema sobre el cual se recibieron numerosas observaciones.*

*Nuestro agradecimiento y reconocimiento también a todos los integrantes de la **Comisión Permanente de Estructuras de Acero de INTI-CIRSOC** por acompañar e impulsar la propuesta del Ing. Troglia para modificar el artículo 4.9 del Reglamento CIRSOC 101-2005 (actual 4.8).*

INDICE

CAPITULO 1. REQUISITOS GENERALES

1.1.	CAMPO DE VALIDEZ	1
1.2.	DEFINICIONES Y SIMBOLOGÍA	2
1.2.1.	Definiciones	2
1.2.2.	Simbología	5
1.3.	REQUISITOS BÁSICOS	6
1.3.1.	Resistencia y rigidez	6
1.3.1.1.	Procedimientos por resistencia	8
1.3.1.2.	Procedimientos basados en el desempeño	8
1.3.1.2.1.	Análisis	11
1.3.1.2.2.	Ensayos	11
1.3.1.2.3.	Documentación	13
1.3.1.2.4.	Revisión independiente	13
1.3.2.	Serviciabilidad (Condiciones de servicio)	13
1.3.3.	Fuerzas de coacción	14
1.3.4.	Análisis	14
1.3.5.	Lineamientos para contrarrestar las acciones estructurales	15
1.4.	INTEGRIDAD ESTRUCTURAL GENERAL	15
1.4.1.	Combinaciones de carga para cargas de integridad	16
1.4.1.1.	Combinaciones de cargas teóricas o hipotéticas para el diseño por resistencia	16
1.4.2.	Conexiones de vías de carga	16
1.4.3.	Fuerzas laterales	16
1.4.4.	Conexión a los soportes	17
1.4.5.	Anclaje de muros estructurales	17
1.4.6.	Cargas y eventos extraordinarios	17
1.5.	CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS	22
1.5.1.	Categorización en función del riesgo	22
1.5.2.	Categorías de riesgo múltiples	28
1.5.3.	Sustancias tóxicas, altamente tóxicas y explosivas	28
1.6.	AMPLIACIONES y MODIFICACIONES DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES	32
1.7.	PRUEBAS DE CARGA	32

CAPITULO 2. COMBINACIONES DE CARGAS

2.1.	GENERALIDADES	33
2.2.	SIMBOLOGÍA	34
2.3.	COMBINACIÓN DE CARGAS MAYORADAS UTILIZANDO DISEÑO POR RESISTENCIA	35
2.3.1.	Campo de validez	35
2.3.2.	Combinaciones básicas	35
2.3.3.	Combinaciones de carga incluyendo las cargas debidas a hielo atmosférico	38
2.3.4.	Combinaciones de carga incluyendo cargas debidas a coacción	38
2.3.5.	Combinaciones de carga para cargas no especificadas	39

2.4.	COMBINACIONES DE CARGA PARA EVENTOS EXTRAORDINARIOS	44
2.4.1.	Campo de validez	44
2.4.2.	Combinaciones de carga	44
2.4.2.1.	Capacidad de una estructura o elemento estructural	44
2.4.2.2.	Capacidad residual	44
2.4.3.	Requisitos de estabilidad	44

CAPITULO 3. CARGAS PERMANENTES

3.1.	CARGAS PERMANENTES	49
3.1.1.	Definición	49
3.1.2.	Pesos de los materiales y elementos constructivos	49
3.1.3.	Carga permanente debida al equipamiento fijo de servicio	50
3.1.4.	Carga debida a elementos divisorios	50

CAPITULO 4. SOBRECARGAS DE DISEÑO

4.1.	DEFINICIONES	61
4.2.	CARGAS NO ESPECIFICADAS	62
4.3.	SOBRECARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS	62
4.3.1.	Sobrecargas de diseño	62
4.3.2.	Requerimientos para elementos divisorios	68
4.3.3.	Estados de carga parciales	68
4.4.	CARGAS CONCENTRADAS	69
4.5.	CARGAS EN BARANDAS PASAMANOS, SISTEMAS DE PROTECCIÓN O DEFENSA, SISTEMAS DE BARRAS DE AGARRE Y SISTEMAS DE BARRERAS PARA VEHÍCULOS	70
4.5.1.	Cargas en barandas pasamanos y sistemas de protección o defensa	70
4.5.2.	Cargas en sistemas de barras de agarre	71
4.5.3.	Cargas en sistemas de barreras para vehículos	71
4.5.4.	Cargas en escaleras fijas	72
4.6.	CARGAS DE IMPACTO	72
4.6.1.	Generalidades	72
4.6.2.	Ascensores	72
4.6.3.	Maquinaria	72
4.6.4.	Estadios, tribunas y estructuras similares	73
4.7.	REDUCCION DE LA SOBRECARGA	73
4.7.1.	Generalidades	73
4.7.2.	Reducción en sobrecargas uniformes	75
4.7.3.	Sobrecargas pesadas	76
4.7.4.	Garajes para vehículos de pasajeros	76
4.7.5.	Lugares destinados a reuniones públicas	77
4.7.6.	Limitaciones para losas en una sola dirección	77
4.8.	SOBRECARGAS MÍNIMAS PARA CUBIERTAS	78

4.8.1.	Cubiertas inaccesibles salvo con fines de mantenimiento, planas (ya sean horizontales o con pendiente) y curvas	78
4.8.1.a)	Sobrecarga de mantenimiento para cubiertas pesadas	79
4.8.1.b)	Sobrecarga de mantenimiento para cubiertas livianas	83
4.8.2.	Cubiertas utilizadas con propósitos especiales	88
4.9.	CARGAS PRODUCIDAS POR PUENTES GRÚA	89
4.9.1.	Carga máxima de rueda	89
4.9.2.	Impacto vertical	89
4.9.3.	Fuerza transversal (bamboleo)	89
4.9.4.	Fuerza longitudinal (frenado)	89
4.10.	SOBRECARGAS PARA LOCALES DESTINADOS A COCHERAS DE AUTOMÓVILES	89
4.11.	SOBRECARGAS PARA BALCONES	90
4.12.	SOBRECARGAS PARA FÁBRICAS, TALLERES Y DEPÓSITOS	90
4.12.1.	Sobrecargas para fábricas y talleres	90
4.12.2.	Sobrecarga para depósitos	91
4.12.3.	Identificación de la sobrecarga	91
4.13.	AUTOELEVADORES	91
CAPÍTULO 5. CARGAS DEBIDAS A LA LLUVIA		
5.1.	SIMBOLOGÍA	93
5.2.	DRENAJE DE CUBIERTAS	93
5.3.	CARGA DE LLUVIA DE DISEÑO	94
5.4.	INESTABILIDAD POR ACUMULACIÓN DE AGUA	95
5.5.	DRENAJE CONTROLADO	97
BIBLIOGRAFÍA		101

CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES

1.1. CAMPO DE VALIDEZ

En el presente Reglamento se definen los términos más usados relacionados con las cargas permanentes y las sobrecargas de diseño, y se indican los valores mínimos a tener en cuenta en el cálculo de edificios y otras estructuras. No se incluyen las cargas de origen climático excepto las cargas debida a la lluvia.

Los **valores indicados en este Reglamento son valores nominales**. Excepto en los casos específicamente indicados, estos valores no incluyen los efectos dinámicos inherentes a la función de las cargas, los que se deberán analizar en los casos en que corresponda.

Las **cargas nominales** dadas en los Capítulos 3, 4 y 5 del presente Reglamento, serán utilizadas como tales en las combinaciones de acciones para los estados límites últimos y para los estados límites de servicio establecidos en los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC.

Este Reglamento es aplicable a todas las construcciones que se realicen dentro del territorio de la República Argentina. Su aplicación será obligatoria para todas las obras públicas nacionales.

Para los casos de carga no previstos en el presente Reglamento, o cuando las intensidades mínimas establecidas puedan superarse, se deberá efectuar la determinación y justificación de la carga y sobrecarga adoptadas.

A los efectos de determinar los diferentes estados de carga y las combinaciones que actúan en una estructura, el presente Reglamento se deberá aplicar conjuntamente con los **Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC que se detallan a continuación en sus versiones 2017 y posteriores** (tercera generación de reglamentos nacionales de seguridad estructural):

CIRSOC 102	<i>Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones.</i>
INPRES-CIRSOC 103 – Parte I	<i>Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte I: Construcciones en General.</i>
INPRES-CIRSOC 103 – Parte II	<i>Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte II: Construcciones de Hormigón Armado.</i>

C 1.1. CAMPO DE VALIDEZ

Los requisitos de carga mínima contenidos en este Reglamento se derivan de la investigación y el comportamiento en servicio de edificios y otras estructuras. Sin embargo, el Profesional que utilice este Reglamento debe ejercer su juicio responsable al aplicar estos requisitos a **“otras estructuras”**.

En este Reglamento se especifican cargas para algunas estructuras que no son edificios y en estos Comentarios se pueden encontrar recomendaciones adicionales.

Tanto las cargas como las combinaciones de cargas que se especifican en este Reglamento deben ser utilizadas en conjunto. Si se utilizaran cargas de alguna otra fuente con las combinaciones de carga especificadas en este Reglamento o viceversa, ***la fiabilidad del diseño resultante se vería afectada.***

En lo referente al formato, el texto del Reglamento está dividido en dos columnas; la columna izquierda corresponde a la parte reglamentaria (obligatoria) mientras que la columna derecha son Comentarios (no obligatoria) cuya finalidad es dar detalles relacionados con el desarrollo o sugerencias para el cumplimiento de los requisitos reglamentarios, el análisis de algunas consideraciones que se tuvieron en cuenta al redactar el Reglamento y citas a referencias bibliográficas complementarias.

INPRES-CIRSOC 103 – Parte III	Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte III: Construcciones de Mampostería.
INPRES-CIRSOC 103 – Parte IV	Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte IV: Construcciones de Acero.
CIRSOC 104	Reglamento Argentino de Acción de la Nieve y del Hielo sobre las Construcciones.
CIRSOC 108	Reglamento Argentino de Cargas de Diseño para las Estructuras durante su Construcción.
CIRSOC 201	Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.
CIRSOC 301	Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios.
CIRSOC 302	Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios.
CIRSOC 303	Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Acero de Sección Abierta Conformados en Frío.
CIRSOC 308	Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular.
CIRSOC 501	Reglamento Argentino de Estructuras de Mampostería.
CIRSOC 601	Reglamento Argentino de Estructuras de Madera.
CIRSOC 701	Reglamento Argentino de Estructuras de Aluminio.

No se permite utilizar para el diseño estructural Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC de diferentes generaciones dado que cada generación ha sido desarrollada como un conjunto cerrado, coherente y organizado.

1.2. DEFINICIONES Y SIMBOLOGÍA

1.2.1. Definiciones

Las siguientes definiciones se deben aplicar al contenido completo de este Reglamento:

A

Autoridad Fiscalizadora: Organismo que en la jurisdicción nacional, provincial o municipal en que se encuentra la obra, ejerce el poder de fiscalizar la seguridad de la construcción.

C

Cargas: Fuerzas y otras acciones que resultan del peso de todos los materiales del edificio, ocupantes y sus posesiones, efectos medioambientales, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.

Carga de servicio: Carga a la cual puede estar solicitado un elemento estructural durante el uso para el cual ha sido previsto.

Cargas gravitatorias: Son aquellas cargas producto del efecto de la fuerza de gravedad sobre las estructuras. Se incluyen las cargas permanentes, las sobrecargas y la carga de nieve.

Carga de larga duración: Aquella parte de la carga de servicio que permanecerá aplicada durante un período suficiente como para producir flechas, dependientes del tiempo, significativas.

Carga mayorada: Carga que, multiplicada por los factores de mayoración apropiados, se utiliza con el objeto de dimensionar los elementos mediante el método de diseño LRFD propuesto por los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC. Es el producto de la carga nominal por un factor de carga.

Cargas nominales: Las magnitudes de las cargas especificadas en este Reglamento para cargas permanentes, sobrecargas de diseño, y cargas debidas a la lluvia.

Cargas permanentes: son aquellas cargas en las cuales las variaciones en el tiempo son raras o de pequeña magnitud (despreciable en relación a su valor) con tiempo de aplicación prolongado. Todas las otras cargas son cargas variables (ver también cargas nominales).

Categoría de riesgo: Una categorización de edificios y otras estructuras para la determinación de las cargas debidas a la acción de la nieve, del hielo y del sismo basadas en el riesgo asociado con un desempeño inaceptable. Ver la **Tabla 1.5.1**.

Coacciones: Esfuerzos internos originados por fluencia lenta (deformación diferida), retracción de fraguado, variaciones de temperatura, cedimientos de vínculos, etc. Sólo se producen en estructuras hiperestáticas.

Construcciones esenciales: Edificios y otras estructuras que deben permanecer operativas en el caso de ocurrencia de cargas medioambientales extremas como pueden ser terremotos, tormentas

severas de viento o de nieve e inundaciones.

D

Diseño por resistencia: Método de dimensionar elementos estructurales de manera que las fuerzas computadas producidas en los elementos por las cargas afectadas por factores no excedan la resistencia de diseño del elemento. Es el producto de la resistencia nominal por un factor de resistencia.

E

Edificios: Estructuras, usualmente cerradas por tabiques o muros y una cubierta, construidos para proporcionar apoyo o protección para un determinado destino u ocupación.

Efectos de carga: Fuerzas y deformaciones producidas en los elementos estructurales debido a las fuerzas aplicadas.

Estado límite: Una condición más allá de la cual una estructura o elemento estructural se torna no apto para el servicio y se lo juzga que ya no es útil para la función que tenía asignada (estado límite de servicio) o bien que ya no es seguro (estado límite de resistencia).

Efecto P-Delta: El efecto de segundo orden sobre corte y momento de elementos de pórtico inducido por cargas axiales sobre el pórtico de edificio desplazado lateralmente.

F

Factor de carga: Un factor que tiene en cuenta las desviaciones de la carga real respecto de la carga nominal por las incertidumbres en el análisis que transforma la carga en efectos de carga, y por la probabilidad de que más de una carga extrema ocurra simultáneamente.

Factor de importancia: Un factor que tiene en cuenta el grado de riesgo para la vida humana, la salud y los bienes asociados con el daño a la propiedad o a la pérdida de uso u operatividad.

Factor de resistencia: Un factor que tiene en cuenta las desviaciones de la resistencia real de la resistencia nominal y el modo y consecuencias de falla (también llamada "factor de reducción de resistencia").

I

Instalaciones temporarias: Edificios u otras estructuras que estarán en servicio por un tiempo limitado y tienen un período de exposición limitado para cargas medioambientales.

O

Ocupación: El propósito para el cual un edificio u otra estructura o parte de ella, se usa o se dispone para su uso.

Otras estructuras: Estructuras, que no sean edificios, para las cuales se especifican las cargas en este Reglamento.

R

Resistencia de diseño: Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .

Resistencia nominal: Resistencia de un elemento o de una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño establecido en este reglamento, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

Resistencia requerida: Resistencia que necesita un elemento o una sección transversal, para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinados entre sí, según lo establecido en este Reglamento.

S

Sobrecargas: Son aquellas originadas por el uso y la ocupación de un edificio u otra estructura y no incluye cargas debidas a la construcción o provocadas por efectos ambientales, tales como nieve, viento, acumulación de agua por lluvia, sismo, etc.

Las sobrecargas en cubiertas son aquellas producidas por materiales, equipos o personal durante el mantenimiento y por objetos móviles o personas durante la vida útil de la estructura.

Sobrecarga de larga duración: Aquella parte de la sobrecarga de servicio que permanecerá aplicada durante un período suficiente como para provocar deformaciones por flexión, dependientes del tiempo, significativas.

Sobrecarga útil (gravitatoria): Sobrecarga especificada (sin factores de carga), consecuencia de la acción de la gravedad, debida a la ocupación y al uso (sobrecarga) de una estructura.

Sustancia altamente tóxica: Sustancia clasificada así en la Ley 24.051 – Ley Nacional de gestión de riesgo de sustancias tóxicas.

1.2.2. Simbología

F_x fuerza lateral de diseño mínima aplicada al **nivel** x de la estructura y utilizada con el propósito de evaluar la integridad

estructural según el artículo 1.4.2.

W_x	parte de la carga permanente total de la estructura, D , ubicada o asignada al nivel x .
D	carga permanente.
L	sobrecarga de diseño.
L_r	sobrecarga de diseño de cubierta.
N	carga teórica o hipotética utilizada para evaluar conformidad con los criterios mínimos de integridad estructural.
R	carga debida a la lluvia.
S	carga debida a la nieve.

1.3. REQUISITOS BÁSICOS

C 1.3. REQUISITOS BÁSICOS

1.3.1. Resistencia y rigidez

C 1.3.1. Resistencia y rigidez

Los edificios y otras estructuras, así como todas sus partes y elementos constitutivos se deberán diseñar y construir con la resistencia y rigidez adecuadas con el fin de proporcionar estabilidad estructural, proteger los componentes y sistemas no estructurales de daños inaceptables y cumplir con los requisitos de serviciabilidad establecidos en el artículo 1.3.2.

Los edificios y otras estructuras deberán satisfacer los estados límite de resistencia para los cuales están dimensionados los elementos estructurales y otros componentes, con el fin de soportar con seguridad, las cargas de diseño especificadas en este Reglamento y resistir las consecuencias del pandeo, fluencia lenta, fractura y otros desempeños inaceptables.

La resistencia adecuada a este fin se deberá demostrar utilizando uno o ambos de los siguientes procedimientos:

Este requisito se deberá aplicar no solo a los componentes estructurales sino también a los elementos no estructurales, cuya falla podría representar un riesgo substancial para la seguridad o implicar otros tipos de riesgos.

- a) **Procedimientos por Resistencia** especificados en el artículo 1.3.1.1, ó
- b) **Procedimientos basados en el Desempeño** de acuerdo con el artículo 1.3.1.2 siempre que lo autorice la Autoridad Fiscalizadora para proyectos individuales.

El **Reglamento CIRSOC 102** especifica las cargas de viento que se deberán considerar en el diseño de los revestimientos mientras que el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte I** especifica las acciones sísmicas que se deberán considerar tanto en el diseño de los componentes no estructurales como en el de los sistemas de los que forman parte.

Cuando se considere la resistencia a eventos extraordinarios se deberá utilizar el artículo 2.4.

Aunque la **resistencia** constituye una preocupación sustancial de este Capítulo, la misma no se puede considerar independiente de la **rigidez**. Además de las consideraciones de capacidad de servicio, entre las cuales la **rigidez es una consideración primordial, las estructuras deberán tener la rigidez adecuada para asegurar la estabilidad**.

Además, la **magnitud de la carga** que se impone a una estructura para algunas condiciones de carga, incluidos los sismos, el viento y la acumulación de agua en cubiertas o techos, es una **función directa de la rigidez de la estructura**.

Otra consideración importante relacionada con la rigidez, es el daño a los **componentes no estructurales** que resulta de las deformaciones estructurales. El desempeño aceptable de los componentes no estructurales requiere que la rigidez estructural sea suficiente para evitar deformaciones excesivas o que los componentes puedan absorber las deformaciones previstas.

Los **Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC** vigentes en nuestro país, especifican los factores de resistencia a ser utilizados en los procedimientos de diseño por resistencia a los que hace referencia el artículo 1.3.1.1.

Las resistencias especificadas han sido definidas utilizando procedimientos compatibles con aquellos empleados para establecer **las combinaciones de cargas especificadas en el Capítulo 2 de este Reglamento**.

Cuando éstas combinaciones de carga y las resistencias correspondientes se utilizan en conjunto, proporcionan fiabilidades aproximadamente similares a las indicadas en la **Tabla C 1.3.1**.

Los documentos internacionales que se han desarrollado de esta forma son los siguientes:

- **American Concrete Institute - ACI**
ACI 318- Buildings Code Requirement for Concrete
- **American Institute of Steel Construction -AISC**
AISC 360- Specifications for Structural Steel Structures
AISC 341- Seismic Provisions for Steel Structures
AISC 358- Prequalified Connections for Building and Other Structures
- **American Iron and Steel Institute - AISI**
S100-07 North American Specifications for The Design of Cold Formed Steel Structural Members
- **American Forest & Paper Association -AF&PA**
ANSI/AF&PA- NDS-2005 National Design Specifications for Wood Construction
ANSI/AF&PA- SDPWS-2008-Special Design Provisions for Wind & Seismic
- **Aluminium Association - AA**
Specification for Aluminium Structures
- **American Wood Council - AWC**
ANSI/AF&PA- NDS-2005 National Design Specifications for Wood Construction
- **American Society of Civil Engineers - ASCE**
SEI/ASCE- Standard 8-02- Specification for the Design of cold-Formed Stainless Steel Structural Members
- **The Masonry Society - TMS**
TMS 402/ACI 530 /ASCE 5 Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures

Como puede observarse, estos Códigos Internacionales han sido utilizados de base para el desarrollo de todos los

Reglamentos CIRSOC para los distintos materiales, vigentes en la actualidad.

Tabla C 1.3.1. Fiabilidad aceptable (máxima probabilidad anual de falla) e índices de fiabilidad ⁽¹⁾ asociados a β para condiciones de carga que no incluyen sismo ⁽²⁾

Tipo de falla	Categoría de ocupación			
	I	II	III	IV
Falla que no es repentina y que no conduce a la progresión generalizada del daño	$P_f = 1,25 \times 10^{-4}$ año $\beta = 2,5$	$P_f = 3,0 \times 10^{-5}$ año $\beta = 3,0$	$P_f = 1,25 \times 10^{-5}$ año $\beta = 3,25$	$P_f = 5,0 \times 10^{-6}$ año $\beta = 3,5$
Falla que puede ser tanto repentina como que conduzca a una progresión generalizada del daño	$P_f = 3,0 \times 10^{-5}$ año $\beta = 3,0$	$P_f = 5,0 \times 10^{-6}$ año $\beta = 3,5$	$P_f = 2,0 \times 10^{-6}$ año $\beta = 3,75$	$P_f = 7,0 \times 10^{-7}$ año $\beta = 4,0$
Falla que es repentina y origina una progresión generalizada del daño	$P_f = 5,0 \times 10^{-6}$ año $\beta = 3,5$	$P_f = 7,0 \times 10^{-7}$ año $\beta = 4,0$	$P_f = 2,5 \times 10^{-7}$ año $\beta = 4,25$	$P_f = 1,0 \times 10^{-7}$ año $\beta = 4,5$
(1) Los <i>índices de fiabilidad</i> se especifican para un <i>periodo de servicio de 50 años</i>, mientras que las <i>probabilidades de falla</i> se han considerado <i>anuales</i>. Las expresiones presentadas en el artículo 2.3.6. <i>Combinaciones de Carga para Cargas no Especificadas</i>, están basadas en índices de fiabilidad para <i>50 años</i> porque los requisitos de combinaciones de carga dados en el artículo 2.3.2 se basan en cargas máximas en <i>50 años</i>. (2) El Comentario al artículo 2.4 incluye referencias a publicaciones que describen el desarrollo histórico de estas fiabilidades.				

1.3.1.1. Procedimientos por resistencia

Los componentes estructurales y no estructurales y sus conexiones deberán tener la resistencia adecuada para resistir las combinaciones de carga especificadas en los **Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC** sin exceder los estados límite de resistencia aplicables para los materiales de construcción.

1.3.1.2. Procedimientos basados en el desempeño

Tanto para los componentes estructurales y no estructurales como para sus conexiones, se deberá demostrar mediante análisis o mediante una combinación de análisis y ensayo, que proporcionan una fiabilidad no menor que la esperada para componentes similares, diseñados según los Procedimientos por Resistencia especificados en el artículo 1.3.1.1, cuando estén sujetos a la acción de cargas permanentes, sobrecargas de diseño, cargas ambientales y otras cargas. Se deben considerar las incertidumbres en cargas y resistencia.

C 1.3.1.2. Procedimientos basados en el desempeño

El artículo 1.3.1.2 presenta procedimientos alternativos basados en el desempeño que se pueden utilizar en lugar de los procedimientos especificados en el artículo 1.3.1.1 para demostrar que un edificio u otra estructura, o partes de éstos, tienen suficiente resistencia.

El código ASCE 7-2010 explicita que estos procedimientos están destinados a ser métodos paralelos a los procedimientos denominados **“métodos y medios alternativos”**, que han estado contenidos en los códigos de edificación de Estados Unidos por muchos años. Dichos procedimientos permiten el uso de materiales, diseño y métodos de construcción diferentes de los requisitos prescriptivos de dichos códigos de edificación siempre que

se pueda demostrar que proveen un desempeño equivalente.

Tales procedimientos son útiles y necesarios porque permiten la innovación y el desarrollo de nuevos enfoques antes de que los códigos de edificación y los reglamentos tengan la oportunidad de proporcionar estos nuevos enfoques en sus textos.

Estos procedimientos permiten además, utilizar métodos alternativos para aquellas estructuras especiales, las cuales por medio de su ocupación, uso y otras características, pueden proveer un desempeño aceptable sin el cumplimiento de los requisitos prescriptivos.

El artículo 1.3.1.2 requiere demostrar que un diseño tiene resistencia adecuada para proporcionar una probabilidad de falla equivalente, o menor, bajo carga, que aquella adoptada como base para los requisitos prescriptivos para edificios y estructuras con **Categorías de riesgo** comparables.

La **Tabla C 1.3.1** resume las metas de desempeño asociadas con la protección contra fallas estructurales que se aproximan a aquellas pensadas teóricamente para ser alcanzadas utilizando procedimientos de **Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)**.

Es importante señalar que los requisitos de ASCE 7 y sus documentos complementarios de referencia, están destinados a ir más allá de la protección contra las fallas estructurales. Están destinados también a brindar protección de la propiedad y económica para eventos pequeños, en la medida de lo posible, así como para mejorar la probabilidad de que las instalaciones críticas funcionen después de la ocurrencia de tormentas severas, tornados, ciclones, terremotos y eventos similares.

Si bien estos objetivos son una parte importante de los requisitos de ASCE 7, en la actualidad no existe documentación con respecto a la fiabilidad que se pretende con respecto a estos objetivos.

En consecuencia, **la Tabla C 1.3.1 presenta sólo consideraciones de seguridad.**

En parte, los requisitos de serviciabilidad (capacidad de servicio) especificados en el artículo 1.3.2 abordan estos otros objetivos. Es esencial que estos otros criterios de desempeño sean considerados cuando se implementen los procedimientos dados en el artículo 1.3.1.2.

Los procedimientos alternativos especificados en el artículo 1.3.1.2 están destinados a utilizarse en el diseño de proyectos individuales antes que como base para calificaciones generales o amplias de nuevos sistemas estructurales, productos o componentes. **Los procedimientos para tales calificaciones están más allá del campo de validez de ASCE 7 y de este Reglamento.**

El cumplimiento de lo especificado en el artículo 1.3.1.2 se deberá demostrar mediante análisis, ensayos, o una combinación de ambos.

Es importante señalar que los objetivos de desempeño tabulados en la **Tabla C 1.3.1** son de naturaleza probabilística, existiendo una incertidumbre inherente asociada con la predicción de la intensidad de carga que experimentará una estructura, con la resistencia real de los materiales incorporados en la construcción, con la calidad de la construcción, y el estado de la estructura al momento de la carga.

Ya sea que se utilicen ensayos, análisis o una combinación de ambos, se deberán adoptar medidas para considerar estas incertidumbres y garantizar que la probabilidad de un desempeño deficiente sea aceptablemente baja.

Se pueden utilizar métodos rigurosos de análisis de fiabilidad para demostrar que la fiabilidad de un diseño cumple, o se aproxima, a los indicados en la **Tabla C 1.3.1**.

Si bien estos análisis ciertamente constituyen un enfoque aceptable para satisfacer los requisitos del artículo 1.3.1.2, no se pretende que estos sean los únicos enfoques aceptables.

El Código ASCE 7 recomienda aceptar cualquier método que evalúe la probabilidad de falla considerando las incertidumbres potenciales a satisfacción de todas las partes intervinientes en el Proyecto y de la Autoridad Fiscalizadora Jurisdiccional o Autoridad de Aplicación.

Dado que la mayoría de las autoridades y funcionarios de la construcción y otras autoridades jurisdiccionales, no tienen la experiencia necesaria para juzgar la idoneidad de los diseños que se justifican utilizando los procedimientos especificados en el artículo 1.3.1.2, una parte esencial de este proceso lo constituye la revisión por profesionales (pares) independientes.

Dicha revisión puede ayudar a reducir la posibilidad de que el Proyectista Estructural matriculado pase por alto o malinterprete uno o más comportamientos potenciales que podrían resultar en un desempeño deficiente. La revisión independiente también puede ayudar a establecer el cumplimiento de un nivel apropiado de cuidado durante el diseño.

Para que la revisión sea efectiva, los revisores deberán tener la experiencia y comprensión adecuadas con respecto a los tipos de estructuras, cargas, métodos de análisis y ensayos que se utilicen en los procedimientos.

Los procedimientos alternativos especificados en el artículo 1.3.1.2 se pueden usar para demostrar la idoneidad para uno, o quizás para algunos tipos de carga, mientras que los procedimientos más estandarizados dados en el artículo 1.3.1.1 se deben utilizar para demostrar la idoneidad para otros tipos de carga.

Por ejemplo, es relativamente común usar procedimientos alternativos para demostrar una resistencia adecuada a sismos, fuego o explosión, mientras que los procedimientos prescriptivos normalizados, especificados en el artículo 1.3.1.1 se deben utilizar para todas las otras consideracio-

nes de carga.

Es importante tener en cuenta que la provisión de una resistencia adecuada no es por sí mismo un requisito para asegurar un desempeño apropiado. También son muy importantes las **consideraciones de comportamiento en servicio e integridad estructural**.

El uso de los procedimientos alternativos especificados en el artículo 1.3.1.2 no pretende ser una alternativa a los requisitos dados en los artículos 1.3.2, 1.3.3, 1.3.4, 1.3.5 ó 1.4 de este Reglamento.

1.3.1.2.1. Análisis

El análisis deberá emplear **métodos racionales** basados en principios aceptados de la ingeniería mecánica y deberán considerar todas las fuentes significativas de deformación y resistencia. Las suposiciones acerca de la rigidez, resistencia, amortiguación y otras propiedades de los componentes y sus conexiones incorporados en el análisis, se deberán basar en datos de ensayos aprobados o en códigos internacionales de reconocido prestigio vigentes.

1.3.1.2.2. Ensayos

Los ensayos utilizados para corroborar la capacidad de desempeño de los componentes estructurales y no estructurales y sus conexiones bajo carga, deberán representar con exactitud los materiales, la configuración, la construcción, la intensidad de carga y las condiciones de borde establecidas para la estructura.

Cuando exista una norma o un procedimiento aprobado que rija los ensayos de componentes similares, tanto el programa de ensayo como la determinación de los valores de diseño del programa de ensayos deberán estar de acuerdo con dichas normas y procedimientos.

Cuando no existan tales normas y procedimientos, las muestras se deberán construir en una escala similar a la de la aplicación prevista, a menos que se pueda demostrar que los efectos de escala no son significativos para el desempeño indicado.

La evaluación de los resultados de ensayos se deberá realizar sobre la base de los valores obtenidos de **no menos de 3 ensayos**, siempre que la desviación de cualquier valor obtenido de un solo ensayo no varíe del valor medio de todos los ensayos en más de un **15 %**.

Cuando dicha desviación del valor promedio de cualquier ensayo exceda el **15 %**, entonces se deberán realizar ensayos adicionales hasta que la desviación de cualquier ensayo del valor promedio no supere el **15 %** o se hayan realizado un mínimo de **6 ensayos**.

C 1.3.1.2.2. Ensayos

Las pruebas y ensayos en laboratorio de los materiales y componentes construidos a partir de esos materiales, **es una parte esencial del proceso de validación del desempeño de estructuras y componentes no estructurales bajo carga**.

Las resistencias de diseño especificadas en los Reglamentos vigentes, utilizadas con los Procedimientos de Resistencia especificados en el artículo 1.3.1.1 se basan en importantes y completos ensayos de laboratorio como también en muchos años de experiencia en el comportamiento de estructuras diseñadas utilizando ASCE 7 en estructuras reales.

De manera similar, las técnicas de modelado analítico, habitualmente utilizadas por los Proyectistas Estructurales para predecir el comportamiento de estos sistemas, se han comparado y validado con las pruebas y ensayos de laboratorio.

Cuando se utilicen procedimientos basados en el desempeño, será esencial realizar una evaluación comparativa similar de la resistencia, del desempeño de los componentes y de los modelos analíticos.

Cuando en un diseño se utilicen sistemas y componentes que estén dentro del alcance de los estándares de la industria, el modelado analítico de estos sistemas y sus componentes y sus resistencias se debería realizar de acuerdo con esos estándares y la práctica de la industria, a menos que nuevos datos y ensayos sugieran que otros supuestos son más apropiados.

No se deberá eliminar ningún ensayo a menos que se presente una justificación para su exclusión.

Los informes de los ensayos deberán documentar la ubicación, la hora y fecha del ensayo, las características de la muestra ensayada, las instalaciones del laboratorio, la configuración del ensayo, la carga aplicada y la deformación bajo carga como así también la ocurrencia de cualquier daño sufrido por la muestra, junto con la carga y la deformación en la cual tuvieron lugar tales daños.

Cuando se vayan a utilizar nuevos sistemas, componentes o materiales se deberán realizar ensayos de laboratorio para definir las suposiciones y resistencias de modelado adecuadas.

Ningún protocolo único es apropiado para el uso en ensayos de laboratorio de componentes estructurales y no estructurales. El número apropiado y los tipos de ensayos que se deberían realizar, dependerán del tipo de carga a la que estará sujeto el componente, la complejidad del comportamiento de su comportamiento, los modos de falla que puede presentar, las consecuencias de esta falla, y la variabilidad asociada con el comportamiento.

Las resistencias se deberían seleccionar para suministrar una probabilidad aceptablemente baja de **desempeño no aceptable**. Los Comentarios al Capítulo 2 proporcionan orientación con respecto al cálculo de los factores de carga y resistencia que se pueden emplear para este propósito, cuando se utilicen procedimientos LRFD.

Independientemente de los medios utilizados para demostrar un desempeño aceptable, los ensayos deberían ser suficientes para proporcionar una comprensión del valor medio probable y de la variabilidad de la resistencia o el desempeño del componente. Para materiales o componentes que exhiban una variabilidad significativa en el comportamiento, como resultado ya sea de la mano de obra, de la variación del material o de los modos de comportamiento frágiles, se puede requerir una gran cantidad de pruebas con el fin de caracterizar adecuadamente tanto los valores medios como la dispersión.

Rara vez será posible realizar una cantidad de ensayos tan importante como parte de un proyecto individual. Por lo tanto, y por razones de practicidad, ASCE 7 permite un pequeño número de ensayos, con ese número basado en la variabilidad observada.

Cuando se observe una alta variabilidad en los datos de este ensayo, el requisito mínimo de seis ensayos no será adecuado para establecer con confianza ni el valor medio real ni la variabilidad. Por esta razón se debería tener la precaución adecuada al desarrollar la resistencia de los componentes o las medidas de desempeño basadas en estas pruebas limitadas.

Esta es la razón principal por la que los procedimientos de este Capítulo se limitan a su uso en proyectos individuales y no están pensados como un medio de obtener la precalificación de nuevos sistemas, materiales o componentes para una amplia aplicación.

En EEUU algunas industrias y estándares industriales han adoptado protocolos y procedimientos normalizados para ensayos de calificación. Por ejemplo, AISC 341, Apéndice S, especifica los ensayos requeridos para la calificación de conexiones utilizadas en ciertos sistemas de acero sismorresistentes. La industria de los paneles estructurales de madera generalmente ha adoptado los protocolos de ensayo desarrollados por el proyecto del Consorcio de Universidades para la Investigación en Ingeniería Sísmica (Krawinkler et al., 2002).

Cuando un material, componente o sistema es similar a aquellos para los que ya existe un procedimiento, protocolo o norma industrial, se debería utilizar ese documento a menos que se pueda demostrar a satisfacción de la Revisión de los Pares Profesionales o de la Autoridad Fiscalizadora o Jurisdiccional que se pueden obtener resultados más apropiados utilizando procedimientos y protocolos alternativos.

1.3.1.2.3. Documentación

Tanto los procedimientos utilizados para demostrar el cumplimiento de este artículo del Reglamento como los resultados del análisis y los ensayos realizados, se deberán documentar en uno o más informes presentados a la Autoridad Fiscalizadora y a la revisión de un profesional independiente.

1.3.1.2.4. Revisión independiente

Los procedimientos y resultados de análisis, ensayos y cálculos utilizados para demostrar el cumplimiento de los requisitos de este artículo deberán estar sujetos a la revisión de un profesional independiente aprobado por la Autoridad Fiscalizadora.

La **revisión profesional independiente** deberá ser realizada por uno o más profesionales que tengan la experiencia y el conocimiento necesario para evaluar el cumplimiento de lo establecido, incluyendo el conocimiento del desempeño esperado, el comportamiento estructural y de los componentes, las cargas particulares consideradas, el tipo de análisis estructural realizado, los materiales de construcción y ensayos de laboratorio de elementos y componentes para determinar la resistencia estructural y las características de desempeño.

La revisión deberá incluir las hipótesis, criterios, procedimientos, cálculos, modelos analíticos, configuración del ensayo, datos del ensayo, dibujos finales e informes.

Una vez concluida la revisión, el o los profesionales participantes deberán remitir un informe a la Autoridad Fiscalizadora indicando el alcance de su revisión y sus resultados.

1.3.2. Serviciabilidad (Condiciones de servicio)

Los sistemas estructurales y sus elementos se deberán diseñar para tener **la rigidez adecuada** que permita limitar las deformaciones por flexión, el desplazamiento lateral, las vibraciones y cualquier otra deformación que afecte adversamente el uso previsto y el desempeño de los edificios y otras estructuras.

C 1.3.2. Serviciabilidad (Condiciones de servicio)

Los edificios y otras estructuras deberán satisfacer, además de los estados límite de resistencia, los **estados límite de capacidad de servicio** que definen el comportamiento funcional y el comportamiento bajo carga e incluyen elementos tales como deformación y vibración.

En los Estados Unidos, los **estados límite de resistencia** se han especificado tradicionalmente en los códigos de construcción porque controlan la seguridad de la estructura. En cambio los **estados límite de capacidad de servicio**, que generalmente no son catastróficos, definen un

nivel de calidad de la estructura o elemento estructural y son una cuestión de juicio profesional en cuanto a su aplicación.

Los **estados límite de capacidad de servicio** involucran las percepciones y expectativas del Propietario o Usuario y constituyen un asunto contractual entre el Propietario o Usuario y el Proyectista Estructural y el Constructor. Por esta razón y porque los beneficios son a menudo subjetivos y difíciles de definir o cuantificar, **los estados límite de capacidad de servicio**, en su mayor parte, no están incluidos en el modelo de códigos de construcción de Estados Unidos.

El hecho de que los estados límite de servicio normalmente no estén codificados no debería disminuir su importancia. Exceder un estado límite de capacidad de servicio en un edificio u otra estructura generalmente significa que su función se verá interrumpida o deteriorada debido a los daños o deterioros menores ubicados localmente o debido a la incomodidad o molestia de los ocupantes.

1.3.3. Fuerzas de coacción

Se deberán adoptar medidas anticipadas para las **fuerzas de coacción** que surjan de los asentamientos diferenciales de las fundaciones y de los cambios dimensionales restringidos debidos a la temperatura, la humedad, la retracción, la fluencia lenta, y efectos similares.

C 1.3.3. Fuerzas de coacción

Las estructuras restringidas que experimentan cambios dimensionales desarrollan fuerzas de coacción.

Los ejemplos incluyen momentos en pórticos rígidos que sufren asentamientos diferenciales de sus fundaciones y cortes en muros de carga que soportan losas de hormigón que se contraen.

A menos que se adopten disposiciones específicas para las fuerzas de coacción, las tensiones en los elementos estructurales, ya sea solas o en combinación con tensiones de cargas externas, pueden ser lo suficientemente altas como para causar daños estructurales.

En muchos casos, **la magnitud de las fuerzas de coacción** puede ser determinadas mediante análisis de la contracción (retracción) esperada, las variaciones de temperatura, el movimiento de las bases y fundaciones, etc. Sin embargo, no siempre es práctico determinar la magnitud de las fuerzas de coacción.

Frecuentemente los Proyectistas Estructurales prevén las fuerzas de coacción especificando juntas de construcción, sistemas estructurales adecuados u otros detalles para minimizar los efectos de las mismas.

Este Capítulo del Reglamento **no tiene la intención de requerir que el Proyectista Estructural prevea fuerzas de coacción que no se pueden anticipar durante el diseño**. Un ejemplo es el asentamiento resultante de futuras excavaciones adyacentes.

1.3.4. Análisis

Los efectos debidos a las cargas en los elementos estructurales individuales deberán ser determinados por medio de métodos de análisis estructural que

consideren el equilibrio, la estabilidad general, la compatibilidad geométrica y las propiedades de los materiales a corto y largo plazo.

Los elementos que tienden a acumular deformaciones residuales bajo cargas de servicio repetidas deberán haber incluido en su análisis las excentricidades adicionales que se esperan que ocurran durante su vida útil.

1.3.5. Lineamientos para contrarrestar las acciones estructurales

Todos los elementos y sistemas estructurales, así como todos los elementos componentes y revestimientos de un edificio u otra estructura, deberán estar diseñados para resistir las fuerzas debidas a la acción del viento y de los sismos, considerando el vuelco, el deslizamiento y el levantamiento, debiendo proporcionarse trayectorias de carga continuas para transmitir estas fuerzas a la fundación.

Cuando se utilice el método del deslizamiento para aislar elementos, los efectos de la fricción entre los elementos deslizantes se deberán incluir como una fuerza.

Cuando toda o una parte de la resistencia a estas fuerzas sea proporcionada por la carga permanente, la misma se deberá tomar como la carga permanente mínima que probablemente estará presente en el lugar durante el evento que cause las fuerzas consideradas. Se deberán considerar los efectos de las deformaciones por flexión, tanto verticales como horizontales resultantes de tales fuerzas.

1.4. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL GENERAL

Todas las estructuras deberán estar provistas de una **trayectoria de carga continua** de acuerdo con los requerimientos del artículo 1.4.2 y deberán tener un sistema resistente a fuerzas laterales completo con adecuada resistencia para soportar las fuerzas indicadas en el artículo 1.4.3.

Todos los elementos del sistema estructural deberán estar conectados a sus elementos soportes de acuerdo con el artículo 1.4.4.

Los muros estructurales deberán estar anclados a diafragmas y soportes de acuerdo con el artículo 1.4.5.

Los efectos sobre la estructura y sus componentes debidos a las fuerzas establecidas en este artículo se deberán considerar como **carga teórica (hipotética) N** , y deberá ser combinada con los efectos de otras cargas, de acuerdo con las combinaciones de carga dadas en el artículo 2.3.

C 1.4. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL GENERAL

Los artículos 1.4.1 a 1.4.4 presentan criterios de resistencia mínima destinados a garantizar que todas las estructuras estén provistas de una interconectividad mínima de sus elementos y que esté previsto un sistema completo de resistencia a fuerza lateral con suficiente resistencia como para proporcionar estabilidad bajo cargas gravitatorias y cargas laterales nominales, fuerzas que son independientes del diseño para la acción del viento, del sismo y de otras cargas previstas.

El cumplimiento de estos criterios proporcionará **integridad estructural** para el servicio normal y para los eventos menores imprevistos que se puedan esperar razonablemente que ocurran a lo largo de su vida útil.

Para aquellas estructuras que albergan un gran número de personas, o cuyas funciones son necesarias para proteger la seguridad pública o cuyas ocupaciones puedan ser objeto de sabotaje o ataque intencional, se debería incorporar a los diseños una protección más rigurosa que la proporcionada por estos artículos.

Cuando la resistencia de los materiales dependa de la duración de la carga, se permitirá adoptar cargas teóricas o hipotéticas teniendo una duración de **10 minutos**.

1.4.1. Combinaciones de carga para cargas de integridad

Las **cargas teóricas o hipotéticas**, N , especificadas en los artículos 1.4.2 a 1.4.5 se deberán combinar con otras cargas de diseño de acuerdo con el artículo 1.4.1.1 para diseño por resistencia.

1.4.1.1. Combinaciones de cargas teóricas o hipotéticas para el diseño por resistencia

$$1,2 D + 1,0 N + L + 0,2 S$$

$$0,9 D + 1,0 N$$

1.4.2. Conexiones de vías de carga

Todas las partes de la estructura entre juntas de separación deberán estar interconectadas con el fin de formar una trayectoria continua para el sistema resistente a fuerzas laterales, y las conexiones deberán ser capaces de transmitir las fuerzas laterales inducidas por las partes que están conectadas. Cualquier pequeña porción de la estructura deberá estar conectada a la estructura restante con elementos que tengan resistencia suficiente para soportar una **fuerza no menor que 5 % del peso de la porción**.

1.4.3. Fuerzas laterales

Cada estructura se deberá analizar para determinar los efectos de las **fuerzas laterales estáticas** aplicadas independientemente en cada una de las dos direcciones ortogonales. En cada dirección, las fuerzas laterales estáticas en todos los niveles se deberán aplicar simultáneamente. A los fines del análisis, la fuerza en cada nivel se deberá determinar utilizando la siguiente expresión:

$$F_x = 0,01 W_x \quad (1.4.1)$$

siendo:

F_x la fuerza lateral de diseño aplicada al **piso** x ,

W_x la porción de carga permanente total de la estructura, D , localizada o asignada al **nivel** x .

Este Reglamento considera que las estructuras explícitamente diseñadas para estabilidad, incluyendo los efectos de segundo orden, cumplen con los requisitos de este artículo.

Para tales estructuras, se pueden y deberían adoptar precauciones adicionales en el diseño de estructuras, con el fin de limitar los efectos del colapso local y poder prevenir o minimizar el colapso progresivo de acuerdo con los procedimientos especificados en el artículo 2.5, según lo establecido en el artículo 1.4.5.

El **colapso progresivo** se define como la propagación de una falla local inicial de un elemento a otro, que eventualmente origina el colapso de una estructura completa o de una parte desproporcionadamente grande de ella.

Algunos autores han definido la **resistencia al colapso progresivo** como la capacidad de una estructura de acomodarse (adecuarse) con solo fallas locales, a la remoción teórica de cualquier elemento estructural individual que la constituye.

Además de la posibilidad de daño adicional que pueden causar los escombros no controlados del elemento estructural fallado, parece prudente considerar si en el evento anormal fallará solo un elemento estructural.

Dado que los accidentes, el mal uso y el sabotaje son normalmente eventos imprevisibles, no se pueden definir con precisión. Asimismo, la **integridad estructural general** es una cualidad que no se puede expresar en términos simples.

El propósito del artículo 1.4 del Reglamento y el de este comentario es dirigir la atención al problema del **colapso local**, presentando pautas para su manejo que ayudarán al Proyectista Estructural y promoverán la coherencia en el tratamiento de todo tipo de estructuras y en todos los materiales de construcción.

En el documento original, que se ha adoptado de base para el desarrollo de este Reglamento se puede leer que **ASCE** no pretende, en este momento, que su documento ASCE 7-2010 establezca eventos específicos a ser considerados durante el diseño o que se proporcionen criterios de diseño específicos para minimizar el riesgo de **colapso progresivo**.

Accidentes, mal uso, sabotaje y sus consecuencias

Además del uso indebido involuntario o intencional, algunos de los incidentes que pueden causar un colapso local (Leyendecker et al., 1976) son explosiones causadas por la ignición de gas o líquidos industriales; fallas de calderas; impacto de vehículos; impacto de objetos que caen; efectos de excavaciones adyacentes; errores graves de construcción; vientos muy fuertes como tornados; y sabotaje.

Generalmente, tales eventos anormales no serían parte de las consideraciones normales de diseño. La distinción entre **colapso general** y **colapso local limitado** se puede hacer de la siguiente forma:

1.4.4. Conexión a los soportes

Para resistir una fuerza horizontal que actúa paralela al elemento, se deberá proporcionar una conexión positiva para cada viga, viga principal o reticulado, ya sea directamente a sus elementos soporte o a losas diseñadas para actuar como diafragmas. Cuando la conexión se materialice a través de un diafragma, el elemento soporte del elemento estructural deberá estar también conectado al diafragma.

La conexión deberá tener la resistencia necesaria para soportar una fuerza equivalente al **5 %** de las cargas permanentes no mayoradas más la reacción a la sobrecarga de diseño impuesta por el elemento soportado sobre el elemento estructural soporte.

1.4.5. Anclaje de muros estructurales

Los muros diseñados para resistir cargas verticales o resistencia al corte lateral para una parte de la estructura se deberán anclar a la cubierta y a todos los pisos y elementos que brinden soporte lateral al muro o que estén soportados por él.

Las conexiones deberán ser capaces de resistir una fuerza horizontal perpendicular al plano del muro igual a **0,2 veces** el peso del muro tributario a la conexión, pero no menor que **0,24 kN/m²**.

1.4.6. Cargas y eventos extraordinarios

Cuando se considere el diseño por resistencia para cargas y eventos extraordinarios, se deberá proceder de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.4.

1) Colapso general. La demolición inmediata y deliberada de toda una estructura mediante explosivos escalonados es un ejemplo obvio de colapso general.

Además, la falla de una columna en una estructura de una, dos, tres o hasta incluso cuatro columnas podría precipitar un colapso general porque cada columna que presenta una falla local es una parte significativa del sistema estructural integral en ese nivel.

De manera similar, la falla de un elemento portante importante en el piso inferior de una estructura de dos o tres pisos podría causar el colapso general de toda la estructura.

Dichos colapsos están más allá del alcance de las disposiciones que se consideran en este documento. Ha habido numerosos casos de colapso general que se han producido como resultado de eventos tales como deslizamientos de tierra, inundaciones, sabotajes, atentados, etc.

2) Colapso local limitado

Un ejemplo de **colapso local limitado** sería la contención del daño en los tramos y pisos adyacentes después de la destrucción de una o varias columnas vecinas en una estructura de varios tramos.

Otro ejemplo de **colapso local limitado** lo constituye la contención de los daños circunscriptos a un área de dos o tres pisos de una estructura más alta, después de la falla de una sección del muro de carga en un piso.

Ejemplos de Colapso general

1) Edificio Ronan Point

Un caso resonante de **colapso local** que progresó y afectó a una parte desproporcionada del edificio completo (y por lo tanto es un ejemplo del tipo de falla que nos preocupa aquí) fue el desastre de Ronan Point, que llamó la atención de la profesión sobre el tema de la **integridad estructural general** en los edificios.

Ronan Point era un edificio de departamentos de 22 pisos de alto construido con grandes paneles portantes de hormigón prefabricado en Canning Town, Inglaterra. En marzo de 1968, una explosión de gas en un departamento del piso 18 hizo estallar la pared de una sala.

La pérdida de esa pared provocó el derrumbe de toda la esquina del edificio. Los departamentos sobre el piso 18, al perder repentinamente el apoyo desde abajo y al no estar lo suficientemente vinculados y reforzados, se derrumbaron uno tras otro.

Los escombros que cayeron fueron rompiendo los sucesivos pisos y paredes debajo del piso 18, y la falla progresó hasta el nivel del terreno. Una mejor continuidad y ductilidad podría haber reducido la cantidad de daño en Ronan Point.

Otro ejemplo es la falla de un estacionamiento de un piso reportado en Granstrom and Carlsson (1974). El colapso de un pórtico transversal bajo una concentración de nieve provocó el posterior colapso progresivo de toda la cubierta de techo, que estaba sostenida por 20 pórticos transversales del mismo tipo.

En la publicación de Seltz-Petrash (1979), **Winter roof collapses: bad luck or bad design**, se mencionan colapsos progresivos similares.

2) Edificio Federal Alfred P. Murrah

En abril de 1995, un camión que contenía aproximadamente 2300 kg de explosivos a base de fertilizantes, conteniendo nitrato de amonio, nitrometano y combustible petrodiesel, estaba estacionado cerca de la acera al lado del edificio de oficinas de hormigón armado de 9 pisos conocido como Edificio Alfred Murrah (Weidlinger, 1994; Engrg. Noticias Rec., 1995; Longinow, 1995; y Glover, 1996).

El lado expuesto a la explosión tenía columnas en las esquinas y otras cuatro columnas perimetrales. La onda expansiva de choque desintegró una de las columnas del perímetro de 0,50 m por 0,90 m y causó fallas frágiles en otras dos.

La viga de transferencia en el tercer nivel por encima de estas columnas falló y los pisos superiores se derrumbaron de manera progresiva. La viga de transferencia es un elemento estructural horizontal que transfiere las cargas gravitatorias pesadas desde los elementos estructurales superiores a las estructuras inferiores.

Aproximadamente el 70 % del edificio experimentó un colapso dramático, muriendo 168 personas, muchas de ellas como resultado directo del colapso progresivo. El daño podría haber sido menor si esta estructura no hubiera dependido de las vigas de transferencia para el soporte de los pisos superiores, si hubiera habido un mejor detallado para garantizar ductilidad y mayor redundancia, y si hubiera habido una mejor resistencia para las cargas de levantamiento en las losas del piso.

Hay varios factores que contribuyen al **riesgo de propagación del daño** en las estructuras modernas (Breen, 1976). Entre ellos se encuentran los siguientes:

1. Existe una aparente falta de conciencia general entre los ingenieros con respecto a que la **integridad estructural contra el colapso** no es lo suficientemente importante como para ser considerada regularmente en el diseño.
2. Para tener más flexibilidad en los planos de planta y mantener bajos los costos, los muros y paredes interiores a menudo se diseñan para no soportar carga y, por lo tanto, es posible que no puedan contribuir ni a contener ni a controlar los daños.
3. Al intentar lograr una estructura económica a través de una mayor velocidad de montaje y menos mano de obra in situ, los sistemas constructivos se pueden ensamblar

con mínimas condiciones de continuidad, de anclajes, de uniones entre los elementos y rigidez de las juntas.

4. Los muros de carga sin armar, o ligeramente armados, en estructuras de varios pisos, también pueden tener una inadecuada resolución de las condiciones de continuidad, anclajes, uniones y rigidez de las juntas.
5. En arcos y en cabriadas de cubiertas de techo puede suceder que no haya suficiente resistencia para soportar las cargas adicionales, o suficiente acción de diafragma para mantener la estabilidad lateral de los elementos adyacentes, si uno de ellos se derrumba.
6. Las actualizaciones de los códigos durante las últimas décadas, al ir eliminando los factores de seguridad excesivamente grandes, han reducido el gran margen de seguridad inherente a muchas estructuras antiguas. El uso de materiales de mayor resistencia que permiten secciones más delgadas agrava el problema de que las estructuras modernas pueden ser más flexibles y sensibles a las variaciones de carga y, además, pueden ser más sensibles a los errores de construcción.

La experiencia ha demostrado que el principio de adoptar precauciones en el diseño para limitar los efectos del colapso local es realista y puede satisfacerse económicamente.

Desde el punto de vista de la seguridad pública, es razonable esperar que todas las estructuras de varios pisos posean una ***integridad estructural general*** comparable a la de las estructuras aporticadas convencionales adecuadamente diseñadas (Breen, 1976; y Burnett, 1975).

Alternativas de diseño

Hay varias formas de obtener resistencia al colapso progresivo. En Ellingwood and Leyendecker (1978), se hace una distinción entre ***diseño directo e indirecto***, y se definen los siguientes enfoques:

Diseño directo: Consideración explícita de la resistencia ante la posibilidad de colapso progresivo durante el proceso de diseño mediante los siguientes métodos:

- ***Método de la trayectoria de carga alternativa:*** Un método que permite que ocurra una falla local, pero busca proporcionar trayectorias de carga alternativas para que el daño sea absorbido y se evite un colapso mayor.
- ***Método de resistencia local específico:*** Un método que busca proporcionar la fuerza suficiente para resistir fallas por accidentes o mal uso.

Diseño indirecto: Consideración implícita de la resistencia al colapso progresivo durante el proceso de diseño mediante la determinación de niveles mínimos de resistencia, continuidad y ductilidad.

La ***integridad estructural general de una estructura*** puede ser determinada mediante análisis con el fin de definir si

existen trayectorias alternativas alrededor de las áreas hipotéticamente colapsadas.

Alternativamente, los estudios de trayectorias alternativas se pueden utilizar como guía para desarrollar bases y especificaciones para los niveles mínimos de continuidad y ductilidad necesarios para aplicar el enfoque de **diseño indirecto** que permita mejorar la **integridad estructural general**.

En **regiones de alto riesgo** se puede proporcionar una resistencia local específica, dado que puede ser necesario que algún elemento tenga suficiente resistencia para resistir cargas anormales, con el fin de que la estructura en su conjunto desarrolle caminos alternativos.

En Ellingwood and Leyendecker (1978) se incluyen sugerencias específicas para la implementación de cada uno de los métodos definidos.

Directrices para la provisión de integridad estructural general

Generalmente, las uniones entre componentes estructurales deberían ser dúctiles y tener una capacidad para soportar deformaciones relativamente grandes y absorber energía bajo el efecto de condiciones anormales.

Este criterio se cumple de muchas formas diferentes, dependiendo del sistema estructural utilizado. Los detalles que son apropiados para la resistencia a cargas de viento moderadas y a cargas sísmicas a menudo proporcionan suficiente ductilidad.

En 1999, ASCE emitió un informe sobre el estado de la práctica que es una buena introducción al complejo campo del diseño resistente a explosiones ASCE (1999).

Trabajar con grandes estructuras de paneles prefabricados (Schultz et al., 1977; PCI Committee on Precast Bearing Walls, 1976; y Fintel and Schultz (1979) proporciona un ejemplo de cómo hacer frente al problema de la **integridad estructural general**, en un sistema de construcción que es inherentemente discontinuo. La provisión de vínculos, combinada con un detallado de las conexiones puede superar las dificultades asociadas con dicho sistema. El mismo tipo de metodología y filosofía de diseño se puede aplicar a otros sistemas (Fintel and Annamalai, 1979).

El Código ACI 318-05 incluye tales requerimientos en su artículo 7.13.

Existen varias formas de diseñar una estructura con el fin de lograr la **integridad requerida** que permita redireccionar las cargas alrededor de paredes, muros, cerchas, cabriadas, celosías, vigas, columnas y pisos severamente dañados.

Algunos ejemplos de conceptos y detalles de diseño son:

1. Buen diseño del plan

Un factor importante para lograr la integridad es la disposición adecuada en planta de muros y columnas. En las estructuras de muros de carga, debería haber una

disposición de muros longitudinales interiores para soportar y reducir la luz de las secciones largas del muro transversal, mejorando así la estabilidad de los muros individuales y de las estructuras en su conjunto. En el caso de una falla local, esto también disminuirá la longitud del muro que probablemente se verá afectada.

2. *Proporcionar un sistema integrado de vínculos entre los principales elementos del sistema estructural*

Estos anclajes deben ser diseñados específicamente como componentes de sistemas secundarios de transporte de carga, los que a menudo deben soportar deformaciones muy grandes durante eventos catastróficos.

3. *Proporcionar paredes de retorno*

Esta tecnología no es utilizada en nuestro país por lo que se deja el comentario a título ilustrativo.

Una pared o muro de retorno es un término utilizado en la industria de la construcción en Estados Unidos que hace referencia a una pared a través de la cual se introduce el aire fresco o el aire de la habitación, en un sistema de circulación (calefacción) de aire forzado, que proporciona oxígeno para garantizar la combustión completa del combustible y hacer circular el aire por todo el edificio. Los muros de retorno juegan un papel pasivo pero crítico en el diseño de un edificio. En el sistema de calefacción de aire forzado de un edificio que consume petróleo, gas natural, carbón u otros combustibles se requiere oxígeno para la combustión.

Algunos conductos se conectan con respiraderos en el ático o en el sótano para traer aire y oxígeno del exterior y otros conductos se conectarán con rejillas en las paredes de retorno para hacer circular el aire en la habitación.

Los retornos o conductos en las paredes interiores y exteriores las hacen más estables.

4. *Cambiar las direcciones de la luz de la losa de piso*

Cuando una losa de piso armada en una dirección se refuerza para abarcar con un factor de seguridad bajo, su otra dirección, se evitará el colapso de la losa ante la posible eliminación de un muro de carga, y además se reducirá la carga de escombros de otras partes de la estructura. A menudo las acciones debidas a la contracción y a la temperatura del acero serán suficientes para permitir que la losa se expanda en una nueva dirección.

5. *Divisiones interiores que soportan carga*

Los muros interiores deben ser capaces de soportar una carga suficiente para lograr el cambio de dirección del tramo en las losas de piso.

6. *Acción de catenaria de la losa del piso*

Cuando la losa no pueda cambiar la dirección del tramo, su luz aumentará cuando se elimine un muro o pared de soporte intermedio. En este caso, si hay suficiente armadura en toda la losa y suficiente continuidad y sujeción, la losa podrá ser capaz de soportar las cargas por acción de catenaria, aunque se producirán deformaciones muy importantes.

7. *Acción de viga de los muros*

Se puede suponer que el muro es capaz de atravesar una abertura siempre que se disponga de suficiente acero de anclaje en la parte superior e inferior de los muros, que les permita actuar como el alma de una viga, con las losas arriba y abajo comportándose como alas. (Schultz et al., 1977).

8. *Sistemas estructurales redundantes*

Se recomienda proporcionar una ruta de carga secundaria (por ejemplo, una armadura de nivel superior o un sistema de viga de transferencia que permita que los pisos inferiores de un edificio de varios pisos cuelguen de los pisos superiores en una emergencia) que permita que el pórtico sobreviva a la remoción de elementos de soporte esenciales.

9. *Detallado dúctil*

Se debe evitar un detallado de baja ductilidad en aquellos elementos que puedan estar sujetos a cargas dinámicas o distorsiones muy grandes durante fallas localizadas (por ejemplo, se deben considerar las consecuencias de fallas por corte en vigas o losas soportadas bajo la influencia de pesos de construcción que caen desde arriba).

10. *Refuerzo adicional*

Cuando se consideren en el diseño cargas de explosión, se deberá disponer armadura o refuerzo adicional para resistir la explosión y la inversión de carga. (Comité de Energía Petroquímica de ASCE 1977).

11. *Construcción compartimentada*

En el diseño de edificios nuevos, cuando se considere la protección contra explosiones, se recomienda utilizar **construcción compartimentada** en combinación con pórticos especiales resistentes a momentos (como se define en FEMA 1997).

Aunque el vidrio no agrega integridad estructural directamente para la prevención del colapso progresivo, la utilización de vidrio especial no rompible para ventanas, puede reducir en gran medida el riesgo para los ocupantes durante explosiones exteriores (Comité de Energía Petroquímica de ASCE, 1977). En la medida en que el vidrio no rompible aisle el interior de un edificio de las ondas expansivas, también podrá reducir el daño a los elementos de la estructura interior (por ejemplo, las losas de piso soportadas podrían tener menos probabilidades de fallar debido a las fuerzas de elevación) para las explosiones exteriores.

1.5. CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

C 1.5. CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

1.5.1. Categorización en función del riesgo

C 1.5.1. Categorización en función del riesgo

Los edificios y otras estructuras se deben clasificar en función del riesgo para la vida, la salud y el bienestar humano asociado con su daño o falla en función de la naturaleza de su ocupación o uso, de

En la versión 2010 de ASCE 7 se ha incorporado una nueva Tabla (**Tabla 1.5.2**) que reúne en un solo lugar todos los **factores de importancia** especificados para los diversos tipos de cargas en todo el documento. Este cambio se

acuerdo con la **Tabla 1.5.1** a los fines de aplicar previsiones para las acciones debidas al viento, la nieve, el hielo y el sismo.

A cada edificio u otra estructura se le deberá asignar la categoría o categorías más altas de riesgo aplicables. Las cargas mínimas de diseño para estructuras deberán incorporar los factores de importancia aplicables, especificados en la **Tabla 1.5.2** tal como se requiere en otros artículos de este Capítulo.

Este Reglamento permite para un edificio u otra estructura, la asignación de múltiples categorías de riesgo basadas en el tipo de condiciones de carga que se estén evaluando (por ejemplo, nieve o sismo).

Cuando el Código de Edificación u otra documentación especifique una Categoría de **Ocupación** determinada, la **Categoría de Riesgo no se podrá adoptar más baja que dicha Categoría de Ocupación.**

realizó para facilitar el proceso de búsqueda de los valores de estos factores.

Simultáneamente con esta incorporación, los **factores de importancia para las cargas de viento** se han eliminado, ya que los cambios en los nuevos mapas de amenazas de viento adoptados por ASCE 7-2010, han incorporado la consideración de vientos de diseño menos probables para estructuras asignadas a **categorías de mayor riesgo**, invalidando la necesidad de factores de importancia separados.

Este criterio es desarrollado en el nuevo Reglamento CIRSOC 102-2025, realizado en base a ASCE 7-2010/2016.

Las **categorías de riesgo** especificadas en la **Tabla 1.5.1** se utilizan para relacionar los criterios para cargas ambientales máximas o distorsiones especificadas en ASCE 7-2010 con la consecuencia de que se excedan las cargas para la estructura y sus ocupantes.

Durante muchos años ASCE 7 utilizó el término **Categoría de Ocupación al igual que los Códigos de Construcción de EEUU.**

Sin embargo, el término **“ocupación”**, tal como se utiliza en los códigos, se relaciona principalmente con los problemas asociados a la protección contra incendios y a la seguridad de la vida, a diferencia del término **“riesgos”** asociado con fallas estructurales.

El término **Categoría de Riesgo** se adoptó en la versión 2010 de ASCE en lugar de **Categoría de Ocupación** para distinguir entre estas dos consideraciones.

La numeración adjudicada a cada categoría de riesgo no ha cambiado con respecto a las ediciones anteriores de ASCE 7 (ASCE 7-98, 02 y 05), pero **los criterios para seleccionar una categoría se han generalizado con respecto a las descripciones de las estructuras y destino de ocupación. La razón de esta generalización es que el riesgo aceptable para un edificio o estructura es una cuestión de política pública, más que una mera cuestión técnica.**

Los códigos de construcción modelo, como el International Building Code (ICC 2009) y el Building Construction and Safety Code -NFPA-5000 (NFPA 2006) contienen listas prescriptivas de tipos de construcción por categoría de ocupación. En Estados Unidos existen códigos locales que han adaptado y modificado estas listas basadas en estos códigos modelo.

Los Propietarios y Proyectistas Estructurales pueden elegir diseñar edificios individuales para categorías de ocupación más altas en función de decisiones personales de **Gestión de Riesgos.**

La clasificación propuesta sigue reflejando una progresión de la gravedad prevista como consecuencia de la falla, desde el riesgo más bajo para la vida humana que es la Categoría de riesgo I hasta el más alto que corresponde a la Categoría de riesgo IV.

Históricamente, tanto los códigos de construcción de Estados Unidos como *ASCE 7* han utilizado una variedad de factores para determinar la ***categoría de ocupación de un edificio***.

Estos factores incluyen el número total de personas que estarían en riesgo si ocurriera una falla, el número total de personas presentes en una sola habitación o área ocupada, la movilidad de los ocupantes y su capacidad para hacer frente a situaciones peligrosas, el potencial de liberación de materiales tóxicos y la pérdida de servicios vitales para el bienestar de la comunidad.

Las estructuras de ***Categoría de riesgo I*** generalmente abarcan edificios y estructuras que normalmente están desocupadas y que, en caso de fallar resultarían en un riesgo insignificante para el público. Las estructuras típicamente clasificadas en esta categoría incluyen graneros, galpones, depósitos, tinglados, estructuras que protegen áreas de almacenamiento, casetas para porterías y control de acceso y pequeñas estructuras similares.

La ***Categoría de riesgo II*** comprende a la gran mayoría de las estructuras, incluida la mayoría de los edificios residenciales, comerciales e industriales, e históricamente se ha determinado que contiene todos los edificios y estructuras que no se clasifican específicamente en ninguna otra categoría.

La ***Categoría de riesgo III*** incluye edificios y estructuras que albergan a un gran número de personas en un solo lugar, como teatros, salas de conferencias y usos similares de reunión; edificios con personas con movilidad limitada o con capacidad limitada para escapar a un refugio seguro en caso de siniestro, incluidas escuelas primarias, prisiones y pequeñas instalaciones sanitarias.

Esta categoría también ha incluido a las estructuras asociadas con los servicios públicos necesarios para proteger la salud y la seguridad de una comunidad, incluidas las estaciones de generación de energía y las plantas de tratamiento de agua potable y de aguas residuales. También ha incluido a aquellas estructuras que contienen sustancias peligrosas, tales como explosivos o toxinas, cuya liberación en cantidad podría poner en peligro a la comunidad circundante, como estructuras ubicadas en instalaciones de procesos petroquímicos que contienen grandes cantidades de H_2S o amoníaco.

Las fallas en las plantas de energía que suministran electricidad a la red nacional, pueden causar pérdidas económicas sustanciales y muchas perturbaciones en la vida civil cuando sus fallas pueden ocasionar que otras plantas se desconecten sucesivamente.

El resultado puede ser un corte de energía masivo y potencialmente extendido, o déficit de energía o ambas situaciones a la vez, lo que originaría enormes pérdidas económicas debido a industrias inactivas y a una seria interrupción de la vida civil cotidiana al quedar inoperable los servicios de trenes y subtes, las señales de tráfico en las carreteras, etc. Uno de estos eventos ocurrió en partes de

Canadá y en el noreste de los Estados Unidos en agosto de 2003.

Las fallas en las instalaciones de tratamiento de agua potable y aguas residuales pueden causar interrupciones en la vida civil porque estas fallas ocasionan riesgos para la salud pública a gran escala (pero en su mayoría no mortales) al interrumpirse la capacidad de tratar las aguas residuales y proporcionar agua potable.

Las fallas de los principales centros de telecomunicaciones pueden causar trastornos en la vida civil al privar a los usuarios del acceso a información de emergencia importante (mediante radio, televisión y comunicaciones telefónicas) y al causar pérdidas económicas sustanciales asociadas con la interrupción generalizada de las prestaciones.

La **Categoría de riesgo IV** tradicionalmente ha incluido a aquellas estructuras cuya falla inhibiría la disponibilidad de los servicios comunitarios esenciales y necesarios para hacer frente a una situación de emergencia.

Los edificios y estructuras que normalmente se agrupan en la **Categoría de riesgo IV** incluyen hospitales, estaciones de policía, estaciones de bomberos, centros de comunicación de emergencia y usos similares.

Las estructuras auxiliares necesarias para el funcionamiento de las instalaciones de **Categoría de riesgo IV** durante una emergencia también se incluyen en esta categoría de riesgo.

Al decidir si una estructura auxiliar o una estructura que soporta funciones como la extinción de incendios es **Categoría de riesgo IV**, el Proyectista Estructural deberá decidir si la falla de la estructura en cuestión afectará adversamente la función esencial de la instalación.

A la **Categoría de riesgo IV** se le han incorporado, además de las **instalaciones esenciales**, los edificios y otras estructuras que contienen materiales extremadamente peligrosos con el fin de reconocer el potencial efecto devastador que produciría una liberación de materiales extremadamente peligrosos sobre la población.

Los criterios que se han utilizado históricamente para asignar edificios y estructuras individuales a **categorías de ocupación**, no han sido consistentes y a veces, se han basado en consideraciones que son más apropiadas para la seguridad de la vida frente a incendios, que para las fallas estructurales.

Por ejemplo, los edificios universitarios que albergan a más de un centenar de estudiantes se han colocado en una categoría de riesgo más alta que los edificios de oficinas que albergan el mismo número de personas.

Por esta razón, se debería **utilizar una base racional para determinar la categoría de riesgo que se va a adoptar para el diseño estructural**, la que se debe basar principalmente en el número de personas cuyas vidas estarían en peligro o cuyo bienestar se vería afectado en

caso de una falla.

La **Figura C 1.1** ilustra este concepto. El término **vidas puestas en riesgo** se refiere a la cantidad de personas que corren un riesgo grave de perder la vida debido a una falla estructural.

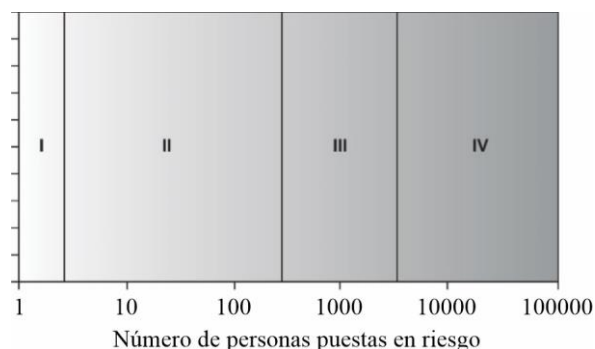


Figura C 1.1. Relación aproximada entre la cantidad de vidas puestas en riesgo por una falla y la categoría de ocupación.

En Estados Unidos por ejemplo, la clasificación de la **Categoría de Riesgo** no es la misma que la **capacidad de ocupación** que especifica el código de construcción, que se basa principalmente en el **riesgo de muerte por incendio**.

Las vidas en riesgo debido a una falla estructural deben incluir a aquellas personas que pueden estar fuera de la estructura en cuestión y que no obstante, corren un riesgo grave por una falla de la estructura. A partir de este concepto, se ha decidido trasladar las instalaciones de recuperación de emergencias en los hospitales que atienden a grandes poblaciones, (aunque la estructura podría albergar a relativamente pocas personas) a **categorías de riesgo mayor**.

Al determinar la **población en riesgo**, también se deberían tener en cuenta los riesgos para la vida a más largo plazo que los generados durante una falla estructural. La falla de algunos edificios y estructuras, o su incapacidad para funcionar después de una tormenta severa, terremoto u otro desastre, puede tener un impacto de gran alcance.

Por ejemplo, la pérdida de funcionalidad en una o más estaciones de bomberos podría inhibir la capacidad de un departamento de bomberos de extinguir incendios, permitiendo que los incendios se propaguen y poniendo en riesgo a muchas más personas. Del mismo modo, la pérdida de la función de un hospital podría impedir el tratamiento de muchos pacientes durante un período de varios meses.

En la **Tabla 1.5.2** se presentan **los factores de importancia para las cuatro categorías de riesgo identificadas**.

Los factores de importancia específicos difieren según las características estadísticas de las cargas ambientales y de la forma en que la estructura responde a las cargas.

El principio de requerir criterios de carga más estrictos para situaciones en las que la consecuencia de la falla puede ser severa ha sido reconocido en versiones anteriores de ASCE 7 mediante la especificación de mapas de intervalo de recurrencia promedio para la velocidad del viento y la carga de nieve a nivel del terreno.

Este Capítulo reconoce que puede haber situaciones en las que sea aceptable asignar **múltiples categorías de riesgo a una estructura**, según el uso y el tipo de condición de carga que se evalúe.

Por ejemplo, hay circunstancias en las que una estructura se debería diseñar adecuadamente para cargas de viento con factores de importancia superiores a uno, pero se penalizaría innecesariamente si se la diseñara para cargas sísmicas con factores de importancia superiores a uno. Un ejemplo sería un refugio contra huracanes en un área de baja sismicidad. La estructura se clasificaría en la **Categoría de riesgo IV para el diseño ante la acción del viento** y en la **Categoría de riesgo II para el diseño sísmico**.

Tabla 1.5.1. Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para cargas debidas a la acción del viento, nieve, hielo y sismo

Uso u Ocupación de Edificios y Estructuras en función del Riesgo	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un riesgo bajo para la vida humana en el caso de falla.	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en las Categorías de Riesgo I, III y IV .	II
Edificios y otras estructuras cuya falla representa un riesgo substancial para la vida humana. Edificios y otras estructuras no incluidos en Categoría de Riesgo IV , con potencial para causar un impacto económico substancial y/o una interrupción masiva de la vida cotidiana de la comunidad en el caso de falla. Edificios y otras estructuras no incluidos en Categoría de Riesgo IV (incluyendo, pero no limitado a, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o disponen de sustancias tales como combustibles peligrosos, químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) conteniendo sustancias tóxicas o explosivas en cantidades de material que excedan la cantidad límite establecida por la Autoridad Fiscalizadora o Jurisdiccional y sea suficiente para plantear una amenaza al público si fuera liberada.	III
Edificios y otras estructuras diseñados como edificios esenciales. Edificios y otras estructuras cuya falla podría plantear un peligro substancial para la comunidad. Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no limitado a, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o disponen de sustancias tales como combustibles peligrosos, químicos peligrosos o residuos peligrosos) conteniendo sustancias altamente tóxicas en cantidades de material que excedan la cantidad límite, establecida por la Autoridad Fiscalizadora o Jurisdiccional como peligrosa para el público si fuera liberada y sea suficiente para plantear una amenaza al público si ello sucediera. Edificios y otras estructuras necesarias para mantener la funcionalidad de otras Estructuras de Categoría de Riesgo IV .	IV
(*) Los edificios y otras estructuras que contengan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas podrán ser considerados para ser clasificados en una Categoría de Riesgo más baja siempre que se pueda demostrar, a satisfacción de la Autoridad Fiscalizadora o Jurisdiccional (mediante una evaluación del peligro tal como se describe en el artículo 1.5.3), que un escape o pérdida (liberación) de la sustancia estará en proporción al riesgo asociado con esa Categoría de Riesgo.	

Tabla 1.5.2. Factores de Importancia por Categorías de Riesgo de Edificios y otras estructuras para cargas de viento, nieve, hielo y sismo

Categoría de Riesgo de acuerdo con la Tabla 1.5.1	Factor de Importancia de nieve	Factor de Importancia de hielo - espesor	Factor de Importancia de viento	Factor de Importancia de sismo
	I_s	I_i	I_w	I_s
I	0,80	0,80	1,00	1,00
II	1,00	1,00	1,00	1,00
III	1,10	1,25	1,00	1,25
IV	1,20	1,25	1,00	1,50

1.5.2. Categorías de riesgo múltiples

Cuando los edificios u otras estructuras se dividan en partes con sistemas estructurales independientes, se permitirá que la clasificación de cada parte sea determinada independientemente.

Cuando los sistemas del edificio (tales como las salidas requeridas, los sistemas de ventilación, calefacción, aire acondicionado o energía eléctrica) **para una parte del edificio con una categoría de riesgo más alta** pasen a través (o dependan) de otras partes del edificio u otra estructura que tenga una categoría de riesgo menor, **tales partes deberán ser asignadas a una categoría de riesgo mayor**.

1.5.3. Sustancias tóxicas, altamente tóxicas y explosivas

Los edificios y otras estructuras que contengan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas se podrán clasificar como estructuras de **Categoría de riesgo II** siempre que se pueda demostrar, mediante una evaluación del peligro como parte de un Plan Integral de Gestión de Riesgos y con acuerdo de la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación, que una liberación de sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas no será suficiente para representar una amenaza para el público.

Para poder acceder a esta clasificación reducida, el Propietario o Responsable de los edificios o estructuras que contengan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas, deberá tener un **Plan Integral de Riesgos** que incorpore como mínimo tres aspectos: evaluación del peligro, un programa de prevención y un plan de respuesta a emergencias.

La evaluación del peligro deberá incluir, como mínimo, la preparación y presentación de informes que contemplen los peores escenarios de liberación de sustancias tóxicas, altamente tóxicas y explosivas para cada estructura considerada, mostrando el efecto potencial de cada una en el público.

C 1.5.3. Sustancias tóxicas, altamente tóxicas y explosivas

Un método común de categorizar estructuras que almacenan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas es mediante el uso de una Tabla donde se especifican cantidades exentas de riesgo de estos materiales (EPA, 1999b; e International Code Council, 2000).

Estas referencias y otras son fuentes de orientación sobre la identificación de materiales que respondan a estas características.

Un inconveniente del uso de estas Tablas de cantidades exentas es el hecho de que el método no puede controlar la interacción de múltiples materiales. Dos materiales pueden estar exentos porque ninguno representa un riesgo para el público por sí mismo, pero pueden formar una combinación mortal si se combinan en una eventual liberación.

Por lo tanto, un método alternativo y superador de evaluar el riesgo para el público expuesto a la liberación de un material es mediante una **evaluación de peligrosidad** como parte de un **Plan de Gestión de Riesgos Integral**.

En el peor de los casos planteados, se deberá incluir como mínimo, la liberación instantánea y completa de dichas sustancias de un recipiente, sistemas de tuberías u otras estructuras de almacenamiento.

Un evento, en el peor de los casos planteados, deberá incluir un escape de dichas sustancias en coincidencia con el viento de diseño o con el sismo de diseño.

En esta evaluación del peligro, la valoración de la efectividad de las medidas de mitigación adoptadas con posterioridad al accidente, se deberán basar en el supuesto de que se ha producido la **falla total de la estructura principal de almacenamiento**.

El impacto fuera del sitio se definirá en términos de población dentro del área potencialmente afectada.

Para calificar para la clasificación reducida, la evaluación del peligro deberá demostrar que una liberación de sustancias tóxicas, altamente tóxicas y explosivas en un evento, no representa en el peor de los casos, un peligro para el público fuera de los límites de la propiedad donde se encontraba la instalación.

Como mínimo, el programa de prevención deberá estar integrado por todos los elementos de la **Gestión de Seguridad de los Procesos** que se basa en la prevención de accidentes mediante la aplicación **de controles de gestión en las áreas clave de diseño, construcción, operación y mantenimiento**.

Con el fin de **mitigar el riesgo de liberación** se permitirá utilizar contención secundaria para las sustancias tóxicas, altamente tóxicas y explosivas, ya sea a través de recipientes o tanques de doble pared, diques de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios para contener la liberación de dichas sustancias dentro de los límites de la propiedad de la instalación y así evitar la liberación de cantidades dañinas de contaminación al aire, al suelo, y a las aguas subterráneas o superficiales.

Cuando se opte por contención secundaria, la misma se deberá diseñar para todas las cargas ambientales y no se permitirá acceder a la clasificación reducida.

En las zonas propensas a tormentas severas, vientos huracanados y posibilidad de tornados, se permitirá la utilización de prácticas y procedimientos obligatorios que reduzcan eficazmente los efectos del viento en los elementos estructurales críticos o que protejan alternativamente contra las emisiones nocivas durante y después de las mencionadas tormentas, con el fin de mitigar el riesgo de emisión.

El **Plan de Respuesta a Emergencias** deberá abordar, como mínimo, la notificación pública, el tratamiento médico de emergencia por exposición

Los edificios y otras estructuras que contienen sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas se pueden clasificar como estructuras de **Categoría de riesgo II** siempre que se pueda demostrar que el riesgo de una liberación de estos materiales para el público es mínimo.

Las empresas que operan instalaciones industriales suelen realizar tanto estudios de peligrosidad y operatividad, como evaluaciones cuantitativas de riesgos, y desarrollar planes de Gestión de Riesgos y Respuesta a Emergencias.

En Estados Unidos las regulaciones federales y las leyes locales exigen muchos de estos estudios y planes (EPA 1999a). Adicionalmente muchas instalaciones industriales están ubicadas en áreas alejadas del público y con acceso restringido, por lo que se reduce aún más el riesgo para el público.

La intención del artículo 1.5.2 es que el Plan de Gestión de Riesgos y las características de diseño de la instalación que resulten críticas para la implementación efectiva del Plan de Gestión de Riesgos, se mantengan durante toda la vida útil de la instalación.

El **Plan de Gestión de Riesgos** y sus características críticas de diseño asociadas se deben revisar periódicamente con el fin de garantizar que la condición real de la instalación sea consistente con dicho Plan.

El **Plan de Gestión de Riesgos** se debería revisar también siempre que se presente alguna alteración de las características de la instalación que resulten críticas para la implementación efectiva de dicho Plan.

El **Plan de Gestión de Riesgos** generalmente se ocupa de mitigar el riesgo para el público en general. Es importante enfatizar el riesgo para las personas fuera de las instalaciones de almacenamiento de sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas, porque el personal de la planta no corre un riesgo tan alto como el público en general debido a su capacitación en el manejo de dichas sustancias.

Cuando estos elementos (personal capacitado y procedimientos de seguridad implementados dentro de las instalaciones) no estén presentes en una instalación, el **Plan de Gestión de Riesgos** deberá mitigar el riesgo para el personal de la planta de la misma manera que mitiga el riesgo para el público en general.

Como resultado de la parte del **programa de prevención** dentro del **Plan de Gestión de Riesgos**, los edificios y otras estructuras que normalmente califiquen en la **Categoría de riesgo III**, pueden clasificarse en la **Categoría de riesgo II** siempre que se proporcionen medios adecuados y suficientes (por ejemplo, **contención secundaria**) para contener las sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas, en el caso de una liberación.

Para calificar, los sistemas de **contención secundaria** se deben diseñar, instalar y operar con el fin de evitar la migración de **cantidades dañinas** de sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas fuera del sistema hacia el

accidental de personas y los procedimientos de respuesta de emergencia a escapes que tengan consecuencias más allá de los límites de la propiedad de la instalación. El **Plan de Respuesta a Emergencias** deberá abordar la posibilidad de que los recursos para la respuesta puedan verse comprometidos por el evento que ha causado la emergencia.

aire, suelo, agua subterránea o agua superficial, en cualquier momento durante el uso de la estructura.

Este requisito no se debe interpretar como un requisito de un sistema de contención secundario diseñado para **evitar completamente** la liberación de cualquier sustancia tóxica, altamente tóxica o explosiva al aire. Al reconocer que la **contención secundaria** no permitirá la liberación de cantidades “**dañinas**” de contaminantes, se reconoce que hay sustancias que pueden contaminar el agua subterránea pero que no producirán una concentración suficiente de sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas durante una liberación de vapor ni constituirán un riesgo para la salud o la seguridad de las personas.

Cuando el **efecto beneficioso de la contención secundaria** pueda ser anulado por fuerzas externas, como el desborde de las paredes de un dique por las aguas de una inundación o la pérdida de contención de líquido de un dique de tierra debido a un desplazamiento excesivo del suelo durante un evento sísmico, entonces los edificios u otras estructuras en cuestión **no se podrán clasificar en la Categoría de riesgo II**.

Cuando la contención secundaria vaya a contener una sustancia inflamable, entonces la implementación de un programa de respuesta y preparación ante emergencias, combinado con un sistema apropiado de extinción de incendios sería una acción prudente asociada con una clasificación de **Categoría de riesgo II**.

En Estados Unidos, en muchas jurisdicciones, tales acciones son requeridas por los códigos de incendios locales.

Además, como resultado de la parte del programa de prevención de un **Plan de Gestión de Riesgos**, los edificios y otras estructuras que contengan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas también se podrán clasificar como **Categoría de riesgo II**, para cargas de vientos huracanados siempre que se utilicen **procedimientos obligatorios para reducir el riesgo de liberación de sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas durante e inmediatamente después de estas cargas extremas predecibles**.

Ejemplos de tales procedimientos incluyen drenar fluidos peligrosos de un tanque cuando se predice un huracán o una tormenta severa, o por el contrario, llenar un tanque con fluido para aumentar su resistencia al pandeo y al vuelco.

Según sea apropiado, y con el fin de minimizar el riesgo de daño a las estructuras que contengan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas, los **procedimientos obligatorios** exigidos para acceder a la **Categoría de Riesgo II** deberían incluir **medidas preventivas**.

En ediciones anteriores de ASCE 7, las definiciones de materiales “**peligrosos**” y “**extremadamente peligrosos**” no fueron incorporadas. Por lo tanto, la determinación de la distinción entre materiales peligrosos y extremadamente peligrosos se dejó a la discreción de la Autoridad

Fiscalizadora o Jurisdiccional.

En Estados Unidos, la adopción de los términos “**tóxico**” y “**altamente tóxico**”, en base a las definiciones de la Ley Federal (29 CFR 1910.1200-Apéndice A, con enmiendas al 1 de febrero de 2000) ha corregido ese problema.

Debido a la naturaleza altamente cuantitativa de las definiciones de **tóxico** y **altamente tóxico** encontradas en la mencionada Ley 29 CFR 1910.1200 - Apéndice A, el Comité de Trabajo de Disposiciones Generales consideró que las definiciones encontradas en la Ley Federal deberían mencionarse directamente en lugar de repetirse en el cuerpo del documento ASCE 7.

Las definiciones que se encuentran en 29 CFR 1910.1200 - Apéndice A, se repiten en el siguiente texto como referencia.

Altamente tóxico. Una **sustancia química** que se encuentra dentro de cualquiera de las siguientes categorías:

1. Una **sustancia química** que tiene una dosis letal media (LD [50]) de 50 mg o menos por kg de peso corporal cuando se administra por vía oral a ratas albinas que pesan entre 200 y 300 g cada una.
2. Una **sustancia química** que tiene una dosis letal media [LD (50)] de 200 mg o menos por kilogramo de peso corporal cuando se administra por contacto continuo durante 24 horas (o menos si la muerte ocurre dentro de las 24 horas) con la piel desnuda de conejos albinos que pesan entre 2 y 3 kg cada uno.
3. Una **sustancia química** que tiene una concentración letal media [LC (50)] en el aire de más de 200 partes por millón por volumen de gas o vapor, o 2 mg por litro o menos de niebla, humo o polvo, cuando se administra por inhalación continua durante 1 hora (o menos si la muerte ocurre dentro de esa hora) a ratas albinas que pesan entre 200 y 300 g cada una.

Tóxico. Una **sustancia química** que se encuentra dentro de cualquiera de las siguientes categorías:

1. Una **sustancia química** que tiene una dosis letal media (LD [50]) de más de 50 mg por kg, pero no más de 500 mg por kg de peso corporal cuando se administra por vía oral a ratas albinas que pesan entre 200 y 300 g cada una.
2. Una **sustancia química** que tiene una dosis letal media [LD (50)] de más de 200 mg por kilogramo, pero no más de 1000 mg por kilogramo de peso corporal cuando se administra por contacto continuo durante 24 horas (o menos si la muerte ocurre dentro de las 24 h) con la piel desnuda de conejos albinos que pesan entre 2 y 3 kg cada uno.
3. Una **sustancia química** que tiene una concentración letal media [LC (50)] en el aire de más de 200 partes por millón pero no más de 2.000 partes por millón por volumen de gas o vapor, o más de 2 mg por litro pero

no más de 20 mg por litro de niebla, humo o polvo, cuando se administra por inhalación continua durante 1 hora (o menos si la muerte ocurre dentro de esa hora) a ratas albinas que pesan entre 200 y 300 g cada una.

1.6. AMPLIACIONES Y MODIFICACIONES DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES

Cuando un edificio o una estructura existente sufra ampliaciones o modificaciones o se altere de alguna otra forma, los elementos estructurales afectados deberán ser reforzados siempre que sea necesario con el fin de que las cargas mayoradas definidas en este Reglamento sean soportadas sin exceder la resistencia de diseño especificada para los materiales de construcción.

1.7. PRUEBAS DE CARGA

Se deberá realizar una prueba de carga a cualquier estructura, edificio o construcción cuando así lo requiera la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación, siempre que exista una razón fundada para cuestionar la seguridad para el destino de uso previsto.

C 1.7. PRUEBAS DE CARGA

Este Reglamento no especifica ningún método de prueba de carga para la construcción completa porque puede resultar aconsejable variar el procedimiento de acuerdo con las condiciones.

Algunos códigos requieren que la construcción soporte una carga superpuesta igual a un múltiplo establecido de la carga de diseño sin evidencia de daño grave.

Otros especifican que la carga superpuesta deberá ser igual a un múltiplo establecido de la sobrecarga más una porción de la carga permanente. Los límites se establecen en los valores de **máxima deformación bajo carga y después de retirar la carga**.

Un requerimiento habitual en los códigos es verificar el valor de la recuperación de al menos tres cuartas partes de la **deformación máxima**, dentro de las 24 horas posteriores a la eliminación de la carga, (ACI 318-2005 y CIRSOC 201-2005).

CAPÍTULO 2. COMBINACIONES DE CARGA

2.1. GENERALIDADES

Los edificios y otras estructuras se deberán diseñar utilizando las combinaciones de carga establecidas en cada uno de los **Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC** desarrollados para cada material. **Dichas combinaciones de carga tendrán prelación con respecto a las combinaciones generales especificadas en el artículo 2.3.**

C 2.1. GENERALIDADES

Las cargas especificadas en este Reglamento y en los demás Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC, correspondientes a la **tercera generación de Reglamentos de Seguridad Estructural** están diseñadas para ser utilizadas con especificaciones de diseño que proporcionan factores de carga y resistencia para materiales estructurales convencionales, incluidos acero, hormigón, mampostería, madera y aluminio.

Los factores de carga proporcionados en este Reglamento y en ASCE 7-2010, se han desarrollado utilizando un análisis probabilístico de primer orden y un estudio amplio de las fiabilidades inherentes a la práctica del diseño contemporáneo (Ellingwood et al. (1982), Galambos et al. (1982)).

Estos factores de carga son utilizados por todos los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC, basados en materiales que adoptan una filosofía de diseño por resistencia, en conjunto con resistencias nominales y factores de resistencia, que han sido desarrollados por distintos equipos de investigación para especificaciones de materiales individuales en documentos como el **ASCE 7-2010 - Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**.

En la bibliografía se puede consultar la publicación de Ellingwood y colaboradores (1982) que también proporciona pautas para equipos de investigación de especificaciones de materiales, con el fin de ayudarlos a desarrollar factores de resistencia que sean compatibles, en términos de fiabilidad intrínseca, con factores de carga e información estadística específica para cada material estructural.

El requisito de utilizar un diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) se remonta a la introducción de combinaciones de carga para el diseño por resistencia (LRFD) en la edición 1982 de ASCE 7.

Los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC contemplan el diseño por factores de carga y resistencia, tanto en su segunda generación (2005 en adelante) como en esta tercera generación (2018 en adelante).

Es importante resaltar que este Reglamento no permite la combinación indiscriminada de los métodos LRFD y ASD (Allowable Stress Design) porque la misma puede conducir a un comportamiento impredecible del sistema estructural, dado que los análisis de fiabilidad y las calibraciones del código ASCE 7, que condujeron a las combinaciones de carga LRFD, se desarrollaron en base a estados límite de elementos estructurales en lugar de estados límite de sistemas.

Sin embargo, las fundaciones de las estructuras se suelen diseñar habitualmente con el método ASD, aunque se utilice el diseño por resistencia para el resto de la

estructura. Esta situación tiene carácter transitorio hasta que se publique y consolide la utilización del método LRFD para el diseño de las fundaciones.

2.2. SIMBOLOGÍA	C 2.2. SIMBOLOGÍA
A_k carga o efecto de carga que surge de un evento extraordinario A .	Las solicitaciones de coacción T pueden ser causadas por:
D cargas permanentes o las solicitaciones correspondientes (cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura).	- el asentamiento diferencial de las fundaciones, - fluencia lenta de los elementos de hormigón, - la retracción o contracción de los elementos estructurales después de la colocación del hormigón,
D_i carga debida al peso del hielo.	- la expansión del hormigón que compensa la retracción y
E cargas debidas al sismo.	- los cambios de temperatura en los elementos estructurales durante la vida útil de la estructura.
F cargas debidas al peso y a la presión de fluidos con presiones bien definidas y alturas máximas.	En algunos casos, estas solicitaciones de coacción pueden demandar una consideración de diseño significativa. Cuando las estructuras de hormigón o mampostería se fisuran se produce una reducción de la rigidez que puede aliviar las fuerzas de coacción, por lo que la evaluación de las cargas debería considerar esa rigidez reducida.
F_a carga debida a inundación.	Algunas cargas permanentes, como las cargas debidas al diseño paisajístico de jardines o zonas verdes en áreas de plazas, se pueden considerar más apropiadamente como sobrecargas a los fines del diseño.
H cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo u otros materiales, o las solicitaciones correspondientes.	
L sobrecargas de diseño o las solicitaciones correspondientes (sobrecarga debida a la ocupación y a los equipos móviles).	
L_r sobrecargas en las cubiertas o las solicitaciones correspondientes.	
R carga debida a la lluvia, o las solicitaciones correspondientes.	
S carga debida a la nieve, o las solicitaciones correspondientes.	
T solicitaciones de coacción y efectos provenientes de la contracción o expansión resultante de las variaciones de temperatura, fluencia lenta de los materiales componentes, contracción, cambios de humedad y asentamientos diferenciales.	
W carga debida al viento o las solicitaciones correspondientes.	
W_i carga debida al viento sobre hielo determinada de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 102.	

2.3. COMBINACIÓN DE CARGAS MAYORADAS UTILIZANDO DISEÑO POR RESISTENCIA

C 2.3. COMBINACIÓN DE CARGAS MAYORADAS UTILIZANDO DISEÑO POR RESISTENCIA

2.3.1. Campo de validez

C 2.3.1. Campo de validez

Las combinaciones de carga y los factores de carga, dados en el artículo 2.3.2, serán utilizados solamente en aquellos casos en que estén específicamente autorizados por el Reglamento CIRSOC o INPRES-CIRSOC aplicable para cada material.

Los factores de carga y las combinaciones de carga dados en este artículo se aplican a los estados límite o a los criterios de diseño por resistencia (denominados “diseño de factores de carga y resistencia”), y *no se deben utilizar con especificaciones de diseño por tensiones admisibles.*

2.3.2. Combinaciones básicas

C 2.3.2. Combinaciones básicas

Las estructuras, sus elementos componentes, y sus fundaciones se deberán diseñar de manera que su resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas afectadas por factores que se detallan en las siguientes combinaciones de carga:

Las *cargas no mayoradas* que se deberán utilizar con estos factores de carga son las *cargas nominales especificadas en este Reglamento.*

1. $1,4 D$
2. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
3. $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0,5 W)$
4. $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
5. $1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S$
6. $0,9 D + 1,0 W$
7. $0,9 D + 1,0 E$

Los factores de carga son los determinados por Ellingwood et al. (1982), con la excepción del factor **1,0** para *E*, que se basa en la investigación más reciente de NEHRP sobre diseño sismorresistente (FEMA 2004).

La idea básica del análisis de la *combinación de cargas* es que, además de la carga permanente, una de las cargas variables adquirirá su valor máximo de vida útil mientras las otras cargas variables asumirán “*valores puntuales arbitrarios en el tiempo*”, siendo estas últimas cargas las que se podrían medir en cualquier instante de tiempo (Turkstra and Madsen, 1980).

Excepciones

Esto es coherente con la forma en que las cargas se combinan realmente en situaciones en las que se pueden acercar a los estados límite de resistencia. Sin embargo, las *cargas nominales* dadas en ASCE 7 (y en este Reglamento), superan sustancialmente los valores arbitrarios en un momento determinado. Para evitar tener que especificar tanto un valor máximo como un valor puntual arbitrario para cada tipo de carga, algunos de los factores de carga especificados en las combinaciones de carga son menores que la unidad en las *combinaciones 2 a 6* especificadas en el Reglamento.

1. El *factor de carga L* en las *combinaciones 3, 4, y 5* se permite que sea igual a **0,5** para todos los destinos de uso en los cuales L_o en la *Tabla 4.1* sea menor o igual que **5 kN/m²** con la excepción de garajes o áreas ocupadas como lugares de reunión pública.
2. En las *combinaciones 2, 4 y 5*, la carga complementaria *S* *se deberá considerar como la carga de nieve sobre una cubierta plana.*

Los factores de carga especificados en el artículo 2.3.2 se basan en una recopilación de datos sobre las fiabilidades inherentes a la práctica de diseño existente (Ellingwood et al., 1982; y Galambos et al., 1982).

Cuando estén presentes las cargas debido a fluidos *F*, se deberán incluir con el mismo factor de carga que la *carga permanente D* en las *combinaciones 1 hasta 5 y 7.*

El factor de carga sobre la carga de viento en las *combinaciones 4 y 6* se ha reducido de **1,6** (valor establecido en la especificación *ASCE 7-05* adoptada de base para desarrollar los *Reglamentos CIRSOC 101-05 y CIRSOC 102-05* vigentes) a **1,0** en ASCE 7-10. Esta reducción se consideró necesaria debido a la modificación de la velocidad del viento de diseño en el Capítulo 26 de ASCE 7-10. En la nueva versión del Reglamento CIRSOC 102-2025 (que se encuentra en desarrollo) se adoptará de base la versión ASCE 7-2010-2016.

Cuando la *carga H* esté presente, se deberá incluir de la siguiente forma:

Como se explica en el Comentario al Capítulo 26 de ASCE 7-2010, la velocidad del viento se expresa actualmente en los mapas de Estados Unidos, para períodos de recurrencia

1. Cuando el *efecto de H* se sume al efecto de carga variable primario, se deberá incluir *H* con un factor de carga de **1,6**;
2. Cuando el *efecto de H* se oponga al efecto de carga variable primario, se deberá incluir *H* con un factor de carga de **0,9** cuando la carga sea permanente o un factor de carga igual a **0** para todas las demás condiciones.

Se deberán investigar los efectos de una o más cargas que no estén actuando. Los efectos más desfavorables de las cargas debidas al viento y a los sismos se deberán investigar cuando sea apropiado pero no será necesario considerar que actúan simultáneamente.

Se deberá investigar cada estado límite de resistencia que resulte relevante.

mucho más largos (700 a 1700 años, según la Categoría de riesgo) que en ediciones anteriores.

Además se ha eliminado la discontinuidad existente entre la **calificación del riesgo** para áreas costeras propensas a huracanes, y el resto del país, y se ha definido mejor el tratamiento de los efectos del viento y de los sismos.

La **excepción (2)** del Reglamento permite que la **carga complementaria S**, que aparece en las combinaciones **(2)**, **(4)** y **(5)**, sea la carga de nieve balanceada definida en las Secciones 7.3 de ASCE 7-2010 para cubiertas planas y en la Sección 7.4 para cubiertas inclinadas. En la **combinación de carga (3)** están comprendidas las cargas de nieve producidas por nieve en suspensión y por carga sin balancear cuando son consideradas como cargas principales.

Las **combinaciones de carga 6 y 7** se deben aplicar específicamente al caso en el que las acciones estructurales debidas a fuerzas laterales y cargas de gravedad se contrarresten entre sí.

Los requisitos de combinación de cargas especificado en el artículo 2.3 se deben aplicar solo a los estados límite de resistencia. Los estados límite de servicio y los factores de carga asociados se consideran en el Apéndice C de ASCE 7-2010.

Históricamente, ASCE 7 ha proporcionado procedimientos específicos para determinar las magnitudes de las cargas permanentes, las sobrecargas debidas a la ocupación y al uso, y las debidas a la acción del viento, la nieve y los sismos.

Otras cargas, que tradicionalmente no han sido contempladas por dicho documento, pueden requerir también ser consideradas en el diseño. Algunas de esas cargas pueden ser importantes en ciertas especificaciones de materiales y se deben incluir en los criterios de carga para permitir que se logre uniformidad en los criterios de carga para diferentes materiales.

Sin embargo, los datos estadísticos sobre estas cargas son limitados o inexistentes, por lo que no se pueden aplicar actualmente los mismos procedimientos utilizados para obtener los factores de carga y combinaciones de carga especificados en el artículo 2.3.2.

En consecuencia, los factores de carga para la carga debida al peso y presión de los fluidos, **(F)**, y para la carga debida al peso y presión lateral del suelo, y del agua en el suelo **(H)**, han sido elegidos para producir diseños que serían similares a los obtenidos con las especificaciones existentes, siempre que a los **factores de resistencia** se le realicen los ajustes apropiados y coherentes con las combinaciones de carga dadas en el artículo 2.3.2. Aún se necesitan más investigaciones para desarrollar factores de carga más precisos.

La **carga debida al peso y a la presión de los fluidos, F**, define acciones estructurales en soportes estructurales, pórticos o fundaciones de un tanque de almacenamiento,

depósito, cisterna, o recipiente contenedor similar, debido a los productos líquidos almacenados. El producto almacenado o guardado en un tanque de almacenamiento comparte características de carga permanente y sobrecarga. Es similar a una carga permanente dado que su peso tiene un valor máximo calculado y la magnitud de la carga real puede tener una dispersión relativamente pequeña. Sin embargo, no es permanente dado que el vaciado y el llenado provocan fuerzas fluctuantes en la estructura. La carga máxima puede ser excedida por sobrellenado; y las densidades de los productos almacenados en un tanque específico pueden variar.

La carga debida al peso y presión de los fluidos, F , se incluye en las combinaciones de carga cuando sus efectos son aditivos a las otras cargas (*combinaciones de carga 1 a 5*).

Cuando la carga F actúe como una resistencia a las fuerzas de elevación, se debería incluir en la **carga permanente D** . La masa del fluido se incluye en el efecto inercial debido a E (ver Sección 15.4.3 de ASCE 7-2010) y en la determinación del corte base para tanques (ver Sección 15.7 de ASCE 7-2010). El corte base es la fuerza de deslizamiento que se genera en la base de la estructura debido a las fuerzas sísmicas.

Para dejar en claro que el peso del fluido en un tanque se puede usar para resistir el levantamiento, **la carga F** se agregó a la **combinación de carga 7**, donde se considerará como carga permanente sólo cuando F contrarreste a E .

Los efectos de la masa del fluido sobre la estabilización dependerán del grado de llenado del tanque. **La carga F** no se incluye en la **combinación 6** porque la carga de viento puede estar presente ya sea que el tanque esté lleno o vacío, por lo que el caso de carga gobernante en la **combinación 6** será cuando **F sea igual a cero**.

Las incertidumbres en las fuerzas laterales del material a granel, incluidas en la carga H , son mayores que las de los fluidos, particularmente cuando se introducen efectos dinámicos en el momento en que el material a granel se pone en movimiento mediante operaciones de llenado o vaciado. En consecuencia, el factor de carga para tales cargas se ha especificado en **1,6**.

Cuando H actúe como una resistencia, se sugiere utilizar un factor de **0,9** si la resistencia pasiva se calcula con un sesgo conservador. La intención es que la resistencia del suelo se calcule para un límite de deformación apropiado para la estructura que se está diseñando, no para la resistencia pasiva última. Por lo tanto, una presión lateral en reposo, como se define en la literatura técnica, sería lo suficientemente conservadora. Son posibles resistencias más grandes que la presión lateral en reposo, dadas las condiciones adecuadas del suelo.

La resistencia completamente pasiva probablemente nunca sería apropiada porque las deformaciones necesarias en el suelo probablemente serían tan grandes que la estructura se vería comprometida. Además, existe una gran incertidumbre en el valor nominal de la resistencia pasiva, lo que

también podría argumentar a favor de un factor más bajo de H , en caso de que no se incluya un sesgo conservador.

2.3.3. Combinaciones de carga incluyendo las cargas debidas a hielo atmosférico

Cuando una estructura esté sujeta a la acción de cargas debidas al hielo atmosférico y viento sobre el hielo, se deberán considerar las siguientes combinaciones de cargas:

1. En la **combinación 2**: se deberá reemplazar

$$0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \text{ por } 0,2 D_i + 0,5 S$$

2. En la **combinación 4**: se deberá reemplazar

$$1,0 W + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \text{ por } 0,2 D_i + W_i + 0,5 S$$

3. En la **combinación 6**: se deberá reemplazar

$$1,0 W \text{ por } D_i + W_i$$

C 2.3.3. Combinaciones de carga incluyendo las cargas debidas a hielo atmosférico

Las **combinaciones de carga 1 y 2** especificadas en el artículo 2.3.3 incluyen los efectos simultáneos de las **cargas de nieve** (como se definen en el Reglamento CIRSOC 104-05 y en el Capítulo 7 de ASCE 7-2010) y de las **cargas debidas al hielo atmosférico** como se definen en el Reglamento CIRSOC 104 y en el Capítulo 10 de ASCE 7-2010).

Las **combinaciones de carga 2 y 3** especificadas en el artículo 2.3.3 introducen el efecto simultáneo del viento sobre el hielo atmosférico.

La **carga de viento sobre el hielo atmosférico**, W_i , corresponde a un evento con un intervalo de recurrencia medio (Mean Recurrence Interval - MRI) de aproximadamente **500 años**. En consecuencia, los factores de carga para W_i se establecieron en **1,0** en el artículo 2.3.4.

Las **cargas de nieve** definidas en el Reglamento CIRSOC 104-05 y en el Capítulo 7 de ASCE 7-2010 se basan en mediciones de precipitación congelada acumulada en el suelo, que incluye nieve, hielo debido a lluvia helada y lluvia que cae sobre la nieve y luego se congela. Por lo tanto, los efectos de la lluvia helada se incluyen en las cargas de nieve para cubiertas, techos, pasarelas y otras superficies a las que normalmente se aplican las cargas de nieve.

Las **cargas debidas al hielo atmosférico** definidas en el Capítulo 10 de ASCE 7-2010, se deben aplicar simultáneamente a aquellas partes de la estructura en las cuales se acumule hielo debido a la lluvia helada, a la formación de hielo en las nubes o a la acumulación de nieve y que no están sujetas a las cargas de nieve del Capítulo 7 de ASCE 7-2010. Una torre reticulada instalada en el techo de un edificio es un ejemplo. Las cargas de nieve dadas en el Capítulo 7 de ASCE 7 se aplicarían al techo con las cargas de hielo atmosférico del Capítulo 10 aplicadas a la torre reticulada. Si una torre reticulada tiene plataformas de trabajo, las cargas de nieve se aplicarían a la superficie de las plataformas con las cargas de hielo atmosférico aplicadas a la torre. Si un letrero está montado en un techo, las cargas de nieve se aplicarían al techo y las cargas de hielo atmosférico al letrero.

2.3.4. Combinaciones de carga incluyendo cargas debidas a coacción

Cuando sea aplicable, los efectos estructurales de la **carga de coacción T** (esfuerzos internos debidos a cambio de temperatura, humedad, contracción, fluencia lenta, etc.) se deberán considerar en combinación con otras cargas.

El factor de carga que afecta a la **carga T** se deberá establecer considerando la incertidumbre asociada

C 2.3.4. Combinaciones de carga incluyendo las cargas debidas a coacción

Los efectos de la **carga de coacción** se deberían calcular sobre la base de una evaluación realista de los valores más probables en lugar de los valores del límite superior de las variables. El valor más probable es el valor que se puede esperar en cualquier momento arbitrario. Cuando las cargas de coacción se combinan con cargas permanentes como acción principal, se puede utilizar un **factor de carga de 1,2**. Sin embargo, cuando se considera más de una carga

con la magnitud probable de la carga, la probabilidad de que el **efecto máximo de T** ocurra simultáneamente con otras cargas aplicadas, y las consecuencias adversas potenciales si el efecto de T es mayor que el supuesto. El **factor de carga para T** no debe tener un valor menor que **1,0**.

variable y las cargas debidas a coacción se consideran una carga complementaria, el factor de carga se puede reducir siempre que sea poco probable que las cargas principal y complementaria alcancen sus valores máximos al mismo tiempo. El factor de carga aplicado a T no se debe considerar con un valor inferior a **1,0**.

Si solo se dispone de datos limitados para definir la magnitud y la distribución de la frecuencia de la carga debida a coacción, entonces **su valor se debe estimar cuidadosamente**. La estimación de la incertidumbre en la carga debida a coacción se puede complicar por la variación de la rigidez del material del elemento o de la estructura en consideración.

Cuando se verifique la capacidad de una estructura o elemento estructural para resistir los efectos de las **cargas debidas a coacción** se deberían considerar las siguientes combinaciones de acciones:

$$1,2 D + 1,2 T + 0,5 L$$

$$1,2 D + 1,6 L + 1,0 T$$

Estas combinaciones no son exhaustivas y será necesario evaluarlas en algunas situaciones específicas. Por ejemplo, cuando las sobrecargas de cubierta o las cargas de nieve sean significativas y puedan ocurrir simultáneamente con las cargas debidas a coacción, se debería incluir su efecto. El diseño se debería basar en **la combinación de la carga que cause el efecto más desfavorable**.

2.3.5. Combinaciones de carga para cargas no especificadas

Siempre que la **Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación** lo apruebe, se le permitirá al Profesional responsable del diseño estructural determinar el efecto de las cargas combinadas para el diseño por resistencia utilizando un método que sea consistente con el método en el cual se basan los requisitos de la combinación de cargas especificadas en el artículo 2.3.2.

Dicho método se deberá basar en probabilidades y deberá ser acompañado por documentación que considere el análisis y la recolección de datos soporte que sea aceptable para la Autoridad Fiscalizadora.

C 2.3.5. Combinaciones de carga para cargas no especificadas

En algunas ocasiones los Proyectistas Estructurales pueden desear desarrollar criterios de carga para el diseño por resistencia que sean coherentes con los requisitos de la especificación ASCE 7, en algunas situaciones en las que dicha especificación no proporciona información sobre cargas o combinaciones de carga. También pueden desear considerar criterios de carga para situaciones especiales, según lo requiera el Propietario, en aplicaciones de ingeniería basadas en desempeño (PBE), de acuerdo con el artículo 1.3.1.3.

Los equipos responsables de definir los criterios de diseño por resistencia para el diseño de sistemas y elementos estructurales pueden desear desarrollar factores de resistencia que sean coherentes con lo establecido en ASCE 7 y en los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC.

Dichos criterios de carga se deberían desarrollar utilizando un procedimiento estandarizado para asegurar que las cargas de diseño mayoradas resultantes y las combinaciones de carga conduzcan a fiabilidades **objetivo** (o a niveles de desempeño) que puedan compararse con los criterios de carga habitualmente utilizados, establecidos en el artículo 2.3.2.

Los requisitos de combinación de carga dados en el mencionado artículo 2.3.2 y en los criterios de resistencia

para los siguientes materiales:

- para el **acero** en la especificación AISC (2010) utilizada de base para el Reglamento CIRSOC 301-2018,
- para el **hormigón estructural** en ACI 318-05 (2005), documento utilizado de base para el Reglamento CIRSOC 201-05,
- para el **aluminio estructural** en la especificación utilizada de base para desarrollar el CIRSOC 701-2010 (Specification for Aluminum Structures),
- para la **construcción estructural con madera** en ANSI / AF & PA NDS-2005 National Design Specifications for Wood Construction, base del Reglamento CIRSOC 601-2016,
- para **mampostería estructural** en TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5, Buildings Code Requirements for Masonry Structures, documento base para el desarrollo del Reglamento CIRSOC 501-2007,

se basan en conceptos modernos de la teoría de la fiabilidad estructural. En el diseño de estados límite basado en probabilidades (**PBLSD**), la fiabilidad se mide mediante un **índice de fiabilidad**, β , que está relacionado (aproximadamente) con la probabilidad del estado límite por $P_f = \Phi(-\beta)$.

El enfoque adoptado en el **PBLSD** fue:

1. Determinar un conjunto de objetivos de fiabilidad o puntos de referencia, expresados en función de β , para un espectro de diseños de elementos estructurales tradicionales que incluyeran acero, hormigón armado, aluminio, madera estructural y mampostería estructural.

En este ejercicio de calibración se enfatizaron las situaciones de carga debidas a la acción de la gravedad, pero también se consideraron las cargas debidas a la acción del viento y de los sismos. Un grupo de expertos en especificaciones de materiales participó en la evaluación de los resultados de esta calibración y en la selección de la fiabilidad buscada. Los marcadores o puntos de referencia de fiabilidad así identificados no son los mismos para todos los estados límite. Si el modo de falla es relativamente dúctil y las consecuencias no son serias, β tiende a estar en el rango de 2,5 a 3,0, mientras que si el modo de falla es frágil y las consecuencias son severas, β será igual o mayor que 4,0.

2. Determinar el conjunto de factores de carga y resistencia que mejor cumpla con los objetivos de fiabilidad identificados en **el ítem 1** de este artículo, en un sentido general, considerando el alcance de las estructuras que podrían ser diseñadas mediante ASCE 7-2010 y las especificaciones de materiales y códigos que las referencian.

Los requisitos de combinación de carga que aparecen en el artículo 2.3.2, utilizaron esta aproximación, que se basa en un formato de “*acción principal-acción complementaria*”, en el que una carga se considera con su valor máximo mientras que otras cargas se adoptan con sus valores en un momento determinado.

Basado en el análisis integral de fiabilidad realizado para respaldar su desarrollo, se encontró que estos factores de carga logran una muy buena aproximación mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_Q = (\mu_Q / Q_n) (1 + \alpha_Q \beta V_Q) \quad (C 2.3.1)$$

siendo:

μ_Q la carga media,

Q_n la carga nominal especificada en los distintos capítulos de ASCE 7 y en los Reglamentos CIRSOC que se han desarrollado en base a dicho documento,

V_Q el coeficiente de variación de la carga,

β el índice de fiabilidad, y

α_Q un coeficiente de sensibilidad que es aproximadamente igual a **0,8** cuando Q es una acción principal y **0,4** cuando Q es una acción complementaria.

Esta aproximación es válida para una amplia gama de distribuciones de probabilidad habituales que se utilizan para modelar cargas estructurales. El factor de carga es una función creciente del sesgo en la estimación de la carga nominal, la variabilidad en la carga y el índice de fiabilidad objetivo, como dictaría el sentido común.

Como ejemplo, los factores de carga en la **combinación 2** del artículo 2.3.2 se basan en lograr un β de aproximadamente **3,0** para un estado límite dúctil con consecuencias moderadas (por ejemplo, formación de la primera rótula plástica en una viga de acero).

Para la sobrecarga actuando como **acción principal**:

$$\mu_Q / Q_n = 1,0 \text{ y } V_Q = 0,25$$

Para la sobrecarga actuando como **acción complementaria**:

$$\mu_Q / Q_n \approx 0,3 \text{ y } V_Q \approx 0,6$$

Sustituyendo estos valores estadísticos en la expresión C 2.3.1, resultaría:

$$\gamma_Q = 1,0 [1 + 0,8 (3) (0,25)] = 1,6 \quad (\text{acción principal}) \text{ y}$$

$$\gamma_Q = 0,3 [1 + 0,4 (3) (0,60)] = 0,52 \quad (\text{acción complementaria})$$

El documento ASCE 7-05 estableció los valores **1,60** y **0,50** para estos **factores de sobrecarga en las combinacio-**

nes (2) y (3).

Si un Proyectista Estructural elige diseñar para una probabilidad de estado límite que sea menor que el caso estándar, por un factor de aproximadamente **10**, el valor β aumentaría a aproximadamente **3,7** y el factor de sobrecarga principal aumentaría a aproximadamente **1,74**.

De manera similar, los factores de resistencia que son coherentes con los factores de carga anteriormente citados, se aproximan bien para la mayoría de los materiales mediante la siguiente expresión:

$$\phi = (\mu_R / R_n) \exp [-\alpha_R \beta V_R] \quad (\text{C 2.3.2})$$

siendo:

μ_R la fuerza media,

R_n la fuerza especificada en el Reglamento,

V_R el coeficiente de variación en la fuerza, y

α_R el coeficiente de sensibilidad aproximadamente igual a **0,7**.

Para el estado límite de fluencia en un elemento de tensión de acero ASTM A992, con un límite de fluencia especificado de **345 MPa**, la relación $\mu_R / R_n = 1,06$ (bajo un estado estático de carga) y $V_R = 0,09$.

Entonces la expresión C 2.3.2 resulta:

$$\phi = 1,06 \exp [-(0,7) (3,0) (0,09)] = 0,88$$

El factor de resistencia para tracción dado en la **Sección D de la Especificación ANSI - AISC 360 (2010)** se establece igual a **0,9**.

Cuando un **objetivo** de rendimiento diferente requiera que la probabilidad del estado límite objetivo se reduzca en un factor de **10**, entonces ϕ disminuirá a **0,84**, o sea tendrá una reducción de aproximadamente el **7 %**.

Se recomienda a los Proyectistas Estructurales que deseen calcular factores de resistencia alternativos para productos de madera estructural y otros componentes estructurales que, cuando los efectos de la duración de la carga puedan ser significativos, revisen los materiales de referencia proporcionados antes de usar la expresión C 2.3.2.

Hay dos cuestiones clave que se deben abordar para utilizar las expresiones C 2.3.1 y C 2.3.2:

- **selección del índice de fiabilidad β , y**

- **determinación de las estadísticas de carga y resistencia.**

El índice de fiabilidad controla el nivel de seguridad, y su selección debería depender del modo y consecuencia de la falla.

Las cargas y los factores de carga en ASCE 7 no explican explícitamente los **índices de fiabilidad** más altos que normalmente se desean para los mecanismos de falla frágiles o las consecuencias más serias de la falla. Los estándares comunes para el diseño de materiales estructurales a menudo tienen en cuenta tales diferencias en sus factores de resistencia (por ejemplo, el diseño de conexiones según AISC o el diseño de columnas según ACI).

La **Tabla C 1.3.1** proporciona pautas generales para seleccionar fiabilidades objetivo, coherentes con los extensos estudios de calibración realizados anteriormente para desarrollar los requisitos de carga establecidos en el artículo 2.3.2 y los factores de resistencia en los estándares de diseño para materiales estructurales.

Los **índices de fiabilidad** en esos estudios anteriores se determinaron para elementos estructurales con base en un **período de servicio de 50 años**.

Las fiabilidades del sistema son más altas en un grado que depende de la redundancia y ductilidad estructural.

Las probabilidades representan, en orden de magnitud, los índices de falla anuales asociados de los elementos para aquellos que pudieran encontrar útil esta información al seleccionar un objetivo de fiabilidad.

Los requisitos de carga especificados en los artículos 2.3.2 a 2.3.4 están respaldados por una cantidad importante de bases de datos estadísticos revisadas por pares, y los valores de la media y el coeficiente de variación, μ_Q / Q_n y V_Q , están bien establecidos. Este soporte puede no existir para otras cargas que tradicionalmente no han sido cubiertas por ASCE 7.

De manera similar, las estadísticas utilizadas para determinar μ_R / R_n y V_R deberían ser coherentes con la especificación del material subyacente. Cuando las estadísticas se basen en programas de prueba de lotes pequeños, todas las fuentes razonables de variabilidad del uso final deberían incorporarse en el plan de muestreo.

El Proyectista Estructural debería documentar la base de todas las estadísticas seleccionadas en el análisis y presentar la documentación para su revisión por parte de la autoridad competente. Dichos documentos deberían formar parte del registro de diseño permanente.

Se advierte al Proyectista Estructural que los criterios de carga y resistencia necesarios para lograr un objetivo de desempeño basado en la fiabilidad están acoplados a través del término común, β en las expresiones C 2.3.1 y C 2.3.2.

Los ajustes a los factores de carga sin los correspondientes ajustes a los factores de resistencia conducirán a un cambio impredecible en el rendimiento estructural y en la fiabilidad.

2.4. COMBINACIONES DE CARGA PARA EVENTOS EXTRAORDINARIOS

2.4.1. Campo de validez

Cuando lo requiera el Propietario o el Código de Edificación que sea de aplicación, se deberá verificar la resistencia y la estabilidad de la estructura con el fin de asegurar que las mismas sean capaces de resistir los efectos de eventos extraordinarios (por ejemplo de baja probabilidad) tales como incendios, explosiones o impactos vehiculares sin daño (colapso) desproporcionado.

2.4.2. Combinaciones de carga

2.4.2.1. Capacidad de una estructura o elemento estructural

Para verificar la capacidad de una estructura o elemento estructural de resistir el efecto de un evento extraordinario, se deberá considerar la siguiente combinación de cargas gravitatorias:

$$(0,9 \text{ ó } 1,2) D + A_k + 0,5 L + 0,2 S \quad (2.4.1)$$

siendo:

A_k carga o efecto de carga resultado del evento extraordinario A .

2.4.2.2. Capacidad residual

Para verificar la capacidad de carga residual de una estructura o elemento estructural después de la ocurrencia de un evento dañino, los elementos de carga seleccionados por el Profesional Responsable del Diseño deberán ser eliminados teóricamente y la capacidad de la estructura dañada se evaluará utilizando la siguiente combinación de cargas gravitatorias:

$$(0,9 \text{ ó } 1,2) D + 0,5 L + 0,2 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (2.4.2)$$

2.4.3. Requisitos de estabilidad

Se deberá proporcionar estabilidad a la estructura en su conjunto y a cada uno de sus elementos. Este Reglamento permite utilizar **cualquier método que considere la influencia de los efectos de segundo orden**.

C 2.4. COMBINACIONES DE CARGA PARA EVENTOS EXTRAORDINARIOS

Este artículo advierte al Proyectista Estructural que ciertas circunstancias pueden requerir que las estructuras se revisen para detectar eventos de baja probabilidad, como incendios, explosiones e impactos vehiculares.

Desde la edición 1995 del documento ASCE 7, el comentario al artículo 2.4 ha proporcionado un conjunto de combinaciones de carga que se dedujeron utilizando una base probabilística similar a la utilizada para desarrollar los requisitos de combinación de carga para cargas habituales especificadas en el artículo 2.3.

En los últimos años, los eventos sociales y políticos han llevado a buena parte de los Proyectistas Estructurales, Ingenieros, Arquitectos, Desarrolladores de proyectos y Autoridades de Fiscalización o Jurisdiccionales manifestar un creciente deseo de mejorar las prácticas de diseño y construcción de ciertos edificios con el fin de lograr una **robustez estructural adicional** y una **disminución de la probabilidad de colapso desproporcionado en caso de ocurrir un evento anormal**.

En Estados Unidos, varias agencias federales, estatales y locales, han adoptado políticas que requieren que los nuevos edificios y estructuras sean construidos con tales mejoras de **solidez o robustez estructural** (GSA, 2003; y DOD, 2009).

Por lo general, la solidez o robustez se evalúa mediante la eliminación hipotética de elementos estructurales clave que soportan carga, seguida de un análisis estructural para evaluar la capacidad de la estructura para superar el daño (a menudo denominado análisis de ruta alternativa).

Al mismo tiempo, los avances en la ingeniería estructural para condiciones de incendio (por ejemplo, AISC 2010, Apéndice 4) plantean la posibilidad de que los nuevos requisitos de diseño estructural para la seguridad contra incendios complementen las disposiciones existentes que se consideran satisfactorias para los próximos años.

Para satisfacer estas necesidades, las combinaciones de carga para eventos extraordinarios se han trasladado a la Sección 2.5 de ASCE 7 cuando antes estaban en los Comentarios.

Estas disposiciones no pretenden reemplazar los enfoques tradicionales para asegurar la resistencia al fuego basados en curvas estandarizadas de tiempo-temperatura y tiempos de resistencia especificados en los Códigos vigentes en Estados Unidos. Los tiempos de resistencia especificados en esos códigos se basan en la curva de tiempo-temperatura de la norma ASTM E119 bajo la carga de diseño permitida total.

Los **eventos extraordinarios** surgen de condiciones ambientales o de servicio que tradicionalmente no eran consideradas explícitamente en el diseño de edificios comunes y otras estructuras. Tales eventos se caracterizan

por una **baja probabilidad de ocurrencia** y generalmente son de **corta duración**. Son pocos los edificios que alguna vez están expuestos a tales eventos, y rara vez se dispone de datos estadísticos para describir su magnitud y efectos estructurales. En la **categoría de eventos extraordinarios** estarían incluidos los incendios, las explosiones de líquidos volátiles o gas natural en los sistemas de servicio del edificio, sabotaje, impacto vehicular, mal uso por parte de los ocupantes del edificio, hundimiento (no asentamiento) del subsuelo y tornados.

Es probable que la ocurrencia de cualquiera de estos eventos provoque daños o fallas estructurales. Si la estructura no está diseñada y detallada correctamente, esta falla local puede iniciar una reacción en cadena de fallas que se propaguen a lo largo de una parte importante de la estructura y conduzcan a **un colapso total o parcial, potencialmente catastrófico**.

Aunque todos los edificios son susceptibles a tales derrumbes en diversos grados, la construcción que carece de continuidad y ductilidad inherentes es particularmente vulnerable (Taylor, 1975; Breen and Siess, 1979; Carper and Smilowitz, 2006; Nair, 2006; y NIST, 2007).

Las buenas prácticas de diseño requieren que las estructuras sean robustas y que su seguridad y rendimiento no sean sensibles a las incertidumbres en las cargas, las influencias ambientales y otras situaciones no consideradas explícitamente en el diseño.

El sistema estructural debería estar diseñado de tal manera que, si ocurre **un evento extraordinario**, la probabilidad de daño proporcional al evento original sea suficientemente pequeña (Carper and Smilowitz, 2006; y NIST, 2007).

La filosofía de diseñar para limitar la propagación de daños en lugar de prevenirlos por completo es diferente del enfoque tradicional del diseño para soportar cargas permanentes, sobrecargas, cargas debidas a la acción del viento y de la nieve, pero es similar a la filosofía adoptada en el diseño sismorresistente moderno.

En general, los sistemas estructurales se deberían diseñar con suficiente continuidad y ductilidad como para que se puedan desarrollar trayectorias de carga alternativas después de la falla de un elemento individual con el fin de que no se produzca la falla de la estructura en su conjunto.

En un nivel simple, la continuidad se puede lograr requiriendo el desarrollo de una fuerza de unión mínima, como por ejemplo de **20 kN/m** entre elementos estructurales (NIST, 2007).

Las fallas de los elementos individuales se pueden controlar mediante medidas de protección que aseguren que ningún elemento de carga esencial se vuelva ineficaz como resultado de un accidente, aunque este enfoque puede ser más difícil de implementar. Cuando la falla del elemento resulte inevitablemente en un colapso desproporcionado, el **elemento se debería diseñar para un mayor grado de fiabilidad** (NIST, 2007).

Los estados límite de diseño incluyen pérdida de equilibrio como cuerpo rígido, grandes deformaciones que conducen a efectos significativos de segundo orden, deformación o ruptura de elementos o conexiones, formación de mecanismos e inestabilidad de los elementos o de la estructura en su conjunto.

Estos estados límite son los mismos que se consideran para otros eventos de carga, pero los mecanismos de resistencia a la carga en una estructura dañada pueden ser diferentes y fuente de capacidades de carga que normalmente no se considerarían en el diseño de estados límite últimos ordinarios, como acciones de arco, de membrana o de catenaria.

El uso del análisis elástico subestima la capacidad de carga de la estructura (Marjanishvili and Agnew, 2006). Se pueden utilizar análisis material o geoméricamente no lineales o plásticos, dependiendo de la respuesta de la estructura a las acciones. Las disposiciones de diseño específicas para controlar el efecto de cargas extraordinarias y el riesgo de falla progresiva se desarrollan con una base probabilística (Ellingwood and Leyendecker, 1978; Ellingwood and Corotis, 1991; y Ellingwood and Dusenberry, 2005).

El Proyectista Estructural puede reducir la probabilidad de un evento extraordinario o diseñar la estructura para resistir o absorber el daño del evento si este ocurriera.

Si F se considera **el evento de falla** (daño o colapso) y A el evento de que ocurra un hecho estructuralmente dañino, la probabilidad de falla debido a un **evento A** será:

$$PAGF = PAG(F|A) \cdot PAG(A) \quad (C\ 2.4.1)$$

siendo:

$PAG(F|A)$ la probabilidad condicional de falla de una estructura dañada, y

$PAG(A)$ la probabilidad de ocurrencia del evento A.

La separación de $PAG(F|A)$ y $PAG(A)$ permite centrarse en diferentes estrategias para reducir el riesgo.

$PAG(A)$ depende de la ubicación, el control del uso de sustancias peligrosas, la limitación del acceso y otras acciones que son esencialmente independientes del diseño estructural.

En cambio $PAG(F|A)$ depende de las medidas de diseño estructural que van desde las disposiciones mínimas para la continuidad hasta una evaluación estructural completa posterior al daño.

La probabilidad, $PAG(A)$, depende del peligro específico. Los datos limitados sobre incendios severos, explosiones de gas, explosiones de bombas y colisiones vehiculares indican que la probabilidad del evento depende del tamaño del edificio, medido en unidades de vivienda o en metros cuadrados, y varía de aproximadamente $0,2 \times 10^{-6} / \text{unidad de vivienda} / \text{año}$ hasta aproximadamente $8,0 \times 10^{-6} / \text{unidad de vivienda} / \text{año}$ (NIST, 2007).

Por lo tanto, la probabilidad de que la estructura de un edificio se vea afectada puede depender del número de unidades de vivienda del edificio o de sus metros cuadrados.

Si se fuera a establecer la probabilidad de estado límite condicional, resultaría:

$$PAG(F|A) = 0,05 - 0,10$$

sin embargo, la probabilidad anual de falla estructural dada en la expresión C 2.4.1 sería menor que 10^{-6} , colocando el riesgo en un segundo plano de baja magnitud junto con los riesgos de accidentes raros (Pate-Cornell, 1994).

Los requisitos de diseño correspondientes a esta probabilidad **PAG (F | A)** se pueden desarrollar utilizando análisis de fiabilidad de primer orden siempre que se disponga de la función de estado límite que describa el comportamiento estructural (Ellingwood and Dusenberry, 2005). La acción estructural (fuerza o deformación restringida) resultante de un **evento extraordinario A**, utilizada en el diseño, se indica en **A_k**.

Para definir la distribución de frecuencia de la carga (NIST, 2007; y Ellingwood and Dusenberry, 2005) solo se dispone de datos limitados. La incertidumbre en la carga debido al evento extraordinario se engloba en la selección de un valor conservador de **A_k**, y por tanto el **factor de carga** en **A_k** se establece igual a **1,0**, como se hace en las combinaciones que incluyen la carga sísmica **E**.

La carga permanente se puede multiplicar por el factor **0,9** siempre que tenga un efecto estabilizador. De lo contrario, el factor de carga podrá ser **1,2**, como ocurre con las combinaciones habituales establecidas en el artículo 2.3.2.

En las acciones complementarias, los **factores de carga menores que 1,0** reflejan la pequeña probabilidad de que ocurra la presencia conjunta de la carga extraordinaria y la sobrecarga de diseño, nieve o viento.

Las acciones complementarias **0,5L** y **0,2S** corresponden, aproximadamente, al valor medio de la sobrecarga máxima anual y al valor medio de la carga de nieve máxima anual respectivamente (Chalk and Corotis, 1980; y Ellingwood, 1981).

La acción complementaria en la expresión 2.4.1 incluye solo la carga de nieve porque la probabilidad de una coincidencia de **A_k** con **L_r** o **R**, que tienen una corta duración en comparación con **S**, es despreciable. Un conjunto similar de combinaciones de carga para eventos extraordinarios aparece en el Eurocódigo 1 (2006).

El término **0,2W**, que aparecía anteriormente en estas combinaciones se ha eliminado y se ha sustituido por **un requisito para comprobar la estabilidad lateral**.

Un enfoque para cumplir con este requisito, que se basa en las recomendaciones del Structural Stability Research

Council (Galambos, 1998), es aplicar fuerzas hipotéticas laterales, N_i :

$$N_i = 0,002 \Sigma P_i \quad , \text{ a nivel } i,$$

siendo:

ΣP_i la fuerza de gravedad de la expresión 2.4.1 o 2.4.2 actuando a **nivel i** , en combinación con las otras cargas establecidas en dichas expresiones 2.4.1 o 2.4.2.

Es de hacer notar que la **expresión 1.4.1** establece que, cuando se realice una comprobación de la integridad estructural general, las fuerzas laterales actuando sobre una estructura intacta serán iguales a **0,01 w_x** , siendo w_x la carga permanente a **nivel x**.

CAPÍTULO 3. CARGAS PERMANENTES

3.1. CARGAS PERMANENTES

C 3.1. CARGAS PERMANENTES

3.1.1. Definición

Se define como **carga permanente** a la carga que tiene variación pequeña (despreciable en relación a su valor medio) e infrecuente, con tiempo de aplicación prolongado.

La **carga permanente** consiste, en general, en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio, incluyendo, pero no limitado a, paredes, pisos, cubiertas, cielorrasos, escaleras, elementos divisorios, terminaciones, revestimientos y otros elementos arquitectónicos y estructurales incorporados de manera similar así como también el equipamiento de servicios con peso determinado, incluyendo el peso de las grúas.

3.1.2. Pesos de los materiales y elementos constructivos

Cuando se determinen las **cargas permanentes con propósito de diseño**, se deberán utilizar los pesos reales de los materiales y elementos constructivos. En ausencia de información fehaciente, se usarán los valores que se indican en el presente Reglamento o los valores indicados por la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación.

Las **cargas permanentes** se obtendrán multiplicando los volúmenes o superficies considerados en cada caso, por los correspondientes pesos unitarios que se indican en la **Tabla 3.1** para los materiales y elementos constructivos y en la **Tabla 3.2** para otros materiales de construcción y materiales almacenables diversos.

Cuando estas cargas tengan el carácter de estabilizante, se determinará exhaustivamente su valor en cada caso particular, para no asignarles un valor en exceso.

C 3.1.2. Pesos de los materiales y elementos constructivos

Con el fin de establecer una práctica uniforme entre los Proyectistas Estructurales se presenta una lista de los materiales generalmente utilizados en la construcción de edificios, acompañados de sus pesos propios.

Aunque se ha tratado de listar a la mayor cantidad posible de materiales seguramente surgirán casos especiales para los cuales la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación deberá fijar valores.

Algunos materiales para los cuales se indica un solo valor, en realidad, pueden presentar una considerable variación en el peso. El valor especificado es un valor promedio que se considera adecuado para uso general, pero cuando existan razones para sospechar una desviación considerable del valor dado **se deberá determinar su peso real**.

La experiencia ha mostrado, que existen situaciones que, si no se consideran en el diseño, pueden reducir la futura utilidad del edificio o reducir su margen de seguridad. Entre ellas están:

1. **Cargas permanentes:** Existen numerosos ejemplos en los cuales los pesos reales de los elementos y materiales de construcción han excedido en la obra los valores usados en el diseño. Se aconseja no solo ser prudente en el uso de los valores tabulados, sino ser lo más preciso posible en la consideración de las medidas geométricas (altura, ancho, espesor) de los elementos constructivos.
2. **Instalaciones futuras:** Cuando parezca probable la realización de instalaciones o modificaciones futuras, se deberían prever las cargas correspondientes. Se llama la atención también acerca de la posibilidad de cambios temporarios en el destino de uso del edificio.

3. **Elementos divisorios:** Se debe prestar especial consideración a los tipos y posiciones probables de los elementos divisorios (paredes o tabiques divisorios), ya que una previsión insuficiente de estos elementos divisorios puede reducir la futura sobrecarga del edificio. Cuando los elementos divisorios sean de ladrillo macizo y no estén ubicados sobre vigas, se deberá tener en cuenta su efecto sobre las losas realizándose los cálculos correspondientes mediante la consideración de cargas lineales. Cuando los elementos divisorios sean livianos (de ladrillo hueco o placas con bastidor), generalmente resultará práctico evaluar su efecto considerando los elementos divisorios como cargas uniformemente distribuidas, que se adicionan a las sobrecargas previstas para el destino del local considerado. Esta consideración es válida siempre que se trate de tabiques cuyo peso por metro cuadrado no sea superior a $1,2 \text{ kN/m}^2$. Cuando la sobrecarga de uso sea menor que $2,5 \text{ kN/m}^2$, la sobrecarga de tabiquería por metro cuadrado de piso que hay que adicionar no será inferior a 1 kN/m^2 (este valor corresponde a una distribución por metro cuadrado de piso de $0,5 \text{ m}$ de tabique de $2,5 \text{ m}$ de altura y peso de $0,8 \text{ kN/m}^2$). Cuando la sobrecarga de uso esté comprendida entre $2,5$ y 4 kN/m^2 , se podrá tomar como sobrecarga adicional debida a elementos divisorios un valor de $0,5 \text{ kN/m}^2$. Cuando la sobrecarga de uso sea mayor que 4 kN/m^2 , no será indispensable adicionar el peso de los elementos divisorios.

3.1.3. Carga permanente debida al equipamiento fijo de servicio

Cuando se determinen las **cargas permanentes con propósito de diseño**, se deberá incluir el peso del equipamiento fijo de servicios, tal como la instalación sanitaria, instalación eléctrica, sistemas de calefacción, sistema de ventilación y aire acondicionado.

3.1.4. Carga debida a elementos divisorios

En aquellos edificios de oficinas u otros edificios, donde se levanten o redistribuyan elementos divisorios interiores, se deberá prever el peso de dichos elementos, ya sea que éstos se muestren o no en los planos, a menos que la **sobrecarga especificada sea mayor de 4 kN/m^2** .

Tabla 3.1. Pesos unitarios de los materiales y elementos constructivos

Elementos	Peso unitario	Peso unitario
	kN/m ² ⁽¹⁾	kN/m ³ ⁽¹⁾
• Cielorrasos		
Cielorraso de placas superlivianas, tipo poliestireno expandido, espuma flexible de poliuretano, incluida estructura de sostén, 50 mm de espesor	0,05	
Cielorraso suspendido de placa acústica de fibra mineral incluida estructura de sostén	0,05	
Cielorraso de listones de acero, incluida estructura sostén	0,05	
Cielorraso de placas huecas de policloruro de vinilo rígido, incluida estructura de sostén	0,05	
Cielorraso termo - acústico con elementos modulares de fibra de madera montados sobre elementos metálicos o enlistonado de madera, incluidos éstos	0,10	
Cielorraso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de aluminio	0,20	
Mezcla de cemento, cal, arena, con material desplegado	0,50	
Yeso con metal desplegado	0,18	
• Cubiertas		
Chapa ondulada de fibra orgánica, sin estructura sostén	0,03	
Chapa acanalada de sección ondulada o trapezoidal de aluminio sin estructura de sostén		
- 0,6 mm de espesor (onda chica)	0,025	
- 0,8 mm de espesor (onda grande)	0,03	
- 1,0 mm de espesor (onda grande)	0,04	
Chapa acanalada de perfil ondulado o trapezoidal de acero zincado o aluminizado		
- 0,4 mm de espesor	0,04	
- 0,7 mm de espesor	0,07	
- 1,0 mm de espesor	0,10	
Chapa de cobre de 0,6 mm de espesor, sobre entablonado, incluido éste	0,25	
Chapa de zinc de 0,7 mm de espesor, sobre entablonado, incluido éste	0,25 (*)	
Chapa de plástico reforzado, espesor 1,5 mm sobre enlistonado, incluido éste	0,15	
Cubierta impermeabilizante con base de tela o cartón asfáltico de siete capas	0,10	
Doble chapa de aluminio con núcleo de poliestireno expandido	0,13	
Teja asfáltica sobre enlistonado, incluido éste	0,20	
Teja cerámica tipo español, colonial o árabe, sobre entablonado, incluido éste	0,9 (*)	
Teja cerámica tipo de Marsella o francés, sobre entablonado, incluido éste	0,65 (*)	
Teja cerámica tipo flamenco, sobre entablonado, incluido éste	0,7 (*)	
Teja cerámica tipo normando, sobre entablonado, incluido éste	0,8 (*)	
Teja de mortero de cemento, tipo romano, sobre enlistonado, incluido éste	0,5	
Teja de pizarra natural, sobre entablonado, incluido éste	0,9	
Teja de pizarra artificial, sobre entablonado, incluido éste	0,45 (*)	
Teja de vidrio, sin estructura sostén	0,45	
(*) Para cubiertas montadas sobre enlistonado solamente, a los valores de esta Tabla se les debe restar 0,1 kN/m².		
• Hormigones		
Hormigón de cemento pórtland, arena y canto rodado o piedra partida		
- sin armar		23,5
- armado		25
Hormigón de cemento pórtland, arena y agregado basáltico		25
Hormigón de cemento pórtland, arena y cascote		18
Hormigón de cemento pórtland, arena y mineral de hierro		36
Hormigón de cemento pórtland, arena y arcilla expandida		8 a 20
Hormigón de cal, arena y cascote		16
Hormigón con agregado de poliestireno de alta densidad		5 a 12

(Cont.)

Tabla 3.1. (Cont.) Pesos unitarios de los materiales y elementos constructivos

Elementos	Peso unitario	Peso unitario
	kN/m ² ⁽¹⁾	kN/m ³ ⁽¹⁾
• Ladrillos y Bloques (definidos según normas IRAM 12502 y 12566)		
Bloque de mortero de cemento celular		6,5
Bloque hueco de hormigón		14
Bloque hueco de hormigón liviano		11
Ladrillo hueco cerámico portante, % huecos menor que 60		9
Ladrillo hueco cerámico no portante, % huecos mayor que 60		7
Ladrillo cerámico macizo común		14
Ladrillo de yeso		10
Ladrillo hueco de vidrio	0,95	
• Maderas		
Blanda (dureza Janka menor que 30 MPa ⁽²⁾) (pino Paraná, pino Spruce, etc)		6
Semidura (dureza Janka entre 30 y 45 MPa) (petiribí, pinotea, etc)		9
Dura (dureza Janka entre 45 y 60 MPa) (lapacho, viraró, incienso, etc.)		11
Muy dura (dureza Janka mayor que 60 MPa) (quebracho colorado, curupay, etc.)		13
• Mampostería		
- Con revoque o completa, mortero a la cal o cemento		
Bloque hueco de hormigón		17
Bloque hueco de hormigón liviano		15
Ladrillo cerámico macizo común		17
Ladrillo hueco cerámico portante, % de huecos menor que 60		12
Ladrillo hueco cerámico no portante, % de huecos mayor que 60		10,5
Ladrillo refractario		26
Ladrillo de yeso		12
Piedra arenisca		26
Piedra granítica		26
- Sin revoque, mortero a la cal o cemento		
Bloque hueco de hormigón		15
Bloque hueco de hormigón liviano		12,5
Ladrillo cerámico macizo común		16
Ladrillo hueco cerámico portante, % de huecos menor que 60		10
Ladrillo hueco cerámico no portante, % de huecos mayor que 60		8
• Morteros y Enlucidos		
Mortero de cal y arena		17
Mortero de cal, arena y polvo de ladrillos		16
Mortero de cemento pórtland y arena		21
Mortero de cemento pórtland, cal y arena		19
Mortero de bitumen y arena		22
Enlucido de cal		17
Enlucido de cal y cemento pórtland		19
Enlucido de cal y puzolana		19
Enlucido de cal y yeso		17
Enlucido de cemento pórtland		21
Enlucido de yeso		13

(Cont.)

Tabla 3.1. (Cont.) Pesos unitarios de los materiales y elementos constructivos

Elementos	Peso unitario	
	kN/m ² ⁽¹⁾	kN/m ³ ⁽¹⁾
• Pisos y Contrapisos		
Adoquín de madera 76 mm, sobre mastic, sin relleno	0,48	
Adoquín de madera 76 mm, sobre base de mortero de 13 mm	0,77	
Baldosa cerámica, 12 mm de espesor	0,28	23
Baldosa de gres cerámico, 20 mm de espesor	0,38	
Baldosa de vidrio plana sobre estructura de acero	0,45	
Baldosa vinílica, 3,2 mm de espesor	0,07	
Baldosa de mortero de cemento		22
Baldosón granítico, 38 mm de espesor	0,90	
Linóleo o loseta de goma, 6 mm de espesor	0,05	
Mosaico calcáreo, 20 mm de espesor	0,42	
Mosaico de granito reconstituido	0,60	
Parquet común, hasta 14 mm de espesor		
- madera dura	0,15	
- madera semidura	0,12	
Piso de madera, hasta 22 mm de espesor		
- madera dura	0,25	
- madera semidura	0,20	
Piso elevado o flotante	0,40	
Porcelanato	0,20	
Chapa rayada / lisa, 6 mm de espesor	0,47	
8 mm de espesor	0,63	
10 mm de espesor	0,78	
Contrapiso de cal, arena, polvo de ladrillo y cascote		16
Contrapiso de cemento, arena y cascote		18
Contrapiso de piedra o canto rodado con mortero de cal		17
• Tabiques		
Placa de yeso simple montada sobre bastidor metálico, 95 mm de espesor	0,35	
Placa de yeso doble montada sobre bastidor metálico, 120 mm de espesor	0,55	
Panel premoldeado de yeso cerámico autoportante, 70 mm de espesor	0,55	
100 mm de espesor	0,65	
• Vidrios, Policarbonatos y Acrílicos		
Vidrio sin armar	Espesor mm	
Plano transparente		
- Sencillo	2,0	0,05
- Doble	2,7	0,068
- Triple	3,6	0,09
- Grueso	4,2	0,105
Plano translúcido	2,9	0,072
por cada mm más de espesor de vidrio		0,025

(Cont.)

Tabla 3.1. (Cont.) Pesos unitarios de los materiales y elementos constructivos

Elementos		Peso unitario kN/m ² ⁽¹⁾	Peso unitario kN/m ³ ⁽¹⁾
• Vidrios, Policarbonatos y Acrílicos (Cont.)			
	Espesor mm		
Vidrio armado	6,0	0,15	
Por cada mm más de espesor de vidrio		0,025	
Cristal laminado de seguridad, resistente a golpes			
2 capas	3 c/u	0,016	
2 capas	4 c/u	0,020	
Vidrio templado	3 a 10		
Por cada mm de espesor de vidrio		0,025	
Policarbonato alveolar translúcido	6	0,014	
	8	0,0175	
	10	0,0204	
Policarbonato compacto transparente	2 a 6		
Por cada mm de espesor de policarbonato		0,012	
Poliacrílico con fibra de alta tenacidad, translúcido	2	0,028	
	4	0,047	
	6	0,07	
⁽¹⁾ 1 kN ≅ 100 kgf; ⁽²⁾ 1 MPa ≅ 10 kgf/cm ² .			

Tabla 3.2. Pesos unitarios de materiales de construcción varios y materiales almacenables diversos

Elementos		Peso unitario kN/m ³
• Combustibles		
Dado que los pesos unitarios de estos combustibles son extremadamente variables con el grado de humedad, el tamaño de las piezas del granel y el origen del material, se recomienda expresamente verificar los pesos unitarios antes de adoptar los valores de esta Tabla.		
Aserrín de madera		2
Carbón de antracita, a granel		8,2
Carbón bituminoso, a granel		7,4
Carbón de lignito, a granel		7,4
Carbón de turba, seco, suelto		3 a 6
Coque		6,5
Combustibles líquidos (ver líquidos)		ver líquidos
Madera en astillas		2
Madera en trozos		4,5
• Líquidos		
Aceites en general		9,3
Aceite de ricino		9,7
Acetona		7,9
Ácido clorhídrico al 40 %		12

(Cont.)

Tabla 3.2. (Cont.) Pesos unitarios de materiales de construcción varios y materiales almacenables diversos

Elementos	Peso unitario
	kN/m ³
• Líquidos (Cont.)	
Ácido nítrico al 68 %	14,1
Ácido sulfúrico al 98 %	18,4
Agua	10
Alcohol etílico	8
Anilina	10,4
Bencina	7,4
Benceno (benzol)	9
Cerveza	10,3
Creosota	11
Dieseloil	9
Fueloil	10
Gas butano	5,7
Gas propano	5
Gasoil	9
Glicerina	12,5
Leche	10,3
Mercurio	136
Petróleo crudo	9
Querosene	8
Nafta	7,5
Vino	10
1 kN $\cong$ 100 kgf 1 MPa $\cong$ 10 kgf/cm ²	
• Materiales de construcción varios	
Arcilla expandida por cocción	
- de grano fino: no mayor que 3 mm	9
- de grano intermedio: de 3 a 10 mm	7,5
- de grano grueso: mayor que 10 mm	6,5
Cal	
- en pasta	13
- en polvo	6
- viva	8
Cascote de ladrillo, apilado	13
Cemento suelto	14
Escoria de altos hornos granulada	11
Escoria de altos hornos en trozos	15
Granza de ladrillo	10
Grava o canto rodado, seco	17
Perlita expandida	1,3
Piedra partida, apilada	
- cuarcítica	14
- granítica	16
Policloruro de vinilo (PVC)	14

(Cont.)

Tabla 3.2. (Cont.) Pesos unitarios de materiales de construcción varios y materiales almacenables diversos

Elementos	Peso unitario
	kN/m ³
• Materiales de construcción varios (Cont.)	
Polvo de ladrillo	9
Suelo cemento	(**)
(**) Se determinará en cada caso de acuerdo con las proporciones y tipo de suelo	
Suelo no sumergido	
Arcilla, seca	9,9
Arcilla, húmeda	17,3
Arcilla y grava, seca	15,7
Arena y grava, seca, suelta	15,7
Arena y grava, seca, densa	17,3
Arena y grava, húmeda	18,9
Limo, húmedo y poco compacto	12,3
Limo, húmedo y compacto	15,1
Limo, muy húmedo	17
Suelo sumergido	
Arcilla	12,6
Arena o grava	9,4
Arena o grava y arcilla	10,2
Fango de río	14,1
Tierra negra o vegetal	11
Yeso para cielorrasos y enlucidos	13
- en polvo	12
• Materiales diversos	
Abonos artificiales	12
Adobe	16
Alquitrán	12
Aserrín (en bolsa)	3
Asfalto	13
Azufre sólido	20
Basura	7
Brea	11
Cacao	5,5
Cáñamo	15
Carburo de calcio	9
Caucho (en bruto)	10
Corcho	3
Cuero	10
Estiércol apelmazado	18
Estiércol suelto	12
Harina de pescado	8
Hielo	9

(Cont.)

Tabla 3.2. (Cont.) Pesos unitarios de materiales de construcción varios y materiales almacenables diversos

Elementos	Peso unitario
	kN/m ³
• Materiales diversos (Cont.)	
Lana en fardos	13
Libros y documentos apilados	8,5
Masilla	12
Mica	32
Mineral de hierro	30
Naftalina	11,5
Papel apilado	11
Papel en rollos	15
Parafina	9
Pieles	9
Pirita	27
Pólvora prensada	17,5
Pólvora suelta	9
Porcelana y loza apilada (incluye espacios huecos)	11
Prendas y Trapos (empaquetados)	11
Resina artificial	12
Sal gema	22
Sal molida (gruesa)	8
• Materiales metálicos	
Acero	78,5
Acero al cromo	77
Acero al níquel	82
Aluminio	27
Bronce	86
Cobre	89
Estaño	74
Hierro colado	71
Hierro forjado	76
Latón	86
Magnesio	18,5
Níquel	89
Plata	106
Plomo	114
Zinc	72
• Productos agrícolas (a granel)	
Ajo	1,5
Algodón en fardos	14
Alpiste	7,5
Arroz cáscara	6
Arveja	8
Avena	5

(Cont.)

Tabla 3.2. (Cont.) Pesos unitarios de materiales de construcción varios y materiales almacenables diversos

Elementos	Peso unitario
	kN/m ³
• Productos agrícolas (a granel) (Cont.)	
Azúcar suelta (a granel)	9,5
Azúcar compacta	16
Café	7
Cebada cervecera	6,5
Cebada forrajera	6
Cebolla	7
Centeno	6
Cítricos en general	3,2
Expellers de algodón	5
Expellers de girasol	4,5
Expellers de lino	6,5
Expellers de maní	5,5
Forraje	7
Frutas frescas	7
Girasol	4
Harina	6
Heno prensado	1,7
Hortaliza de hoja	1,3
Legumbres varias	8
Lino	6,5
Maíz desgranado	7,5
Maíz en mazorca	6,3
Malta triturada	4
Maní descascarado	6,5
Mijo	8,5
Nabo	7,5
Papa	7,5
Poroto	7,5
Remolacha azucarera (deseada y cortada)	3
Remolacha	7,5
Sémola	5,5
Soja	7
Sorgo granífero	7,5
Tabaco en fardos	5
Tomate fresco	6,8
Trigo	8
Verdura	4,5
Zanahorias	7,5

(Cont.)

Tabla 3.2. (Cont.) Pesos unitarios de materiales de construcción varios y materiales almacenables diversos

Elementos	Peso unitario
	kN/m ³
• Rocas	
Arenisca	26
Arenisca porosa	24
Basalto o Meláfiro	30
Caliza compacta	28
Caliza porosa	24
Cuarzo	27
Diabasa	28
Diorita	30
Dolomita	29
Gneiss	30
Gabro	30
Granito	28
Mármol	28
Pizarra	28
Pórfido	28
Sienita	28
Travertino	24
1 kN $\cong$ 100 kgf 1 MPa $\cong$ 10 kgf/cm ²	

CAPÍTULO 4. SOBRECARGAS DE DISEÑO

4.1. DEFINICIONES

Helipuerto: superficie estructural que se utiliza para el aterrizaje, despegue, rodaje y estacionamiento de helicópteros.

Escalera fija: escalera que está permanentemente adherida a una estructura, edificio o equipo.

Estructuras de cerramiento: estructura de un edificio o parte del mismo que en su totalidad o parcialmente es autoportante con paredes y cubiertas que tienen por finalidad proteger de la radiación solar y de los insectos, realizada en fibra de vidrio, aluminio, plástico o materiales similares de malla liviana, que delimitan una ocupación o uso.

Pasamanos: baranda que se toma con las manos que sirve de guía y soporte. El conjunto de pasamanos incluye la baranda, fijaciones y estructura de soporte.

Sistema de defensa o protección: sistema de elementos estructurales del edificio, ubicado en lugares abiertos de una superficie elevada, que tiene el propósito de evitar la probabilidad de caída de personas, equipo o material desde dicha superficie elevada.

Sistema de barras de agarre: barra dispuesta para soportar el peso de una persona en ubicaciones tales como toilettes, duchas, y cerramientos de bañeras.

Sistema de barreras para vehículos: sistema de elementos estructurales del edificio cercano a lugares abiertos de un piso o rampa de garaje, o paredes de edificio, que actúa como límite para vehículos.

Sobrecargas: Son aquellas originadas por el uso y ocupación de un edificio u otra estructura, y no incluye cargas debidas a la construcción o provocadas por efectos ambientales, tales como nieve, viento, acumulación de agua, sismo, etc. Las sobrecargas en cubiertas son aquellas producidas por materiales, equipos o personal durante el mantenimiento, y por objetos móviles o personas durante la vida útil de la estructura.

Sobrecargas sobre cubiertas: aquellas cargas sobre una cubierta producidas durante:

- a) el mantenimiento realizado por los trabajadores, el equipamiento y los materiales,
- b) la vida útil de la estructura debido a la presencia de objetos móviles tales como maceteros y otros accesorios decorativos pequeños que no están

relacionados con la ocupación.

4.2. CARGAS NO ESPECIFICADAS

Para ocupaciones o destinos no específicamente indicados en la **Tabla 4.1**, la sobrecarga de diseño deberá ser determinada por similitud con los valores indicados para los destinos existentes. Si se tratara de un caso totalmente atípico y que afectara la seguridad pública, se deberán determinar las cargas de acuerdo con un método aprobado por la autoridad bajo cuya jurisdicción se realiza la obra.

4.3. SOBRECARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS

4.3.1. Sobrecargas de diseño

Las sobrecargas utilizadas en el diseño de edificios y otras estructuras serán las máximas esperadas para el destino deseado en la vida útil de la construcción, pero en ningún caso deberán ser menores que las cargas mínimas uniformemente distribuidas requeridas en la **Tabla 4.1**.

Tabla 4.1. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas y sobrecargas mínimas concentradas

Destino	Uniforme (kN/m ²)	Concentrada (kN)
Archivos	7 (*)	
Áreas de reunión (auditorios, cines, salas de reunión):		
- asientos fijos, sujetos al piso	3 (a)	
- vestíbulos	5 (a)	
- asientos móviles	5 (a)	
- plataformas de montaje	5 (a)	
- pisos de escenarios	7 (a)	
- salas de proyección	5 (a)	
- otras áreas de reunión	5	
Azoteas y terrazas		
- donde pueden congregarse personas	5	
- azoteas accesibles privadamente	3	
- azoteas inaccesibles	1	
Balcones		
- viviendas en general	5	
- casas de 1 y 2 familias, no excediendo 10 m ²	3	
- otros casos	Ver art. 4.11.	
Baños		
- viviendas	2	
- otros destinos	3	
Bibliotecas		
- salas de lectura	3	4,5
- salas de almacenamiento de libros	7 (*) (a, h)	4,5
- pasillos en pisos superiores a planta baja	4	4,5
- pasillos en planta baja	5	4,5

(Cont.)

C 4.3. SOBRECARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS

C 4.3.1. Sobrecargas de diseño

Cuando se selecciona el destino para el diseño de un edificio o una estructura, el Propietario y/o Proyectista o Diseñador Estructural del edificio u otra estructura debería considerar la probabilidad de cambios de destino de uso posteriores, considerando cargas más pesadas que las que se contemplan originariamente. No necesariamente se seleccionarán las cargas más livianas apropiadas para el primer destino de uso. El Propietario debería asegurar que no se coloque, o se permita colocar sobre cualquier piso o cubierta de un edificio u otra estructura, una sobrecarga mayor que aquella para la cual un piso o cubierta fueron diseñados. Se recomienda confeccionar manuales de mantenimiento de los edificios, en los cuales se incluyan planos con indicación de las sobrecargas consideradas en cada sector del edificio. De esta manera, se dispondrá de una referencia clara con la cual el Propietario o Administrador del edificio pueda controlar que no se superasen las sobrecargas de diseño previstas.

La **Tabla 4.1** presenta una lista seleccionada de cargas para los destinos más comunes. A título ilustrativo, en la **Tabla C 4.1** se adjuntan las sobrecargas de diseño mínimas para otros destinos de uso que el Proyectista o Diseñador Estructural debería verificar, a efectos de corroborar que estas tengan una probabilidad razonable de no ser superadas durante la vida útil prevista. En caso contrario, el Proyectista o Diseñador Estructural debería fijar nuevas sobrecargas de diseño.

Se conoce que las cargas de piso medidas en una inspección de sobrecargas, habitualmente están por debajo de los valores de diseño (Peir and Cornell, 1973; McGuire and Cornell, 1974; Sentler, 1975; y Ellingwood and Culver, 1977).

Sin embargo, las estructuras se deben diseñar para resistir las cargas máximas a las que es probable que estén sujetas durante algún **período de referencia T**, frecuentemente considerado como **50 años**.

Tabla 4.1. (Continuación)

Destino	Uniforme (kN/m ²)	Concentrada (kN)
Bowling, salas de billar y áreas recreacionales similares (ver Usos recreativos)		
Cielorrasos con posibilidad de almacenamiento	Ver nota (i)	
- áreas de almacenamiento liviano	1	
- áreas de almacenamiento ocasional	0,5	
- accesibles con fines de mantenimiento		1
Cocinas	Ver (*)	
- viviendas	2	
- otros destinos	4	
Comercios, negocios, locales, tiendas		
- venta minorista		
• planta baja	5	4,5
• pisos superiores	4	4,5
- venta mayorista, todos los pisos	6 (a)	4,5
Cuartos de máquinas y calderas	7,5 (*)	
Cubiertas de techo		
- cubiertas planas, inclinadas y curvas usuales	1	
- cubiertas utilizadas para jardines en terrazas y azoteas	5	
- cubiertas utilizadas con fines de montaje u otras ocupaciones	Igual a la ocupación a la cual sirven	
- cubiertas utilizadas con propósitos especiales	Ver nota (o)	
- toldos y marquesinas. Construcciones de tela soportada por una estructura de esqueleto	0,25 (No se puede reducir)	
- cubiertas de cerramiento (cerramiento de pantalla) para patios, piscinas, pérgolas, jardines de invierno, etc.	0,25 (no se puede reducir) basado en el área tributaria de la cubierta soportada por el marco	1,0
- todas las demás construcciones	1	
- elementos primarios de la cubierta expuestos a un piso de trabajo		9
• punto de un solo panel de la cuerda inferior de las armaduras de la cubierta o de cualquier punto a lo largo de los elementos estructurales primarios que soportan la cubierta sobre áreas de fabricación, almacenamiento y talleres de reparación		
• todos los demás elementos primarios de cubierta		1,40

(Cont.)

Tabla C 4.1. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas

Destino	Uniforme (kN/m ²)
Aire acondicionado (espacio para máquinas)	10 (1)
Almacenamiento, forraje o grano	14 (1)
Cámaras frigoríficas	
Sin sistema de enfriamiento superior	12 (3)
Con sistema de enfriamiento superior	
- piso	7
- cubierta	12
Casas guarda botes, pisos	5 (1)
Centrales telefónicas	7 (1)
Cielorrasos, no residenciales	
- con estructura de sostén accesible	0,5 (6)
- sin almacenamiento	1
- con almacenamiento	4 (1)
Cuartos de caldera, sobre estructura	14 (1)
Dormitorios	
- de uso colectivo	4
- individuales	2
Estudios de radiodifusión	5
Fabricación de hielo	15
Garages, camiones	Ver nota (4)
Hangares	7 (4)
Imprentas	
- salas de composición	5
- salas de linotipia	5
- almacenamiento de papel	Ver nota (2)
- salas de imprenta	7
Invernaderos	7
Juzgados	2 - 5
Laboratorios, áreas de uso científico	5
Morgue	6
Parques de diversiones, en general	5
Pistas de patinaje	
- patinaje sobre hielo	12
- patinaje sobre ruedas	5
Recintos para valores, en oficinas	12 (1)
Salas de aireadores	7
Salas de combustibles, sobre estructura	20
Salas de descanso	3
Salas de máquinas de ascensores	7 (1)
Salas de transformadores	10 (1)
Salas públicas	5
Talleres de fundición	30 (1)
Vías férreas	Ver nota (5)

(1) Utilizar **el peso real del equipo o del material almacenado** cuando sea mayor que los valores especificados en esta Tabla.

(2) Se calculará la carga según la altura del local, y el peso unitario y distribución prevista del material.

(3) **Adicionar 7 kN/m² para camiones.**

(4) Realizar **estudios especiales** para cada caso y considerar el **100 % de carga máxima de eje.**

(5) Como requiera la compañía de ferrocarril.

(6) Los cielorrasos accesibles normalmente **no están diseñados para soportar personas.** El valor en esta Tabla propone tener en cuenta almacenamiento liviano o elementos colgados ocasionalmente. Si fuera necesario soportar el peso del personal de mantenimiento, este debería ser tenido en cuenta.

La **Tabla C 4.2** sintetiza brevemente como los datos de inspección de carga se combinan con un análisis teórico

Tabla 4.1. (Continuación)

Destino	Uniforme (kN/m ²)	Concentrada (kN)
- todas las superficies de cubierta sujetas a trabajo de mantenimiento		1,40
Cubiertas inaccesibles	Ver art. 4.8.	
Defensas para vehículos	Ver art. 4.5.	
Depósitos (deberán ser diseñados para cargas más pesadas cuando el almacenamiento previsto así lo requiera) - liviano - pesado	6 (a) 12 (a). Ver art. 4.13.	
Edificios de Oficinas (ver Oficinas)		
Entrepiso liviano , sobre un área de 650 mm ²		1
Escaleras fijas - viviendas uni y bifamiliares y hoteles en áreas privadas - todos los demás destinos	2 5	Ver nota (j). Ver art. 4.5.4. Ver nota (r)
Escotillas y claraboyas		1
Escuelas - aulas - pasillos y corredores en pisos superiores a planta baja - pasillos y corredores en planta baja	3 4 5	4,5 4,5 4,5
Estadios y arenas (ver Usos recreativos)		
Estrados, tribunas, gradas y escenarios para eventos temporales (ver Usos recreativos)		
Fábricas - manufactura liviana - manufactura pesada	Ver art. 4.13. 6 (a) 12 (a)	9 14
Garajes - sólo vehículos de pasajeros - camiones y ómnibus	2 (a, b, c) Ver art. 4.10.3 y nota (c)	Ver art. 4.10.
Gimnasios, áreas principales y balcones	5 (a)	
Helipuertos	3 (d, e) no se puede reducir	Ver (e, f, g)
Hospitales - quirófanos, salas de operaciones, laboratorios - habitaciones para pacientes - consultorios, salas de espera - pasillos y corredores en pisos superiores a planta baja	3 2 2 4	4,5 4,5 4,5 4,5
Hoteles (ver Usos residenciales)		
Instituciones penitenciarias - celdas - pasillos y corredores	2 5	
Lavaderos - viviendas - otros destinos	Ver (*) 2 3	
Marquesinas y estructuras de entrada a edificios	3,5	

(Cont.)

del proceso de carga para algunos tipos de destino habituales, e ilustra como una carga de diseño se puede seleccionar para un destino no especificado en la **Tabla 4.1** (Chalk and Corotis, 1980).

La carga de piso, normalmente presente para las funciones previstas para un destino de uso dado se considera como **carga de larga duración**. Esta carga está modelada como constante hasta que ocurre un cambio en el residente o en el destino de uso del edificio.

Una inspección de sobrecargas provee las estadísticas de la carga de larga duración. La **Tabla C 4.2** especifica el valor medio, m_s , y el desvío standard, σ_x , para áreas de referencia particulares.

Sumado a la **carga de larga duración**, es probable que un edificio esté sujeto a una serie de eventos de carga transitorios, extraordinarios, de alta intensidad, de duración relativamente corta (debidos a concentraciones en circunstancias especiales o de emergencia, o durante una remodelación y situaciones similares). La información obtenida a partir de inspecciones limitadas y consideraciones teóricas conducen a los valores medios, m_t , y desviaciones standards, σ_t , de las cargas aisladas transitorias que se especifican en la **Tabla C 4.2**.

La combinación de los procesos de **carga de larga duración** y **carga transitoria**, con la debida consideración de las probabilidades de ocurrencia, conduce a los valores estadísticos de la **carga máxima total durante un periodo de referencia específico T**.

Los **valores de la carga máxima total** dependen de la **duración promedio de uso** por parte de un usuario específico individual, τ , de la proporción media de ocurrencia de la carga transitoria, v_e , y del período de referencia, T . Los valores medios están dados en la **Tabla C 4.2**. La media de la carga máxima es similar, en la mayoría de los casos, a los valores de la **Tabla 4.1** de **sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas**. En general, es un valor de diseño adecuado.

En las bibliotecas, y para aquellas salas donde se almacenen los libros en estanterías, la sobrecarga uniforme de **7,00 kN/m²**, especificada en la **Tabla 4.1**, está destinada a cubrir el rango de estanterías de bibliotecas comunes. Las variables más importantes que afectan la carga de piso son la altura de la unidad de apilamiento de libros y la relación entre la profundidad del estante y el ancho del pasillo entre las bibliotecas.

Las unidades de pilas de almacenamiento de libros habituales, tienen una altura nominal de **2,30 m** o menos, con profundidades de estantes en el rango de **0,20 a 0,30 m**.

Los pesos de los libros varían, según el tamaño y densidad del papel, pero existen límites prácticos para lo que se puede almacenar en un espacio determinado. El peso de la pila de libros también varía, pero no lo suficiente como para afectar significativamente la carga general.

Tabla 4.1. (Continuación)

Destino	Uniforme (kN/m ²)	Concentrada (kN)
Oficinas, edificios de oficinas <i>Las salas de informática y archivo deberán estar diseñadas para cargas mayores en función del destino previsto.</i> - vestíbulos y pasillos de planta baja - oficinas - pasillos en pisos superiores a planta baja	5 2,5 4	9 9 9
Pasarelas y plataformas elevadas (que no corresponden a vías de escape)	3	
Pasillos de circulación - planta baja - otros pisos	5 (a) igual valor que el destino con el que comunican, excepto otra indicación, que se especifique en esta Tabla	
Patios y lugares de paseo peatonales	5	
Piso enrejado en sala de máquinas de ascensores (sobre un área de 2500 mm ²)		1,5
Restaurantes, confiterías y salones comedor	5 (a)	
Salidas y escaleras de emergencia - en viviendas unifamiliares únicamente	5 (i)	
Salones de baile y de fiesta (Ver Usos recreativos)		
Sistemas de piso técnico - uso para oficina - uso para computación	2,5 5	9 9
Templos	5	
Usos recreativos - bowling, salas de billar y áreas recreacionales similares - salones de baile y de fiesta - escuelas de danza y salones de baile - gimnasios - Estadios y arenas • sin asientos fijos • con asientos fijos (ajustados al piso) - Estrados, tribunas, gradas y escenarios para eventos temporales	4 (a) 5 (a) 5 (a) 5 (a) Ver art. 4.6.4. 5 (a, k) 3 (a, k) 5 (Ver art. 4.6.4)	
Usos residenciales - viviendas unifamiliares y bifamiliares • áticos inhabitables sin almacenamiento • áticos inhabitables con almacenamiento • áticos habitables y áreas para dormir	 0,50 (l) 1,00 (m) 1,50	

(Cont.)

Tabla C 4.2. Valores estadísticos de sobrecarga típica

Destino	Carga de Inspección		Carga Transitoria		Constantes Temporales			Carga Máxima Media *
	m_s	σ_s *	m_t *	σ_t *	τ_s +	v_e ++	T **	
	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	años	p/año	años	kN/m ²
Edificios de Oficinas - Oficinas	0,52	0,28	0,38	0,39	8	1	50	2,63
Uso Residencial - ocup. p/ inquilino - ocup. p/ dueño	0,29 0,29	0,12 0,12	0,29 0,29	0,32 0,32	2 10	1 1	50 50	1,72 1,82
Hoteles - habit. huésped	0,22	0,06	0,29	0,28	5	20	50	2,20
Escuelas - aulas	0,57	0,13	0,33	0,16	1	1	100	1,63
* Para un área de 20 m ² , excepto para escuelas que es de 90 m ² . ** Período de referencia. + Duración del destino de uso con carga prolongada promedio. ++ Valor medio de ocurrencia de la carga transitoria.								

Considerando las combinaciones prácticas de las dimensiones, pesos y otros parámetros relevantes, cuando las filas paralelas de libros ordinarios de dos caras apilados estén separadas por pasillos que tienen al menos **0,90 m** de ancho, entonces la carga promedio del piso es poco probable que supere los **7,00 kN/m²** especificados, incluso después de permitir una carga nominal del piso del pasillo de **1,00 a 2,00 kN/m²**.

La carga de piso de **7,00 kN/m²** también es aplicable a las instalaciones típicas de gabinetes de archivos siempre que se mantenga el ancho mínimo de pasillos en **0,90 m** de ancho.

Es poco probable que los archivadores convencionales, incluso con dos niveles de estantes para libros apilados sobre ellos, excedan la carga promedio de piso de **7,00 kN/m²** a menos que todos los cajones y estantes estén llenos a capacidad total con papel de densidad máxima. Dicha condición es esencialmente **un límite superior** para el cual los factores de carga normales y los factores de seguridad aplicados al criterio de **7,00 kN/m²** aún deberían proporcionar un diseño seguro.

Cuando la instalación de estanterías de libros no se encuentre dentro de los límites de los parámetros que se especifican en la **nota h)** al pie de la **Tabla 4.1**, **el diseño debería considerar las condiciones reales**.

Por ejemplo, en instituciones médicas, la carga de piso para el almacenamiento de películas de rayos X, puede exceder fácilmente los **9,5 kN/m²**, debido principalmente a la mayor profundidad de los estantes para guardarlas.

Las estanterías móviles para bibliotecas que se deslizan sobre rieles, también se deberían diseñar para cumplir con

Tabla 4.1. (Continuación)

Destino	Uniforme (kN/m ²)	Concentrada (kN)
• todas las demás áreas excepto escaleras	2 (**)	
- todas los demás usos residenciales • salas y habitaciones privadas y los corredores que las sirven • salas y áreas comunes ^(a) y los corredores que las sirven	2 5	
Veredas, entradas vehiculares y patios sujetos a entradas de camiones	12 (r, p)	36 (q)
Vestuarios	2,5	
Importante: (*) Se recomienda efectuar el cálculo con cargas y equipos reales. En ningún caso la sobrecarga a utilizar será menor que la fijada en esta Tabla. (**) En la expresión “todas las demás áreas” se incluyen baños, cocinas, lavaderos, comedores, salas de estar y dormitorios.		
Notas de la Tabla: a) El artículo 4.7 no permite la reducción de la sobrecarga para este destino de uso a menos que se apliquen excepciones específicas indicadas en los documentos del Proyecto y aprobadas por la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación. b) Los pisos en garajes o partes de un edificio utilizado para el almacenamiento de vehículos motorizados deberán estar diseñados para las sobrecargas uniformemente distribuidas especificadas en la Tabla 4.1 o para las cargas concentradas que se indican a continuación: 1. para garajes restringidos a vehículos de pasajeros con capacidad para no más de nueve pasajeros, 14 kN actuando en un área de 114 mm × 114 mm, 2. para estructuras de estacionamientos mecánicos sin losa o cubierta que se utilicen únicamente para almacenar vehículos de pasajeros: 10 kN por rueda. c) Para el caso de camiones y autobuses, se podrán utilizar las especificaciones para el Diseño de Puentes Carreteros dadas en el Reglamento CIRSOC 801 , no siendo necesario aplicar las especificaciones para verificar fatiga y carga dinámica. d) La carga uniforme será de 2 kN/m² cuando el helicóptero adoptado como base de diseño tenga un peso máximo de despegue de 14 kN o menos. Esta carga no podrá ser reducida bajo ningún concepto. e) El etiquetado de la capacidad del helicóptero será el requerido por la Autoridad Fiscalizadora o la Autoridad competente. f) Se deberán aplicar dos cargas concentradas individuales, separadas por 2,50 m en el área de aterrizaje (que representa los dos trenes de aterrizaje principales del helicóptero, ya sea de tipo patín o de ruedas), cada una de ellas con una magnitud de 0,75 veces el peso máximo de despegue del helicóptero, ubicadas de manera tal de producir el efecto de carga máxima sobre los elementos estructurales considerados. Las cargas concentradas se aplicarán sobre un área de 200 mm × 200 mm y no será requisito actuar simultáneamente con otras sobrecargas uniformes o concentradas.		

(Cont.)

los requisitos reales de la instalación específica, que pueden exceder fácilmente los **14,5 kN/m²**. Las ubicaciones de los soportes de los rieles y los límites a las deformaciones por flexión se deberían considerar en el diseño, y el **Proyectista Estructural** debería trabajar en estrecha relación con el **Fabricante** del sistema para proporcionar una estructura reparable.

Las cargas laterales especificadas en la **Tabla 4.1, nota al pie k)** se aplican a “estadios y arenas” y a “tribunas, estrados, gradas y estructuras similares”. Sin embargo no se aplican al ítem “gimnasios, áreas principales y balcones”. Se debería considerar la posibilidad de tratar los balcones de los gimnasios, que tienen pisos escalonados para asientos como **arenas**, dado que requieren las fuerzas de balanceo apropiadas.

En la versión 2010 de ASCE 7, se ha eliminado de la **Tabla 4.1** los valores de sobrecargas para “marquesinas” con su requisito de carga distribuida de **3,5 kN/m²** junto con “cubiertas de techo utilizadas con propósitos o fines de paseo” con sus **3 kN/m²**.

Tanto el término “marquesinas” como el término “paseo” han sido considerados términos arcaicos que no se utilizan en ninguna otra parte del Código ni en los códigos de construcción de Estados Unidos, con excepción de los listados en las Tablas de carga dinámica.

El término “**propósitos de paseo**” se refiere a su uso para montaje identificándose más claramente como tal.

El término “**marquesina**” no estaba definido en ASCE 7 pero sí lo estaba en los códigos de construcción, como **una estructura techada que se proyecta sobre un área de paseo público**. Sin embargo la relación entre una estructura y el área sobre la cual se extiende, no controla las cargas que se aplican a dicha estructura, por lo que la “**marquesina**” se debería diseñar con todas las cargas adecuadas para una estructura cubierta.

Cuando la disposición de la estructura sea tal que permita reunir **carga adicional de ocupación debida a la presencia de más personas que las previstas** (por ejemplo cuando existen acceso a ventanas que podrían servir para reunir a espectadores de un desfile, evento deportivo, artístico, o similar), se debería considerar para el diseño la carga del balcón.

Se reconoce que los balcones y las terrazas a menudo tienen patrones de carga claramente diferentes a los de la mayoría de las habitaciones interiores. A menudo, están sujetos a cargas lineales concentradas de personas que se congregan a lo largo del borde de la estructura (por ejemplo, en un punto de vista panorámico o con vistas privilegiadas).

Esta condición de carga está reconocida en la **Tabla 4.1** como un aumento de la sobrecarga para el área servida, hasta el punto de satisfacer los requisitos de carga para la mayoría de las ocupaciones para reuniones. Como siempre, el Proyectista Estructural debería ser responsable y considerar posibles patrones de carga inusuales que

Tabla 4.1. (Continuación)

Notas de la Tabla:	
g)	Se deberá aplicar una sola carga concentrada de 14 kN sobre un área de 114 mm × 114 mm , ubicada de manera tal de producir los efectos de carga máxima sobre los elementos estructurales considerados. No será necesario suponer que la carga concentrada actúa al mismo tiempo con otras sobrecargas uniformes o concentradas.
h)	La carga se debe aplicar a las losas de piso de salas que admitan el apilamiento de pilas de libros en bibliotecas no móviles de dos caras, sujetas a las siguientes limitaciones: - la altura nominal de la unidad de apilamiento de libros no deberá exceder los 2,30 m. - la profundidad nominal del estante no deberá exceder los 0,30 m para cada cara de la biblioteca. - las filas paralelas de pilas de libros de dos caras deberán estar separadas por pasillos de no menos de 0,90 m de ancho.
i)	Los cielorrasos accesibles normalmente no están diseñados para soportar personas. Los valores dados en esta Tabla consideran almacenamiento liviano, elementos colgados ocasionales o una persona para mantenimiento ocasional. Si fuera necesario soportar el peso de mayor cantidad de personas, esto se deberá tener en cuenta.
j)	La carga concentrada mínima sobre los escalones de una escalera es 1,35 kN .
k)	Además de las sobrecargas verticales, el diseño deberá incluir fuerzas de balanceo horizontal aplicadas a cada fila de asientos de la siguiente manera: 0,35 kN por metro lineal de asiento aplicada en una dirección paralela a cada fila de asientos y 0,15 kN por metro lineal de asiento aplicada en una dirección perpendicular a cada fila de asientos. No será necesario aplicar simultáneamente las fuerzas de balanceo horizontal paralelas y perpendiculares.
l)	Las áreas de ático inhabitables sin almacenamiento son aquellas donde la altura libre máxima entre la viga o vigueta de piso y la viga de techo sea menor de 1,00 metro , o donde no haya dos o más cerchas adyacentes con configuraciones de alma capaces de acomodar un supuesto rectángulo de 1,00 m de altura por 0,60 m de ancho , o más, dentro del plano de las cerchas. No será necesario suponer que esta sobrecarga actúa al mismo tiempo que cualquier otro requisito de sobrecarga.
m)	Las áreas de ático inhabitables con almacenamiento son aquellas donde la altura libre máxima entre la viga de piso y la viga de techo sea de 1,00 m o más, o donde haya dos o más cerchas adyacentes con configuraciones de alma capaces de acomodar un rectángulo asumido de 1,00 m de altura y 0,60 m de ancho (o más), dentro del plano de las cerchas. En el caso de áticos contruidos con cerchas, la sobrecarga solo será necesario aplicarse a aquellas zonas de los cordones inferiores donde se cumplan las dos condiciones siguientes: - El área del ático es accesible desde una abertura de no menos de 0,50 m de ancho por 0,80 m de largo que se encuentre donde la altura libre en el ático sea como mínimo de 0,80 m; y - La pendiente del cordón inferior de la cercha no sea mayor de 2 unidades verticales a 12 unidades horizontales (pendiente del 9,5 %). Las zonas restantes de los cordones inferiores se deberán diseñar para una sobrecarga no concurrente distribuida uniformemente mayor o igual que 0,48 kN/m².

(Cont.)

podieran aparecer en su estructura y que no están cubiertos por las prescripciones dadas en este Reglamento.

Tabla 4.1. (Continuación)

Notas de la Tabla:
n) En aquellos lugares donde se permita la reducción de las sobrecargas uniformes de cubierta a menos de 1 kN/m² de acuerdo con el artículo 4.8.2 y se apliquen al diseño de elementos estructurales dispuestos de manera que generen continuidad, la sobrecarga reducida de cubierta se deberá aplicar a los vanos adyacentes o a los vanos alternos, de ambas opciones la que produzca el mayor efecto de carga desfavorable. o) Las cubiertas utilizadas con propósitos especiales se deberán diseñar para cargas apropiadas según lo aprobado por la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación. p) Cuando se considere apropiado se podrán utilizar otras cargas uniformes, de acuerdo con un método aprobado contenido en códigos o normativa de reconocido prestigio para cargas de camiones. q) La carga concentrada de la rueda se deberá aplicar en un área de 114 mm × 114 mm. r) La carga mínima concentrada en los peldaños de las escaleras, en un área de 50 mm × 50 mm no se deberá aplicar de manera simultánea con la carga uniforme.

4.3.2. Requerimientos para elementos divisorios

En edificios de oficinas u otros edificios donde se construirán o se reordenarán elementos divisorios se deberá determinar el peso de dichos elementos, ya sea que figuren o no en los planos.

La carga de dichos elementos deberá ser mayor o igual que **0,75 kN/m²**.

Cuando el valor de la sobrecarga sea mayor que **3,85 kN/m²** no se requerirá sobrecarga de repartición.

C 4.3.2. Requisitos para elementos divisorios

La versión 2005 de ASCE 7 presentaba por primera vez la carga de partición mínima, aunque el requisito para dicha carga se había incluido durante los años anteriores. Históricamente, los códigos de construcción en Estados Unidos han establecido un valor de **1 kN/m²** para esta carga, aunque a veces se la ha considerado como una carga permanente.

En ASCE 7 se asume que un elemento divisorio normal podría ser una pared entramada de **3 metros** de alto, y **12,5 mm de espesor** con paneles de yeso a cada lado de **0,40 kN/m²** lo que originaría una carga de pared sobre el piso de **1,20 kN/m**.

Si los elementos divisorios o particiones están espaciados a lo largo del área del piso, creando habitaciones en una cuadrícula de **3 metros** en el centro, lo que sería un espacio extremadamente denso en todo el vano, la carga promedio sería de **0,80 kN/m²**.

Se considera que un valor de diseño de **0,70 kN/m²** es razonable ya que hay poca probabilidad de que los elementos divisorios o particiones estén distribuidos tan cerca en áreas grandes.

Cuando se prevea una alta densidad de elementos divisorios, el **Proyectista Estructural** debería considerar una **carga de diseño mayor**.

4.3.3. Estados de carga parciales

Se deberá considerar la aplicación de la **sobrecarga con su intensidad total** sólo a una parte de la estructura o elemento estructural, cuando esto origine efectos más desfavorables que la misma

C 4.3.3. Estados de carga parciales

Se debe considerar la intensidad completa de la sobrecarga, apropiadamente reducida, sobre una porción de la estructura o elemento estructural así como una sobrecarga de la misma intensidad sobre toda la longitud de la

sobrecarga aplicada sobre toda la estructura o sobre el elemento estructural completo.

estructura o elemento estructural.

Las cargas de longitud parcial sobre una viga simple o reticulada, producirá un esfuerzo de corte más elevado en un sector del tramo que una carga de longitud completa. Las cargas alternadas, tipo tablero de ajedrez, para verificar los tramos de un pórtico de varias columnas y pisos, producirán momentos positivos mayores que las cargas completas, mientras que las cargas sobre cada lado de una columna producirán momentos negativos mayores.

Las cargas sobre la mitad del tramo de arcos y cúpulas o sobre los dos cuartos centrales, pueden ser críticas.

Para las cubiertas, todos los esquemas o patrones de carga probables se deberían considerar **uniformes para las sobrecargas de cubierta que se reducen a menos de 1 kN/m²** utilizando el artículo 4.8. Cuando el valor total de la sobrecarga de cubierta, L_r , sea utilizado **sin reducción**, se podrá considerar que existe una baja probabilidad de que esa sobrecarga generada por los trabajadores de mantenimiento, el equipamiento y el material pueda ocurrir con ese esquema de disposición. Cuando la **sobrecarga uniforme de cubierta** sea causada por una ocupación parcial o debida al esquema de disposición de cargas, se debería considerar independientemente de la magnitud de la carga uniforme. Las ménsulas o voladizos no deberán depender de una posible sobrecarga en el tramo de anclaje de la armadura para el equilibrio.

4.4. CARGAS CONCENTRADAS

Los pisos y otras superficies similares se deberán diseñar para soportar con seguridad las cargas uniformemente distribuidas prescriptas en el artículo 4.3 o la carga concentrada en **kN** especificada en la **Tabla 4.1**; de ambas la que produzca las mayores solicitaciones.

A menos que se especifiquen otras condiciones, se deberá suponer que la carga concentrada indicada se distribuirá uniformemente sobre un área cuadrada de **0,75 m de lado (0,56 m²)** que estará localizada de manera tal de producir los máximos efectos de carga en los elementos estructurales.

Para el caso de cubiertas de edificios destinados a depósitos, almacenamientos comerciales y de manufactura, y entresijos de garajes comerciales, cualquier nudo del cordón inferior de cabriadas expuestas de cubierta, o cualquier nudo perteneciente al sistema estructural de cubierta sobre el que apoyan cabriadas, deberá ser capaz de soportar junto con su carga permanente, una carga concentrada suspendida no menor que **9 kN**.

Para todos los otros destinos, cualquier elemento estructural de una cubierta de edificio deberá ser capaz de soportar una **carga concentrada de 1 kN ubicada en la posición más desfavorable**.

C 4.4. CARGAS CONCENTRADAS

La especificación de la **Tabla 4.1** con respecto a las cargas concentradas soportadas por vigas de techo u otros elementos principales de la cubierta tienen por finalidad considerar una situación habitual para la que generalmente faltan requisitos específicos.

Los elementos principales de cubierta se consideran **elementos estructurales principales**, (como pueden ser las vigas de techo, las cabriadas, o la subestructura portante), dado que al estar expuestos a un piso de trabajo por debajo de ellos, la falla de un elemento principal, como resultado de su uso como punto de sujeción para levantar o elevar pesos, podría conducir al **colapso del techo**.

Las correas o vigas de un solo techo (donde haya varios elementos colocados uno al lado del otro, con una separación de centro a centro razonablemente pequeña, y donde la falta de un solo elemento no podría conducir al colapso del techo) no se consideran como elementos principales de techo.

Helipuertos:

Las disposiciones con respecto al diseño de **helipuertos** fueron incorporadas en la versión 2010 de ASCE 7. El término **"helipuerto"** (en inglés helipads) se utiliza en este texto para definir específicamente a la superficie estructural. En los códigos de construcción de Estados Unidos y en otras publicaciones se suele utilizar diferente

Las cargas concentradas para estructuras de cubierta indicadas en los párrafos anteriores no actúan simultáneamente con las sobrecargas especificadas en el artículo 4.8.

terminología para describir los helipuertos, como heliports o helistops, que no son relevantes para la utilización de este artículo.

Aunque estas estructuras están diseñadas para mantenerse específicamente libres de cargas de ocupantes, que no sean helicópteros en las áreas de aterrizaje y rodaje, el requisito de carga uniforme es mínimo para asegurar un grado de construcción sustancial y el potencial para resistir los efectos de eventos inusuales.

Las cargas concentradas aplicadas por separado de las cargas distribuidas están destinadas a cubrir las cargas principales del helicóptero. El Proyectista Estructural debería considerar siempre la geometría del helicóptero base de diseño para aplicar las cargas de diseño que corresponda.

Para considerar las cargas de impacto, se adopta un factor de **1,5** (dos cargas concentradas individuales de **0,75** veces el peso máximo de despegue) con el fin de contemplar un aterrizaje brusco con varios trenes de aterrizaje diferentes según el modelo de helicóptero.

El Proyectista Estructural debería ser consciente de que algunas configuraciones de helicópteros, particularmente aquellos con tren de aterrizaje rígido, podrían originar factores de impacto sustancialmente más altos que deberían ser considerados en el diseño.

La carga concentrada de **14 kN/m²** está destinada a cubrir las actividades de mantenimiento, similar a la carga del gato en un estacionamiento.

En nuestro país se deben utilizar las especificaciones dadas por la Administración Nacional de Aviación Civil (ANAC) en su documento **Diseño y Operación de Helipuertos** (<https://www.anac.gov.ar/anac/web/uploads/normativa/raac/proyectos/lar/raac-155-bo-06ene16.pdf>).

Para información adicional sobre el diseño de helipuertos, se pueden consultar las publicaciones de la International Civil Aviation Organization (1995). En Estados Unidos, la Federal Aviation Administration posee especificaciones para las pistas de aterrizaje de helicópteros, incluido el etiquetado para las limitaciones de peso (U.S. Department of Transportation, 2004).

4.5. CARGAS EN BARANDAS PASAMANOS, SISTEMAS DE PROTECCIÓN O DEFENSA, SISTEMAS DE BARRAS DE AGARRE Y SISTEMAS DE BARRERAS PARA VEHÍCULOS

C 4.5. CARGAS EN BARANDAS PASAMANOS, SISTEMAS DE PROTECCIÓN O DEFENSA, SISTEMAS DE BARRAS DE AGARRE Y SISTEMAS DE BARRERAS PARA VEHÍCULOS

4.5.1. Cargas en barandas pasamanos y sistemas de protección o defensa

C 4.5.1. Cargas en barandas pasamanos y sistemas de protección o defensa

Todos los sistemas de **barandas pasamanos y sistemas de barandas de protección o defensa**, se deberán diseñar para resistir una sola carga concentrada de **1 kN/m**, aplicada **en cualquier**

Las cargas que se pueden esperar que ocurran en los sistemas de pasamanos, y barandas de defensa dependerán, en gran medida, del uso y ocupación del área protegida.

dirección y en cualquier punto del pasamanos o baranda superior, con el fin de producir el máximo efecto de carga sobre el elemento que se está considerando y poder transferir esta carga a través de los soportes a la estructura. Para viviendas unifamiliares, la carga mínima será de **0,4 kN/m**.

Además, todos los montajes de pasamanos y sistemas de protección deberán resistir una única carga concentrada de **1 kN**, aplicada en cualquier dirección, en cualquier punto a lo largo de la parte superior, y deberán tener dispositivos de unión y estructura soporte para transferir esta carga a los elementos estructurales apropiados del edificio. No será necesario suponer que esta carga actúa conjuntamente con las cargas repartidas especificadas en el párrafo precedente.

Las barandas intermedias (todas excepto los pasamanos o la baranda superior), y los paneles de relleno, se deberán diseñar para soportar una carga normal aplicada horizontalmente de **0,25 kN**, sobre un área que no debe exceder de **0,3 m de lado**, incluyendo las aberturas y espacios entre barandas. No será necesario superponer las reacciones debidas a estas cargas con aquellas originadas en la aplicación de los párrafos anteriores.

4.5.2. Cargas en sistemas de barras de agarre

Los sistemas de barras de agarre se deberán diseñar para resistir una carga concentrada única de **1 kN aplicada en cualquier dirección en cualquier punto**.

Para los casos en que se puedan anticipar cargas extremas, tales como tramos rectos y largos de sistemas de barandas contra las cuales pueda presionar una multitud, se deben considerar los incrementos adecuados de cargas.

C 4.5.2. Cargas en sistemas de barras de agarre

En nuestro país se pueden consultar las normas IRAM y las leyes vigentes referidas a este tema, sobre todo en lo referido a disposiciones nacionales para personas con discapacidades.

En Estados Unidos el diseño de las barras de agarre para uso de las personas con discapacidades físicas, se rige por la publicación CABO A117.1 "Accessible and Usable Buildings and Facilities".

4.5.3. Cargas en sistemas de barreras para vehículos

Los sistemas de barreras vehiculares, para el caso de automóviles de pasajeros, se deberán **diseñar para resistir una única carga de 30 kN aplicada horizontalmente y en cualquier dirección al sistema de barreras**, y deberán tener anclajes o uniones capaces de transferir esta carga a la estructura.

Para el diseño del sistema, se deberá suponer que la carga va a actuar a una **altura de entre 0,5 m a 0,7 m por encima de la superficie del piso o rampa, ubicada para producir los máximos efectos de carga**. La carga deberá ser aplicada sobre un área que no exceda de **0,3 m de lado**, y no será necesario suponer que dicha carga actuará simultáneamente con cualquier carga para sistemas de pasamanos o de protección, especificados en el artículo 4.5.1.

C 4.5.3. Cargas en sistemas de barreras para vehículos

Los sistemas de barreras para vehículos pueden estar sujetos a cargas horizontales debidas a los vehículos en movimiento. Estas cargas horizontales se pueden aplicar normales al plano del sistema de barreras, paralelas al plano del sistema de barreras, o en cualquier ángulo intermedio. Las cargas en garajes que guardan camiones y ómnibus, se deben obtener a partir de estudios especiales que consideren las características de los vehículos que se deben estacionar en cada caso.

Los sistemas de barreras, en garajes que guarden ómnibus y camiones, deberán ser diseñados utilizando los Reglamentos CIRSOC para el diseño de puentes carreteros.

4.5.4. Cargas en escaleras fijas

La sobrecarga mínima de diseño sobre escaleras fijas con peldaños será **una carga concentrada única de 1,35 kN**, aplicada en cualquier punto con el fin de producir el máximo efecto de carga sobre el elemento que se está considerando. El valor y la posición de la sobrecarga concentrada adicional deberán ser, como mínimo, de **1,35 kN cada 3 m de altura de escalera**. Las escaleras de barco, con huellas en vez de peldaños se deberán diseñar con las mismas cargas de diseño mínimas especificadas para las escaleras en la **Tabla 4.1**.

Cuando las barandas de las escaleras fijas se extiendan encima de un piso o plataforma ubicada en la parte superior de la escalera, la extensión de la baranda a cada lado, se deberá diseñar para resistir **una sobrecarga concentrada de 0,4 kN en cualquier dirección y a cualquier altura, hasta la parte superior de la extensión lateral de baranda**.

C 4.5.4. Cargas en escaleras fijas

Las extensiones de las barandas laterales de escaleras fijas suelen ser flexibles y débiles en dirección lateral. La carga especificada se ha determinado sobre la base de **una persona de 1 kN de peso**, parada sobre un peldaño de la escalera, y teniendo en cuenta ángulos razonables de aplicación de la carga en la extensión de la baranda.

4.6. CARGAS DE IMPACTO

C 4.6. CARGAS DE IMPACTO

4.6.1. Generalidades

Las sobrecargas especificadas en los artículos 4.3 a 4.5 inclusive, incluyen condiciones de impacto habituales. Para destinos que involucren vibraciones y/o fuerzas de impacto inusuales, se deberán adoptar recaudos especiales en el diseño estructural.

Los estadios, tribunas, gradas y estructuras similares pueden estar sujetos a cargas originadas por multitudes balanceándose al unísono, poniéndose de pie para saltar o golpeando fuerte con los pies en el piso. Por esta razón los Proyectistas Estructurales deberían considerar la ocurrencia de estas cargas.

4.6.2. Ascensores

Todos los elementos sujetos a cargas dinámicas en ascensores deberán estar diseñados para cargas de impacto y para cumplir con los límites de deflexión especificados.

Las cargas de los elevadores en el código ASCE 7-2010 pasan de un factor de impacto directo del **100 %** a una referencia a utilizar la publicación ASME A17.1. Esta publicación incluye un factor de impacto del **100 %** junto con los límites de deformaciones por flexión para los elementos a los cuales se aplica.

4.6.3. Maquinaria

A los fines del diseño y de considerar los efectos del impacto, el peso de la maquinaria y las cargas en movimiento se deberán incrementar como mínimo en los siguientes porcentajes:

1. maquinaria liviana, impulsada por eje o motor: **20 %**
2. maquinaria de movimiento alternativo o unidades impulsadas con fuerza motriz: **50 %**

Los porcentajes especificados se deberán incrementar en la medida que así lo indique el fabricante de la maquinaria.

4.6.4. Estadios, tribunas y estructuras similares

Los estadios, tribunas y estructuras similares suelen estar sujetos a **cargas de impacto** causadas por muchedumbres moviéndose al unísono ya sea saltando o pisando fuerte. Para tener en cuenta este efecto, y en la medida que no se realicen cálculos más precisos, se podrá adoptar un **coeficiente de impacto de 1,5** por el que se deberán multiplicar las cargas para realizar el cálculo de los elementos estructurales cercanos a la ubicación de la carga. El efecto de este impacto en los elementos lejanos se podrá considerar despreciable, por lo que no será necesario considerarlo. Por ejemplo, en el diseño de las fundaciones.

4.7. REDUCCIÓN DE LA SOBRECARGA

C 4.7. REDUCCIÓN DE LA SOBRECARGA

4.7.1. Generalidades

C 4.7.1. Generalidades

Las sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas L_o , especificadas en la **Tabla 4.1**, se podrán reducir de acuerdo con las siguientes disposiciones.

Tanto el concepto como los métodos para determinar las reducciones de sobrecarga en un elemento, expresados como una función del área de influencia de un elemento cargado, A_i , fue introducida por primera vez en ASCE 7 en 1982 y recién en 2010 se realiza una primera actualización desde que se introdujo el concepto de reducción de sobrecargas hace más de 40 años.

La expresión revisada es el resultado de un extenso estudio de datos y análisis teórico, (Harris et al., 1981). El cambio de formato corresponde a una fórmula que es más simple y conveniente de utilizar.

El uso del área de influencia, definida ahora como una función del área tributaria, A_t , ha demostrado brindar una confiabilidad más consistente para los diversos efectos estructurales.

El área de influencia se define como aquella área de piso encima de la cual la superficie de influencia para efectos estructurales es significativamente distinta de cero.

El factor K_{LL} es la razón del área de influencia A_i de un elemento estructural, a su **área tributaria** A_t o sea que $K_{LL} = A_i / A_t$, y se utiliza para definir mejor el área de influencia de un elemento como una función de su área tributaria.

La **Figura C 4.1** ilustra áreas de influencia y áreas tributarias típicas para una estructura con separaciones regulares de tramo. La **Tabla 4.2** establece valores de K_{LL} (derivados de valores de K_{LL} calculados) que se deben utilizar en la expresión (4.1) para una variedad de elementos y configuraciones estructurales.

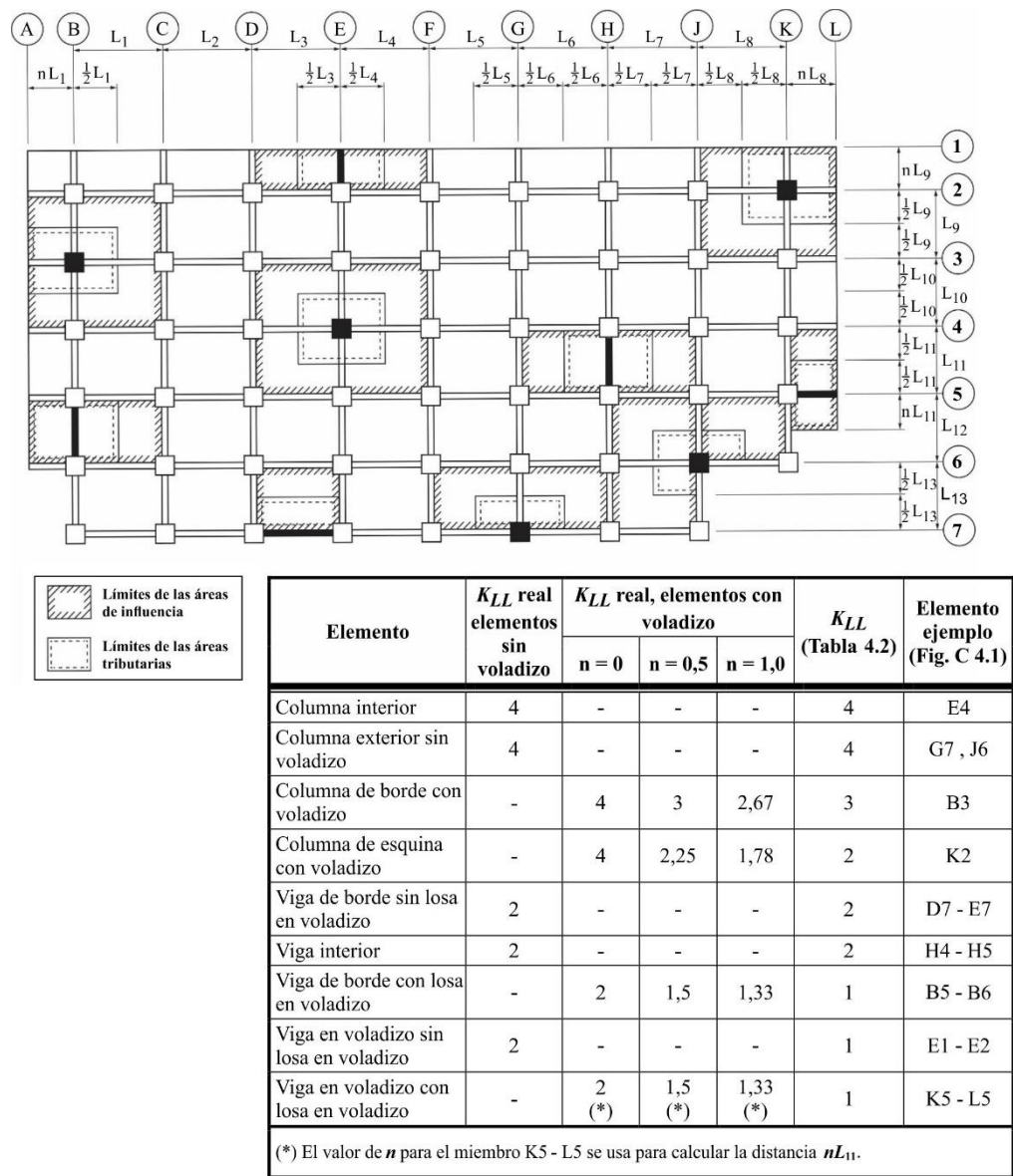


Figura C 4.1. Áreas tributarias y áreas de influencia típicas.

Los valores de K_{LL} calculados, varían para columnas y vigas que tienen construcciones en voladizo adyacentes como se muestra en la **Figura C 4.1**, y los valores de la **Tabla 4.2** han sido establecidos para estos casos, dando como resultado reducciones de sobrecarga que son levemente conservativas. Para formas inusuales, se debería tener en cuenta la influencia significativa de dicha forma.

Un ejemplo de un elemento sin disposiciones para transferencia continua de corte normal a su tramo, sería una **viga T** premoldeada o una **viga doble T** que pueda tener una junta de expansión a lo largo de una o ambas alas, o que pueda tener solo apéndices soldados intermitentes a lo largo de los bordes de las alas. Dichos elementos no tienen la capacidad de compartir cargas ubicadas dentro de sus áreas tributarias con elementos adyacentes, resultando así $K_{LL} = 1$ para estos tipos de elementos.

Para vigas y losas armadas en dos direcciones este Reglamento permite reducciones, pero se debería definir

muy cuidadosamente el *área de influencia apropiada*. En el caso de varios pisos, las áreas para elementos que soportan más de un piso se suman.

La expresión permite una transición continua de cargas no reducidas a cargas reducidas. El valor mínimo permitido del multiplicador de reducción es **0,4** (que proporciona un **máximo del 60 % de reducción**), pero para elementos con un área tributaria de un piso solamente, el valor mínimo es de **0,5** (proporcionando un **50 % de reducción**).

4.7.2. Reducción en sobrecargas uniformes

Considerando las limitaciones establecidas en los artículos 4.7.3 a 4.7.6, aquellos elementos en los cuales el valor de $K_{LL} A_t$ sea mayor o igual que **37 m²** se podrán diseñar con una sobrecarga reducida de acuerdo con la siguiente expresión :

$$L = L_o \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_t}} \right) \quad (4.1)$$

siendo:

L la **sobrecarga de diseño reducida** por metro cuadrado de área que soporta el elemento.

L_o la **sobrecarga de diseño no reducida** por metro cuadrado de área que soporta el elemento (ver la **Tabla 4.1**).

K_{LL} el factor de sobrecarga del elemento (ver la **Tabla 4.2**).

A_t el área tributaria en metros cuadrados.

El valor L no será menor que **0,5L_o** para elementos que soportan un piso y L será mayor o igual que **0,4L_o** para elementos que soportan dos o más pisos.

Tabla 4.2. Factor de sobrecarga de elementos estructurales, K_{LL}

Elemento	K_{LL} ⁽¹⁾
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en voladizo	4
Columnas de borde con losas en voladizo	3
Columnas de esquina con losas en voladizo	2
Vigas de borde sin losas en voladizo	2
Vigas interiores	2

(Cont.)

Tabla 4.2. (Continuación)

Elemento	K_{LL} ⁽¹⁾
Todos los demás elementos no identificados arriba, incluyendo: - Vigas de borde con losas en voladizo - Vigas en voladizo - Losas en una dirección - Losas en dos direcciones - Elementos sin disposiciones para transferencia continua de corte normal al tramo	1
(1) El factor de sobrecarga K_{LL} se podrá calcular en lugar de utilizar los valores dados en esta Tabla.	

4.7.3. Sobrecargas pesadas

Las **sobrecargas que excedan el valor 5 kN/m² no se deben reducir**, excepto las sobrecargas para elementos que soportan dos o más pisos, que se podrán reducir un **20 %**.

C 4.7.3. Sobrecargas pesadas

En el caso de destinos que involucren sobrecargas básicas relativamente pesadas, como edificios de depósito o almacenamiento, puede suceder que varios tramos de piso adyacentes estén completamente cargados. Sin embargo, los datos obtenidos en edificios reales indican que rara vez algún piso estará cargado con una sobrecarga real promedio mayor que el **80 % de la sobrecarga nominal promedio**. Aparentemente, la sobrecarga básica no se debería reducir para el diseño entrepiso-viga, pero se podría reducir un **20 %** para el diseño de elementos que soportan más de un piso. Con este criterio, dicho principio se ha incorporado en el texto de este Reglamento.

4.7.4. Garajes para vehículos de pasajeros

En los **garajes para vehículos de pasajeros**, las sobrecargas **no se deben reducir** excepto en el caso de sobrecargas para elementos que soportan dos o más pisos, en que se podrán reducir un **20 %**.

C 4.7.4. Garajes para vehículos de pasajeros

A diferencia de las sobrecargas en edificios de oficinas y residenciales, que generalmente son espacialmente aleatorias, las cargas de los estacionamientos se deben a los vehículos estacionados en patrones regulares, y a menudo con los espacios completamente ocupados.

Por lo tanto, no se aplica la justificación de la reducción según el área como se permite para otras sobrecargas. En Estados Unidos se realizó una encuesta de carga debida al peso de los vehículos, en nueve estacionamientos comerciales ubicados en cuatro ciudades de diferentes tamaños (Wen and Yeo, 2001). Los análisis estadísticos de los efectos de la carga máxima en vigas y columnas debido a las cargas de los vehículos durante la vida útil del garaje se llevaron a cabo utilizando los resultados de esa encuesta.

En Estados Unidos se investigaron los efectos dinámicos en la cubierta debido a los movimientos de los vehículos y en la rampa debido al impacto. Las cargas equivalentes uniformemente distribuidas (EUDL) que producirían la fuerza axial máxima de la columna y el momento flector de la viga en la mitad de la luz, durante la vida útil, se estiman de manera conservadora en **1,70 kN/m²**.

Las cargas equivalentes, uniformemente distribuidas, no son sensibles a la variación del tamaño de tramo. Sin

embargo, en vista del posible impacto de los vehículos muy pesados en el futuro, como los vehículos utilitarios deportivos, se recomienda una carga de diseño de 2 kN/m^2 sin permitir la reducción según el área del tramo.

En comparación con la sobrecarga de diseño de $2,40 \text{ kN/m}^2$ dada en ediciones anteriores de ASCE 7, la carga de diseño contenida en este documento representa un 20 % de reducción, pero todavía es un 33 % más alta que el valor de $1,45 \text{ kN/m}^2$, que se obtendría al aplicar una reducción basada en el área al valor de $2,40 \text{ kN/m}^2$ para tramos grandes, como lo permiten la mayoría de los códigos en Estados Unidos.

También se ha detectado que la variabilidad del efecto de carga máxima del garaje de estacionamiento es pequeña, con un coeficiente de variación menor al 5 % en comparación con el 20 % al 30 % para la mayoría de las otras sobrecargas.

La implicación es que cuando se usa un factor para la sobrecarga de 1,6 en el diseño, se incorpora un conservadurismo adicional de tal manera que el valor recomendado también sería lo suficientemente conservador para el estacionamiento con propósitos especiales (por ejemplo, estacionamiento con valet) donde los vehículos pueden estar estacionados más densamente causando un mayor efecto de carga. Por lo tanto, se consideró que el valor de diseño de $2,40 \text{ kN/m}^2$ era demasiado conservador y que se podía reducir a 2 kN/m^2 sin sacrificar la integridad estructural.

En vista del gran efecto de carga producido por un solo vehículo pesado (*hasta 45 kN*), la carga concentrada actual de 9 kN se debería aumentar a 14 kN actuando en un área de $114 \text{ mm} \times 114 \text{ mm}$, que representa la carga causada por un gato en el cambio de neumáticos.

4.7.5. Lugares destinados a reuniones públicas

En lugares destinados a reuniones públicas no se podrán reducir las sobrecargas de 5 kN/m^2 o menores.

4.7.6. Limitaciones para losas en una sola dirección

Para losas en una sola dirección, las sobrecargas no se podrán reducir excepto en el caso de sobrecargas pesadas.

El área tributaria A_t para losas en una sola dirección, no deberá exceder un área definida por la luz de la losa por un ancho normal a la luz de 1,5 veces la luz de la losa.

C 4.7.6. Limitaciones para losas en una sola dirección

Las losas unidireccionales se comportan de manera similar a las losas bidireccionales, pero no se benefician de tener una mayor redundancia que resulta de la acción bidireccional. Por esta razón, es apropiado permitir una **reducción de la sobrecargas para losas unidireccionales pero restringir el área tributaria, A_t** , a un área que es el producto del tramo de la losa por un ancho normal al tramo, no mayor de 1,5 veces el tramo (lo que da como resultado un área con una relación de aspecto de 1,5).

Para losas unidireccionales con relaciones de aspecto superiores a 1,5, el efecto será obtener una sobrecarga algo mayor (donde se ha permitido una reducción) que para losas bidireccionales con la misma relación.

Los elementos, como las losas alveolares, que tienen pasadores de corte continuos a lo largo de sus bordes y en una sola dirección, se consideran losas unidireccionales para la reducción de la sobrecarga, aunque pueden tener una transferencia de corte continua perpendicular a su luz.

4.8. SOBRECARGAS MÍNIMAS PARA CUBIERTAS

C 4.8. SOBRECARGAS MÍNIMAS PARA CUBIERTAS

4.8.1. Cubiertas inaccesibles salvo con fines de mantenimiento, planas (ya sean horizontales o con pendiente) y curvas

C 4.8.1. Cubiertas inaccesibles salvo con fines de mantenimiento, planas (ya sean horizontales o con pendiente) y curvas

Los elementos estructurales de **edificios de cualquier destino**, que soporten cubiertas planas (horizontales o con pendiente) o curvas, que sean inaccesibles, salvo con fines de mantenimiento, se proyectarán para soportar las sobrecargas nominales indicadas en los artículos **4.8.1.(a) o 4.8.1.(b)** según sean cubiertas **pesadas o livianas** con los valores que correspondan a sus áreas tributarias y pendientes.

En este artículo se explicitan los fundamentos que justifican el contenido del nuevo artículo 4.8 preparado por el **Ing. Gabriel Troglia** y aprobado por la Comisión Permanente de Estructuras de Acero de INTI-CIRSOC, y por el Comité Ejecutivo de INTI-CIRSOC quienes autorizaron su incorporación en esta actualización del Reglamento.

Fundamentos del nuevo artículo 4.8.

Se definen como **cubiertas pesadas** a aquellas que tengan un **peso total mayor que $0,5 \text{ kN/m}^2$** y como **cubiertas livianas** a aquellas que tengan un **peso total menor o igual que $0,5 \text{ kN/m}^2$** .

Partiendo del análisis del contenido del **artículo 4.9.1 del Reglamento CIRSOC 101/2005**, para elementos estructurales con **área tributaria menor o igual que 19 m^2** y según la inclinación de la cubierta, resultan los valores indicados en la **columna 4 de la Tabla C 4.8.1**, para la **sobrecarga de mantenimiento de cubiertas planas, horizontales o con pendiente, y cubiertas curvas, sin** que se realice diferenciación **entre cubiertas livianas y pesadas**, tradicionalmente incluidas en el **Reglamento CIRSOC 101-82**.

El **peso total de una cubierta** será la suma del peso de la estructura soporte y del cerramiento superior de la misma.

En la **columna 5** de la **Tabla C 4.8.1** se indican los valores que resultan de la aplicación del Reglamento CIRSOC 101-82 para cubiertas livianas (**peso total $\leq 0,5 \text{ kN/m}^2$**).

Para los elementos estructurales de la estructura de cubierta se deberá también cumplir lo especificado en el artículo 4.4 con la siguiente variante: la carga concentrada de **1 kN** se supondrá **distribuida uniformemente** sobre un área de **$0,25 \text{ m} \times 0,25 \text{ m}$** para elementos superficiales y sobre una longitud de **0,25 m** para elementos lineales. La misma se colocará en la posición que produzca la mayor resistencia requerida para el tipo de solicitud analizada.

En la **columna 6** se indican las relaciones de incremento que resultarían para cada caso aplicando lo prescripto en este **Reglamento CIRSOC 101-2025**.

Las sobrecargas de mantenimiento no incluyen las sobrecargas debidas a elementos apoyados o suspendidos de la cubierta, las que deberán ser consideradas adicionalmente por el Proyectista Estructural según el destino de uso y/o en acuerdo con el Propietario.

Es de hacer notar que un **área tributaria $\leq 19 \text{ m}^2$** es la que corresponde para **chapas, correas y muchas vigas secundarias de cubiertas metálicas**.

Asimismo se deberá considerar para el dimensionado de los elementos estructurales de la cubierta, toda otra carga o combinación de cargas fijada en los Reglamentos específicos de cada material. Los elementos se dimensionarán para aquella carga o combinación de cargas que produzca las mayores resistencias requeridas.

En la **Tabla C 4.8.2** se indican los mismos valores y relaciones de la **Tabla C 4.8.1** pero para elementos estructurales con **superficie tributaria $\geq 56 \text{ m}^2$** . La pendiente no influye en este caso porque se establece un mínimo valor de **$L_r = 0,58 \text{ kN/m}^2$** . En estructuras de luces medianas y grandes corresponde a **vigas principales y columnas de cubiertas metálicas**.

De las **Tablas C 4.8.1 y C 4.8.2** surge claramente que en el **Reglamento CIRSOC 101-2005** se han planteado **importantes incrementos en la sobrecarga de mantenimiento de cubiertas** (hasta más de 7 veces), al adoptar de base los lineamientos de ASCE 7-05 donde **no se introduce ninguna diferencia entre cubiertas ejecutadas con distintos materiales**.

Las sobrecargas incorporadas al Reglamento CIRSOC 101-2005 conducen a **un importante incremento de costo en las cubiertas inclinadas y sobre todo en las estructuras metálicas livianas, situación que se ha decidido subsanar a partir de esta actualización 2025 del Reglamento CIRSOC 101.**

Tabla C 4.8.1. Área tributaria $\leq 19 \text{ m}^2$ y $R_1 = 1$

Ángulo (°)	Pendiente (%)	R_2	L_r CIRSOC 101-2005 (4)	L_r CIRSOC 101-1982	Relación (4)/(5)
				Livianas (5)	Livianas (6)
< 3	< 5,24	1	0,96	0,30	3,20
3	5,24	1	0,96	0,30	3,20
10	17,63	1	0,96	0,30	3,20
15	26,79	1	0,96	0,22	4,37
20	36,39	0,981	0,94	0,15	6,27
25	46,63	0,920	0,88	0,12	7,33
30	57,73	0,854	0,82	0,12	6,83
35	70,00	0,780	0,75	0,10	7,50
40	83,90	0,697	0,67	0,10	6,70
45	100,0	0,600	0,58	0,10	5,80

Tabla C 4.8.2. Área tributaria $\geq 56 \text{ m}^2$ y $R_1 = 0,6$

Ángulo (°)	Pendiente (%)	R_2	L_r CIRSOC 101-2005 (4)	L_r CIRSOC 101-1982	Relación (4)/(5)
				Livianas (5)	Livianas (6)
< 3	< 5,24	1	0,58	0,30	1,93
3	5,24	1	0,58	0,30	1,93
10	17,63	1	0,58	0,30	1,93
15	26,79	1	0,58	0,22	2,64
20	36,39	0,981	0,58	0,15	3,87
25	46,63	0,920	0,58	0,12	4,83
30	57,73	0,854	0,58	0,12	4,83
35	70,00	0,780	0,58	0,10	5,80
40	83,90	0,697	0,58	0,10	5,80
45	100,0	0,600	0,58	0,10	5,80

4.8.1.(a). Sobrecarga de mantenimiento para cubiertas pesadas

La sobrecarga nominal de mantenimiento para cubiertas pesadas será la especificada en la expresión (4.8.a), con la excepción de cubiertas pesadas de edificios comerciales o industriales, con todos sus elementos estructurales prefabricados y con luces iguales o mayores a **12 m**, y para cuyo mantenimiento o reparación solo sea necesaria la ejecución y/o colocación de pinturas o membranas de peso menor o igual que **0,10 kN/m²**, y cuya sección transversal no facilite la acumulación de granizo (por ejemplo sección en V), para las cuales se podrán adoptar las mismas sobrecargas nominales que para cubiertas livianas, dadas en el

C 4.8.1.(a). Sobrecarga de mantenimiento para cubiertas pesadas

Algunos aspectos a considerar son:

- (1) El criterio del **Reglamento CIRSOC 101-82** de establecer una diferencia en las sobrecargas de mantenimiento, entre las **cubiertas livianas y pesadas**, responde a una razón muy clara.

La sobrecarga de mantenimiento es la debida al peso de los operarios y de los materiales que se acumulan en las cubiertas durante las tareas de mantenimiento y reparación. (Comentarios ASCE 7-05, artículo 4.9.1).

artículo 4.8.1.(b).

$$L_r = 0,96 R_1 R_2 \quad \text{siendo: } 0,58 \leq L_r \leq 0,96 \quad (4.8.a)$$

siendo:

L_r la sobrecarga de cubierta por metro cuadrado de proyección horizontal (kN/m^2).

Los factores de reducción R_1 (por área tributaria) y R_2 (por pendiente) se determinarán de la siguiente manera:

$$\begin{array}{ll} R_1 = 1 & \text{Para: } A_t < 20 \text{ m}^2 \\ R_1 = 1,2 - 0,01076 A_t & \text{Para: } 20 \text{ m}^2 \leq A_t \leq 60 \text{ m}^2 \\ R_1 = 0,60 & \text{Para: } A_t > 60 \text{ m}^2 \end{array}$$

siendo:

A_t el área tributaria (ver los comentarios al artículo 4.8.1) en m^2 soportada por el elemento estructural analizado.

$$\begin{array}{ll} R_2 = 1 & \text{Para: } F \leq 4 \\ R_2 = 1,2 - 0,05 F & \text{Para: } 4 < F < 12 \\ R_2 = 0,60 & \text{Para: } F \geq 12 \end{array}$$

F para una cubierta con pendiente = $0,12 \times \text{pendiente}$ (expresada en porcentaje)

F para un arco o cúpula = $\text{relación (altura/luz de tramo)} \times 32$

El peso de los materiales y la acumulación de ellos son distintos según sean las cubiertas livianas o pesadas. El incremento del 50 % en la sobrecarga de cubiertas pesadas frente a las cubiertas livianas, adoptado en el Reglamento CIRSOC 101-82, ha sido una relación tal vez reducida, salvo en el caso de cubiertas pesadas de edificios comerciales o industriales, con todos sus elementos estructurales de hormigón prefabricados y con luces mayores de 12 m, y para cuyo mantenimiento o reparación sólo sea necesario la ejecución y/o colocación de pinturas o membranas de peso no mayor que $0,10 \text{ kN/m}^2$, y cuya sección transversal no facilite la acumulación de granizo (por ejemplo sección en V). Es de hacer notar que algunos Reglamentos de cargas como los de España, Chile y Brasil no exigen sobrecarga distribuida de mantenimiento sobre cubiertas livianas, aunque sí lo hacen para cubiertas pesadas.

La tendencia y posibilidad de acumular materiales sobre la cubierta durante el mantenimiento o reparación disminuye con la pendiente de la cubierta. En cubiertas planas o casi planas (un límite práctico podría ser 3 %) existe una tendencia a la acumulación de materiales que no se da en cubiertas con mayor inclinación. Además por los materiales de cubierta utilizados (chapas o tejas) existe un salto práctico en las pendientes de cubiertas. En los techos pesados que no sean de grandes luces con elementos prefabricados se salta en general de pendientes bajas (2 % a 5 %) a pendientes mucho mayores (más del 15 %).

Por ello el criterio del **Reglamento CIRSOC 101-82** de establecer una **diferencia entre cubiertas livianas y pesadas** era razonable y presentaba un fundamento técnico basado en la práctica de nuestro país.

- (2) Se debe establecer un criterio y un límite para que una cubierta sea considerada **azotea**. Se puede definir una azotea como una cubierta plana que permite transitar sobre ella. En la **Tabla 4.1 del Reglamento CIRSOC 101-2005** (también en el **Reglamento CIRSOC 101-82**) se establece una sobrecarga de 1 kN/m^2 para azoteas inaccesibles salvo con fines de mantenimiento. Aunque no está explícitamente dicho, en el **Reglamento CIRSOC 101-82** se establece de hecho un límite y un criterio al considerar para cubiertas livianas un valor inferior de pendiente para sobrecargas de mantenimiento (Sección 4.1.7.1) de 3° (pendiente 5,24 %) sin indicar que pasa para valores inferiores y explicitar para cubiertas pesadas un salto en ese mismo límite entre 1 kN/m^2 y $0,45 \text{ kN/m}^2$. Este criterio responde a la realidad. Una cubierta liviana, aún con pendientes bajas, **no se utiliza nunca como azotea** mientras que sí se utiliza en cubiertas pesadas, donde existe también la tentación de acumular elementos varios.

Por esta razón parece razonable mantener el criterio definiendo además una transición en cubiertas livianas para las de baja pendiente salvando el vacío que presentaba el **Reglamento CIRSOC 101-82**. El límite puede ser el exigido por el **Reglamento CIRSOC 301-**

2005 para verificar la rigidez del techo a fin de evitar la acumulación de agua (3 %).

Es de hacer notar que la **sobrecarga de 1 kN/m²** en cubiertas planas cubre también la posibilidad de acumulación de agua o granizo por encharcamiento.

- (3) La reducción de sobrecarga con la pendiente (**factor R_2**) que adopta ASCE 7 para cubiertas lineales y curvas (y mantenida en el **Reglamento CIRSOC 101-2005**) resulta muy conservadora de acuerdo con la experiencia local y con lo utilizado en el **Reglamento CIRSOC 101-82**, dado que la reducción comienza para $F > 4$ que corresponde a una pendiente del 33,33 % (ángulo de 18,5°).

Para cubiertas curvas se plantea considerar $F = 32f/L$, lo que corresponde a un 33,33 % más que la pendiente de la recta que une clave con arranque lo cual combinado con el valor de F , con el cual comienza la disminución, también es excesivamente conservador.

El **Reglamento CIRSOC 101-82** planteaba la sobrecarga en función del **ángulo α de la tangente a la superficie** lo que lleva en los arcos a una sobrecarga variable, lo que resulta poco práctico.

Por esta razón parece conveniente considerar la reducción por pendiente a partir de los límites fijados para considerar la cubierta como azotea (tal como lo hacía el Reglamento CIRSOC 101-82) y definir para los arcos como referencia, una pendiente media, que será la pendiente de la recta que une clave y arranque del mismo.

El límite superior para la reducción por pendiente dado en ASCE también es excesivamente alto (pendiente = 100 %) por lo que se ha considerado más conveniente mantener aproximadamente el límite del Reglamento CIRSOC 101-82 (30°, $p \approx 55$ %).

- (4) La **reducción por área tributaria** es un criterio que no estaba incorporado en el Reglamento CIRSOC 101-82 y que resulta conveniente incorporar en esta nueva actualización. Parece conveniente ampliar algo los límites inferior y superior con el fin de ajustarlos a las áreas tributarias de los elementos estructurales más comunes.

Al adoptar valores menores para la sobrecarga, la reducción para grandes áreas tributarias debe ser disminuida, pues la probabilidad de ocurrencia simultánea aumenta. Este criterio está expresado en la sección 4.8.5 de ASCE 7-05. Por ello si se bajan los valores con respecto a los adoptados por el código ASCE 7 también se deberá disminuir el porcentaje de la reducción.

- (5) Los **colapsos** que se han producido en **cubiertas livianas** no se han debido, en general, al déficit en las sobrecargas gravitatorias de mantenimiento sino a la no consideración o consideración deficitaria de la

acción del viento o de la nieve, a sobrecargas debidas a la ubicación de cargas suspendidas no previstas o a la acumulación de agua por obstrucción de desagües, entre otras causas. Sin embargo, la exigencia de una sobrecarga de mantenimiento de alguna magnitud para cubiertas livianas es una medida de seguridad que permite cubrir situaciones no previstas, como por ejemplo la suspensión de elementos livianos de la estructura de cubierta. Esto es particularmente importante para los elementos con pequeña área tributaria.

En ese sentido las sobrecargas de mantenimiento establecidas en el Reglamento CIRSOC 101-82 para las cubiertas inclinadas livianas son un poco bajas para elementos con baja área tributaria, sobre todo para pendientes medias y altas. Esto surge de la no consideración de la incidencia del área tributaria en la sobrecarga a considerar. Sólo había una referencia de posible reducción para superficies de más de 200 m². Es de hacer notar que en el caso de cubiertas livianas para el caso de correas o vigas secundarias (de pequeña área tributaria) **la carga concentrada de 1 kN es casi siempre la determinante del diseño.**

Para elementos con gran área tributaria, las sobrecargas establecidas en el Reglamento CIRSOC 101-82 no han presentado problemas en su uso, aunque han resultado algo bajas para pendientes medias y altas.

Por ello un criterio razonable parece ser, respecto de los establecidos en el Reglamento CIRSOC 101-82, aumentar menos los valores para elementos de gran área tributaria y más para elementos con baja área tributaria.

Pero el incremento planteado por el Reglamento CIRSOC 101-2005 ha resultado excesivo e implicado un aumento en el costo de las estructuras metálicas de cubiertas con pendiente que se debe corregir.

Tanto la Comisión Permanente de Estructuras de Acero como el Comité Ejecutivo de INTI-CIRSOC, recibieron numerosos planteos de Proyectistas Estructurales y Empresas Constructoras de Estructuras Metálicas, por los excesivos valores de sobrecarga de cubiertas con fines de mantenimiento adoptadas para las estructuras metálicas livianas por el Reglamento CIRSOC 101-2005, lo que ha llevado, al ser aplicado, a un sobredimensionamiento de chapas, correas, vigas secundarias y elementos de fijación.

Como consecuencia de ello, para mantener competitividad y conservando razonables niveles de seguridad, en muchos Proyectos se comenzaron a adoptar sobrecargas menores, lo que originó que las especificaciones del Reglamento no se utilizaran.

En la sobrecarga de cubierta, apartarse de los valores nominales dados en el Código ASCE 7 no tiene en este caso incidencia sobre la adopción de los factores de carga para las combinaciones de dicha acción. Esto

se debe a que los factores de carga fueron calibrados con los valores nominales de sobrecarga históricamente utilizados en Estados Unidos que son más altos que los nuestros. Por otra parte, el factor de carga de L_r es 1,6 que en combinación con los factores de resistencia de los distintos materiales arroja un **factor global de seguridad** muy cercano, e incluso algo superior, al usado por los Reglamentos CIRSOC en su versión 1982, tal como se muestra en los ejemplos desarrollados al final de este artículo.

- (6) Se debe aclarar que el artículo 4.8 hace referencia a las **cubiertas inaccesibles, salvo con fines de mantenimiento**. Lo mismo en la **Tabla 4.1**. El artículo 4.8.2 es el que cubre las **cubiertas accesibles o para propósitos especiales**.

Para evitar omisiones es conveniente explicitar que la sobrecarga de mantenimiento **no incluye las sobrecargas debidas a elementos apoyados o suspendidos de la cubierta**.

- (7) La **carga nominal concentrada** a la que se refiere el **artículo 4.4**, aplicable en todo elemento estructural y en una superficie de **0,75 m por lado**, en las **cubiertas inaccesibles solo con fines de mantenimiento** y para cubrir adecuadamente el efecto producido por un operario con sus herramientas, debería ser **aplicable**, o **puntualmente**, o **en un cuadrado de no más de 0,25 m de lado** si actúa en una superficie, o en una **longitud de 0,25 m** si actúa en un elemento lineal (por ejemplo una correa).

4.8.1.(b). Sobrecarga de mantenimiento para cubiertas livianas

La sobrecarga nominal de mantenimiento para cubiertas livianas será la especificada en la expresión (4.8.b):

$$L_r = 0,45 R_1 R_2 \quad \text{con} \quad 0,203 \leq L_r \leq 0,765 \quad (4.8.b)$$

siendo

L_r la sobrecarga de cubierta por m^2 de proyección horizontal (kN/m^2).

Los factores de reducción R_1 (por área tributaria) y R_2 (por pendiente) se determinarán de la siguiente manera:

$R_1 = 1$	Para: $A_t < 20 \text{ m}^2$
$R_1 = 1,125 - 0,00625 A_t$	Para: $20 \text{ m}^2 \leq A_t \leq 60 \text{ m}^2$
$R_1 = 0,75$	Para: $A_t > 60 \text{ m}^2$

siendo:

A_t el área tributaria (ver los comentarios al artículo 4.8.1) en metros cuadrados soportada por el elemento estructural analizado.

C 4.8.1.(b). Sobrecarga de mantenimiento para cubiertas livianas

CONCLUSIONES

El **incremento** de los valores para la **carga de mantenimiento para cubiertas metálicas, resultante de la aplicación del Reglamento CIRSOC 101-2005, ha llevado a un sobredimensionado de chapas, correas, vigas secundarias y medios de fijación**, situación que no fue aceptada por muchos **usuarios que decidieron no aplicar este Reglamento** y utilizar en la mayoría de los casos, los valores del Reglamento **CIRSOC 101-82 concebido para ser utilizado con todos los Reglamentos que conformaron la primera generación de Reglamentos de Seguridad Estructural** y de ninguna manera para mezclarse con los Reglamentos de la segunda generación, desarrollados en base al Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) como un todo cerrado y coherente.

Por esta razón se ha decidido subsanar este tema en esta actualización 2025 del Reglamento CIRSOC 101-2005, modificando las sobrecargas de mantenimiento.

Por lo anteriormente expuesto se ha decidido dividir el **artículo 4.8.1 del Reglamento CIRSOC 101-2025** en dos ítems:

$$\begin{aligned} R_2 &= 1,70 & \text{Para: } 0 \leq p < 3 \\ R_2 &= 1,04 - 0,008p & \text{Para: } 3 \leq p \leq 55 \\ R_2 &= 0,60 & \text{Para: } p > 55 \end{aligned}$$

siendo:

p la pendiente de la cara superior de la estructura de cubierta para **cubiertas planas** expresada en porcentaje.

p igual a $200(f/L)$ para **cubiertas curvas**; siendo:

f la flecha en m;

L la luz de tramo en m.

- **4.8.1.(a)** para **cubiertas pesadas** (peso total de la cubierta $> 0,5 \text{ kN/m}^2$), y
- **4.8.1.(b)** para **cubiertas livianas** (peso total de la cubierta $\leq 0,5 \text{ kN/m}^2$) con incrementos de sobrecarga razonables y avalados por la práctica.

C 4.8.1.(c). Comparación de la seguridad global de un elemento estructural por acción de la sobrecarga de mantenimiento entre el Reglamento CIRSOC 101-82 y la modificación propuesta en el Reglamento CIRSOC 101-2025

Se realiza la comparación de la Seguridad Global sobre un elemento estructural de cubierta simplemente apoyado, de luz L (chapa, correa, viga secundaria o principal) sometido a **flexión** (para esos elementos la **resistencia requerida crítica** es el **momento flector M**) por la acción de la **carga permanente D** y la **sobrecarga de mantenimiento L_r** , según nomenclatura de los Reglamentos CIRSOC 301-2005 y CIRSOC 101-2005 (siendo para los Reglamentos CIRSOC 101-82 y CIRSOC 301-82, G y F_{k1} , respectivamente).

Para comparar la seguridad se procedió de la siguiente manera:

- Se determinaron las **sobrecargas de mantenimiento L_r** , por m^2 de proyección horizontal definidas por el **Reglamento CIRSOC 101-82** y las definidas en la propuesta a incorporar CIRSOC 101-2025 para la pendiente donde existe la menor relación entre ellas que es $p = 10 \%$ (ver cuadro comparativo en **Tabla C 4.8.3**). A partir de allí se analizaron los elementos con **área tributaria $< 20 \text{ m}^2$** y con **área tributaria $> 60 \text{ m}^2$** .
- Se determinó la **Clase de Recaudo Constructivo Tipo I**, según el Reglamento CIRSOC 101-82, dado que el Tipo II no se acepta en las nuevas Reglamentaciones.
- Se adoptó la **Clase por Destino Tipo B**, según el Reglamento CIRSOC 101-82 que es el caso general, pues las nuevas Reglamentaciones solo consideran el **destino de la construcción** en los valores nominales de algunas acciones (por ejemplo, viento, sismo). En la **sobrecarga de mantenimiento no se considera el destino**.

- La seguridad se comparó por la dimensión necesaria resultante del elemento estructural caracterizada por el **módulo resistente elástico** de la sección S (que en el Reglamento CIRSOC 301-82 se designa como W).
- Se analizaron distintas **cargas permanentes** D desde $0,3 \text{ kN/m}^2$ a $0,5 \text{ kN/m}^2$ con la misma **sobrecarga de mantenimiento** L_r indicada más arriba.

El proceso planteado y realizado fue el siguiente:

- (1) Se obtuvo en forma simplificada el **momento flector requerido** para la combinación de acciones crítica aplicable por cada Reglamento.
- (2) Se obtuvo el **momento resistente necesario** (S_{nec}) para la condición de dimensionado aplicable según cada Reglamento.
- (3) Se determinó la relación:

$$R = (S_{nec.101-25} / S_{nec.101-82})$$

Si $R \geq 1,0$ la Seguridad de la Propuesta es **mayor o igual** que la del Reglamento CIRSOC 101-82.

Si $R < 1,0$ la Seguridad de la Propuesta es **menor** que la del Reglamento CIRSOC 101-82.

Tabla C 4.8.3. Sobrecargas en cubiertas livianas

Sobrecarga Cubiertas Livianas kN/m ²						Relación = Reg. 101-25 / Reg. 101-82	
Pendiente (%)	Ángulo (°)	R_2	$A_t < 20 \text{ m}^2$ $R_1 = 1$	$A_t > 60 \text{ m}^2$ $R_1 = 0,75$	101-82	$A_t < 20 \text{ m}^2$	$A_t > 60 \text{ m}^2$
< 3	< 1,72	1,70	0,765	0,574	1,00	0,77	0,57
3	1,72	1,016	0,457	0,343	0,30	1,52	1,14
4	2,79	1,008	0,454	0,341	0,30	1,51	1,14
5	2,86	1,00	0,45	0,338	0,30	1,50	1,13
10	5,71	0,96	0,432	0,324	0,30	1,44	1,08
15	8,53	0,92	0,414	0,311	0,22	1,88	1,41
20	11,31	0,88	0,396	0,297	0,15	2,64	1,98
25	14,1	0,84	0,378	0,284	0,12	3,15	2,37
30	16,7	0,80	0,360	0,270	0,12	3,00	2,25
35	19,3	0,76	0,342	0,257	0,10	3,42	2,57
40	21,8	0,72	0,324	0,243	0,10	3,24	2,43
45	24,2	0,68	0,306	0,230	0,10	3,06	2,30
55	28,81	0,60	0,270	0,203	0,10	2,70	2,03
> 55	> 28,81	0,60	0,270	0,203	0,10	2,70	2,03

CASO 1

Área tributaria $> 60 \text{ m}^2$;

$D = 0,3 \text{ kN/m}^2$;

L_r según Reg. CIRSOC 101-2025 = $0,324 \text{ kN/m}^2$

L_r según Reg. CIRSOC 101-82 = $0,30 \text{ kN/m}^2$

Combinación Crítica:

(a) CIRSOC 301/2005 (LRFD): $q_u = 1,2 D + 1,6 L_r$
Carga última uniforme por m^2

(b) CIRSOC 301/82 (ASD): $q_s = D + L_r$
Carga de servicio uniforme por m^2

(a) $q_u = 1,2 \times 0,3 + 1,6 \times 0,324 = 0,878 \text{ kN/m}^2$

(b) $q_s = 0,30 + 0,30 = 0,600 \text{ kN/m}^2$

- **Resistencia Requerida a Flexión:** (Momento Flector Máximo)

El momento flector requerido de un elemento estructural simplemente apoyado, para ambos casos, es proporcional a la luz L , al área tributaria A_t , y a la carga uniforme por metro cuadrado (última o de servicio según corresponda).

La luz y el área tributaria son comunes, por lo que el momento flector requerido para cada caso depende solo de q_u o q_s .

Luego, simplificadamente:

(a) $M_u = C \times q_u = C \times 0,878 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$

(b) $M_s = C \times q_s = C \times 0,600 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$

- **Determinación del Momento Resistente necesario (S_{nec})**

La condición de dimensionado para cada caso es:

(a) $M_u = \phi S_{nec} F_y$ para estado límite una fibra extrema llega a la fluencia F_y
siendo :

ϕ el factor de resistencia para flexión = **0,9**

(b) $M_s = S_{nec} \times (F_y / \gamma)$ para estado de servicio
 (F_y / γ) = tensión admisible
siendo:

γ el coeficiente de seguridad = **1,5**

Para *recaudo constructivo I, Clase B, Caso de Carga P*:

S_{nec} resulta:

$$(a) \quad S_{nec.Propuest} = M_u / (\phi F_y) = C \times 0,878 / 0,9 \times F_y = 0,976 \times C / F_y = 0,976 \times C_1$$

$$(b) \quad S_{nec./82} = M_s \gamma / (F_y) = C \times 0,600 \times 1,5 / F_y = 0,900 \times C / F_y = 0,900 \times C_1$$

- **Determinación Relación R** = ($S_{nec.101-25} / S_{nec.101-82}$)

$$R = (a) / (b) = (0,976 \times C / F_y) / (0,900 \times C / F_y) = 0,976 / 0,900 = \underline{1,084}$$

Luego la **SEGURIDAD GLOBAL** del Reglamento CIRSOC 101-2025 es **MAYOR** que la del Reglamento CIRSOC 101-82

- **Determinación de las relaciones R para otros casos**

Con el mismo procedimiento desarrollado para el **Caso 1** se determinan las relaciones **R** para los siguientes casos:

CASO 2

Área tributaria > 60 m² ; D = 0,4 kN/m² ;

L_r propuesta = 0,324 kN/m²

L_r CIRSOC 101/82 = 0,30 kN/m²

CASO 3

Área tributaria > 60 m² ; D = 0,5 kN/m² ;

L_r propuesta = 0,324 kN/m²

L_r CIRSOC 101/82 = 0,30 kN/m²

CASO 4

Área tributaria < 20 m² ; D = 0,3 kN/m² ;

L_r propuesta = 0,432 kN/m²

L_r CIRSOC 101/82 = 0,30 kN/m²

CASO 5

Área tributaria < 20 m² ; D = 0,4 kN/m² ;

L_r propuesta = 0,432 kN/m²

L_r CIRSOC 101/82 = 0,30 kN/m²

CASO 6

Área tributaria < 20 m² ; D = 0,5 kN/m² ;

L_r propuesta = 0,432 kN/m²

L_r CIRSOC 101/82 = 0,30 kN/m²

Los resultados de todos los casos analizados se resumen en la *Tabla C 4.8.4*.

Tabla C 4.8.4. Resumen de los resultados de todos los casos analizados

C A S O	A_t	D	L_r Prop	L_r /82	CIRSOC 101-2025			Relación Seguridad 101-2025/101-82
					q_u	M_u	$S_{necProp}$	
1	>60	0,30	0,324	0,30	0,878	0,878·C	0,976·C ₁	1,084
2	>60	0,40	0,324	0,30	0,998	0,998·C	1,109·C ₁	1,056
3	>60	0,50	0,324	0,30	1,118	1,118·C	1,242·C ₁	1,035
4	<20	0,30	0,432	0,30	1,051	1,051·C	1,167·C ₁	1,297
5	<20	0,40	0,432	0,30	1,171	1,171·C	1,301·C ₁	1,239
6	<20	0,50	0,432	0,30	1,291	1,291·C	1,434·C ₁	1,195

CONCLUSIONES

Se observa que, en todos los casos planteados para la pendiente donde es menor la relación entre los valores propuestos para esta actualización 2025 y los del Reglamento CIRSOC 101-82 ($p = 10\%$), la Seguridad Global de los elementos estructurales de la cubierta resulta MAYOR que la obtenida utilizando el Reglamento CIRSOC 101-82 y que la diferencia crece para los elementos de pequeña área tributaria.

Además se debe considerar que para pendientes diferentes del 10 %, al crecer los valores de sobrecarga de esta actualización 2025, respecto del Reglamento CIRSOC 101-82, la relación de Seguridad Global es aún mayor.

También es de hacer notar que no se ha considerado en la Condición de dimensionado para LRFD (condición (a)) la posibilidad de las secciones de desarrollar el Momento Plástico, con lo que la Seguridad aumenta con la aplicación del Reglamento CIRSOC 301-2005 respecto del Reglamento CIRSOC 301-82 (tensiones admisibles).

4.8.2. Cubiertas utilizadas con propósitos especiales

Este Reglamento permite que las cubiertas diseñadas para una función y ocupación específica como pueden ser cubiertas con jardines o áreas verdes, con fines de montaje, u otros propósitos especiales, tengan su sobrecarga uniformemente distribuida reducida de acuerdo con los requisitos del artículo 4.7.

C 4.8.2. Cubiertas utilizadas con propósitos especiales

Los Proyectistas Estructurales deberían considerar cualquier carga permanente adicional, que pudiera surgir debido a jardines o áreas verdes saturadas, ubicados sobre las cubiertas, además de la sobrecarga especificada en la **Tabla 4.1**.

Las sobrecargas de cubiertas con destino o propósitos especiales, se pueden reducir de acuerdo con las disposiciones del artículo 4.7.

Las cargas relacionadas con la ocupación de las cubiertas se consideran sobrecargas L , normalmente asociadas con el diseño de pisos, en lugar de las sobrecargas de cubierta L_r que se pueden reducir de acuerdo con las especificaciones para sobrecargas debidas a la ocupación y al uso dadas en el artículo 4.7, en lugar de las dadas en el artículo 4.8.

4.9. CARGAS PRODUCIDAS POR PUENTES GRÚA

Las cargas que se adopten para el diseño de las vigas carriles, incluyendo las conexiones y ménsulas de soporte de puentes grúa móviles y monorrieles, deberán incluir las cargas máximas de las ruedas de la grúa (cargas verticales) y el impacto vertical, y fuerzas laterales y longitudinales inducidas por el puente grúa en movimiento.

4.9.1. Carga máxima de rueda

Las cargas máximas de rueda serán las producidas por la suma del peso del puente grúa, más el peso del carro, más la carga útil, dispuestos de modo tal de producir los efectos más desfavorables sobre la estructura soporte del puente grúa.

4.9.2. Impacto vertical

Las **cargas máximas de las ruedas del puente grúa** se deberán incrementar en el porcentaje que se indica a continuación para tener en cuenta el impacto vertical inducido o la fuerza vibratoria:

- **Puentes grúa operados desde cabina o por control remoto** **25**
- **Puentes grúa operados por comando eléctrico manual** **10**

4.9.3. Fuerza transversal (bamboleo)

La fuerza transversal total sobre ambas vigas portagrúa, provocada por puentes grúa accionados eléctricamente, se deberá calcular tomando el **20 %** de la suma de la carga útil del puente grúa más el peso del aparejo de izaje y del carro. La fuerza transversal se supondrá actuando en ambos sentidos sobre la cara superior del riel, y se distribuirá teniendo en cuenta la rigidez lateral de las vigas portagrúa y de su estructura de apoyo.

4.9.4. Fuerza longitudinal (frenado)

Las fuerzas longitudinales provocadas por puentes grúa accionados eléctricamente se deberán calcular tomando el **10 %** de las cargas máximas de rueda. La fuerza longitudinal se supondrá actuando en ambos sentidos sobre la cara superior del riel.

4.10. SOBRECARGAS PARA LOCALES DESTINADOS A COCHERAS DE AUTOMÓVILES

4.10.1. Los pisos de garajes o sectores de edificios usados para almacenar vehículos se deben diseñar para **2 kN/m²** de sobrecarga uniformemente distribuida, o para las siguientes cargas concentradas, lo que resulte más desfavorable:

C 4.9. CARGAS PRODUCIDAS POR PUENTES GRÚA

Se hace notar la diferencia que existe en el cálculo de las fuerzas máximas verticales y las fuerzas longitudinales por un lado, y las fuerzas laterales o de bamboleo por el otro. Las fuerzas máximas verticales y longitudinales se obtienen de considerar la carga máxima de rueda, lo que incluye el peso del puente grúa, la capacidad de carga y el peso del carro, con el carro colocado en la posición más desfavorable.

La fuerza lateral o de bamboleo, por el contrario, solo incluye un porcentaje de la suma de los elementos móviles, es decir, del peso máximo a levantar por el carro (capacidad de carga, peso del elemento de izaje, y carro propiamente dicho). Se excluye para el cálculo el peso propio del puente grúa.

En el caso de la fuerza lateral o de bamboleo, se calcula la fuerza que va hacia cada viga carril teniendo en cuenta la rigidez horizontal tanto de la viga carril como de su estructura soporte. Es decir, se distribuye la fuerza de bamboleo en función de la rigidez transversal del sistema considerando al puente grúa como infinitamente rígido.

Cuando se trata de puentes grúa de operación a alta velocidad, de alta capacidad o especiales, los requerimientos para el diseño son más rigurosos que los indicados en el presente Reglamento.

C 4.10. SOBRECARGAS PARA LOCALES DESTINADOS A COCHERAS DE AUTOMÓVILES

C 4.10.1. Consultar el artículo C 4.7.4.

1. para **automóviles** que no lleven más de **9 pasajeros, 14 kN** actuando sobre una superficie de **13000 mm²**;
2. estructuras para estacionamiento por medios mecánicos (sin espacios para circulación), **10 kN por rueda**.

4.10.2. Para cargas horizontales originadas por vehículos, ver el artículo 4.5.3.

4.10.3. Los garajes que guarden camiones y ómnibus se deberán diseñar con cargas acordes a las características de los vehículos que habrán de utilizarlos.

4.11. SOBRECARGAS PARA BALCONES

Para edificios de oficinas, edificios públicos, locales comerciales o industriales, edificios de vivienda, etc., el valor de la sobrecarga para balcones **no podrá ser menor** que el valor fijado para el local, locales, salas o habitaciones a los cuales sirven. En ningún caso la sobrecarga será menor que **5 kN/m²**.

C 4.11. SOBRECARGAS PARA BALCONES

Cuando se prevea que las solicitaciones que se originan por las cargas actuantes sean mayores que las que surjan de la consideración de la sobrecarga reglamentaria (por ejemplo, maceteros fijos o móviles importantes en los extremos de los voladizos), se deberá calcular con las sobrecargas reales.

Se hace notar que el comportamiento estructural de los balcones en nuestro país, no ha sido hasta el momento suficientemente adecuado, ya sea por defectos estructurales de construcción, exceso de carga, o reducción acelerada de su vida útil por agresión de agentes externos (humedad, temperatura, etc.). **Por tal razón se recomienda adoptar los máximos recaudos para garantizar un comportamiento correcto y durable de los mismos.**

4.12. SOBRECARGAS PARA FÁBRICAS, TALLERES Y DEPÓSITOS

4.12.1. Sobrecargas para fábricas y talleres

Se deberán investigar las tareas y características de cada local y fundamentar los valores previstos en el análisis que se adoptarán para el cálculo de la estructura.

Independientemente de ello, se deberán considerar los siguientes valores mínimos:

- **fábricas o talleres de manufactura liviana**

- carga uniformemente distribuida: **6 kN/m²**
- carga concentrada: **9 kN**

- **fábricas o talleres de manufactura pesada**

- carga uniformemente distribuida: **12 kN/m²**
- carga concentrada: **14 kN**

4.12.2. Sobrecargas para depósitos

Los valores de las sobrecargas en depósitos se obtendrán multiplicando las superficies o volúmenes considerados por los correspondientes pesos unitarios. Los valores de los pesos unitarios se indican en la **Tabla 3.2** para materiales de construcción y diversos materiales almacenables. Sin embargo, los valores mínimos a considerar serán:

- depósitos para carga liviana: **6 kN/m²**
- depósitos para carga pesada: **12 kN/m²**

4.12.3. Identificación de la sobrecarga

En todos los edificios destinados total o parcialmente a talleres, fábricas o depósitos, se deberá colocar en cada piso y en lugar visible, una placa inamovible que indique la sobrecarga prevista en el cálculo, con la leyenda "**carga máxima kN/m²**".

4.13. AUTOELEVADORES

4.13.1. En los locales destinados a depósito, donde sea factible la utilización de autoelevadores, se deberán tener en cuenta las cargas transmitidas por éstos. Los valores de las cargas que figuran en el presente Reglamento, corresponden a autoelevadores con una capacidad de carga de **10 kN** y con las siguientes características:

Peso cargado total	36 kN
Ancho total	1,00 m
Ancho de trocha	0,80 m
Largo total	3,00 m
Distancia entre ejes	2,00 m
Carga estática en eje más cargado	30 kN

4.13.2. Las estructuras resistentes deberán soportar la acción más desfavorable de los siguientes estados de carga:

- a) Dos **autoelevadores** adosados en sentido longitudinal (uno detrás de otro), y la sobrecarga prevista para el local.
- b) Dos **autoelevadores** adosados en sentido transversal (uno al lado del otro), y la sobrecarga prevista en el local.

En los casos a) y b) se dejará libre de sobrecarga una faja de **0,50 m** contigua a los autoelevadores y la franja para circulación de éstos.

- c) Dos cargas concentradas de **15 kN**, originadas por el eje más cargado (**30 kN**) y separadas **0,80 m**.

4.13.3. Sobre los tabiques portantes, columnas y vigas invertidas, o parapetos ubicados directamente por encima del local dado, se supondrá aplicado un esfuerzo horizontal de **18 kN/m** ubicado a una altura de **0,75 m** sobre el solado en consideración. Las columnas se calcularán solamente para la acción de la sobrecarga asignada al local.

4.13.4. Cuando se desee proyectar la estructura para la acción de **autoelevadores** de menor capacidad, y en los casos de locales destinados a soportar autoelevadores mayores que los previstos, se deberá efectuar un cuidadoso análisis de carga. En todos los casos, en la placa exigida en el artículo 4.12.3 se deberá **consignar las características de los autoelevadores que pueden operar en el local**.

4.13.5. Los valores indicados precedentemente incluyen el efecto dinámico correspondiente.

CAPÍTULO 5. CARGAS DEBIDAS A LA LLUVIA

5.1. SIMBOLOGÍA

C 5.1. SIMBOLOGÍA

		A	área de cubierta atendida por un solo sistema de drenaje, en m ² .
d_h	altura de agua adicional sobre la cubierta no deformada por flexión por encima de la entrada del sistema de drenaje secundario, calculada con el flujo de diseño (sobre elevación hidráulica), en mm.		
d_s	altura del agua sobre la cubierta no deformada por flexión hasta la entrada del sistema de drenaje secundario, cuando el sistema de drenaje primario esté bloqueado, (altura estática), en mm.		
		i	intensidad de caída de lluvia de diseño, en mm/hora. Se podrán adoptar los datos estadísticos del Servicio Meteorológico Nacional o bien realizar una estimación prudente de los datos disponibles relevados en el lugar de la obra.
R	carga de lluvia sobre la cubierta no deformada, en kN/m ² . Cuando en este Reglamento se utilice el término cubierta no deformada , las deformaciones por flexión debidas a las cargas (incluyendo cargas permanentes) no se deberán considerar para la determinación de la cantidad de lluvia sobre la cubierta.		
		Q	caudal de un solo sistema de drenaje, en m ³ /seg.

5.2. DRENAJE DE CUBIERTAS

C 5.2. DRENAJE DE CUBIERTAS

Los sistemas de drenaje de cubiertas se podrán diseñar de acuerdo con las disposiciones que se detallan en los Comentarios a este Capítulo. La capacidad de los drenajes secundarios (sobrecaudal), no deberá ser menor que la capacidad de los drenajes primarios.

Los **sistemas de drenaje de cubiertas están diseñados para manejar todo el caudal asociado con eventos de caída de lluvia intensos y de corta duración**. En la bibliografía internacional encontramos que tanto el Buildings Officials and Code Administrators International (BOCA) 1993 como el Factory Mutual Engineering Corp. (1991) utilizan un evento de **una hora** de duración con un período de retorno de **100 años**. El SBCCI (Southern Building Code Congress International) utiliza un evento de **una hora con 15 minutos** de duración con un período de retorno de **100 años** tanto para los sistemas de drenaje principales o primarios como secundarios y la Associate Committee on the National Building Code (1990) utiliza un evento de **15 minutos** con un período de recurrencia de **10 años**.

Una tormenta local muy severa puede producir un diluvio de tal intensidad y duración que los sistemas de drenaje principal o primario, adecuadamente diseñados, se pueden sobrecargar temporariamente. Tales cargas temporarias se cubren adecuadamente en el diseño cuando se consideran

los drenajes bloqueados (ver el artículo 5.3) y la inestabilidad por acumulación de agua (ver el artículo 5.4).

El drenaje de cubierta es un tema estructural, arquitectónico, e hidráulico. Para determinar las cargas de lluvia, se debe conocer el tipo y ubicación de los drenajes secundarios y la sobre elevación hidráulica por encima de sus bocas de entrada calculada con el caudal de diseño. La coordinación del equipo de profesionales que diseña la estructura es particularmente importante cuando se establecen las cargas de lluvia.

5.3. CARGA DE LLUVIA DE DISEÑO

Cada porción de cubierta se deberá diseñar para **soportar la carga de toda el agua de lluvia** que se pudiera acumular sobre ella, considerando que el sistema de **drenaje primario** para esa porción de cubierta se encuentra bloqueado, más **la carga uniforme** originada por el agua que se eleve por encima de la entrada del sistema de drenaje secundario, determinado con el **flujo de diseño R**:

$$R = 0,0098 (d_s + d_h)$$

Cuando los sistemas de drenaje secundario contengan varias líneas de drenaje, tales líneas y su punto de descarga deberán ubicarse separadas de las líneas de drenaje primario.

C 5.3. CARGA DE LLUVIA DE DISEÑO

Una vez determinada la cantidad de agua que se puede acumular sobre la cubierta debida al bloqueo del sistema de drenaje principal o primario, se podrá **diseñar la cubierta para soportar la carga debida a esa cantidad de agua más la carga uniforme causada por la elevación del agua por encima de la boca de entrada del sistema de drenaje secundario determinada con el caudal de diseño**.

Cuando las paredes de parapetos, las uniones con peralte entre la cubierta y el parapeto, las juntas de expansión y otros elementos similares generen la posibilidad de áreas con importante profundidad de agua, se aconseja instalar en esas áreas drenajes secundarios con líneas de drenaje independientes en lugar de imbornales de desbordamiento (orificios de drenaje) con el fin de reducir la magnitud de la carga de lluvia de diseño.

En aquellos lugares donde la geometría lo permita, la descarga libre realizada a través de vertederos será la forma preferida de drenaje de emergencia.

Cuando se determinen estas cargas de agua, se supondrá que la cubierta no se deforma. Esto elimina las complejidades asociadas con la determinación de la distribución de cargas de agua dentro de la depresión originada por la flecha. Sin embargo, es muy importante considerar esta agua cuando se evalúe la inestabilidad por acumulación de agua según el artículo 5.4.

La profundidad del agua, d_h , por encima de la boca de entrada del sistema de drenaje secundario (carga hidráulica o altura piezométrica) es una función de la intensidad de la caída de lluvia en el lugar, del área de cubierta atendida por aquel sistema de drenaje y del tamaño del sistema de drenaje.

El caudal a través de un único sistema de drenaje es:

$$Q = 0,278 \times 10^{-6} A \cdot i \quad (C 5.1)$$

El significado de la simbología utilizada se indica en el artículo C 5.1 de estos Comentarios.

En la **Tabla C 5.1** se relacionan la **carga hidráulica d_h** , con el **caudal Q** para varios sistemas de drenaje. Dicha Tabla indica que d_h puede variar considerablemente dependiendo del tipo y tamaño de cada sistema de drenaje

y del caudal que debe llevar.

La carga hidráulica, d_h , será cero cuando el sistema de drenaje secundario sea simplemente sobrepasado a lo largo de todo el borde de la cubierta.

Tabla C 5.1. Caudal Q , en m^3/seg , de varios sistemas de drenaje con diferentes cargas hidráulicas, d_h , en mm

Sistema de drenaje	Carga hidráulica d_h , en mm									
(2)	25	51	64	76	89	102	114	127	178	203
Drenaje circular 102 mm diámetro	0,0051	0,0107	0,0114							
Drenaje circular 152 mm diámetro	0,0063	0,0120	0,0170	0,0240	0,0341					
Drenaje circular 203 mm diámetro	0,0079	0,0145	0,0214	0,0353	0,0536	0,0694	0,0738			
Colector abierto tipo canal * 152 mm ancho	0,0011	0,0032	(1)	0,0057	(1)	0,0088	(1)	0,0122	0,0202	0,0248
Colector abierto tipo canal * 610 mm ancho	0.0045	0,0126	(1)	0,0227	(1)	0,0353	(1)	0,0490	0,0810	0,0992
Colector cerrado ** 152 mm ancho 102 mm altura	0,0011	0,0032	(1)	0,0057	(1)	0,0088	(1)	0,0112	0,0146	0,0160
Colector cerrado ** 610 mm ancho 102 mm altura	0,0045	0,0126	(1)	0,0227	(1)	0,0353	(1)	0,0447	0,0583	0,0638
Colector cerrado ** 152 mm ancho 152 mm altura	0,0011	0,0032	(1)	0,0057	(1)	0,0088	(1)	0,0122	0,0191	0,0216
Colector cerrado ** 610 mm ancho 152 mm altura	0,0045	0,0126	(1)	0,0227	(1)	0,0353	(1)	0,0490	0,0765	0,0866

(1) Este Reglamento permite interpolar, incluso entre anchos de cada orificio de descarga.

(2) Las dimensiones de los sistemas de drenaje y los valores de las cargas hidráulicas son el resultado de la conversión directa de pulgadas a milímetros.

* Los colectores o canaletas de descarga **tienen tres lados cerrados y su lado superior abierto.**

** Los **colectores tubulares cerrados** tienen los cuatro lados cerrados.

Nota: Los datos sobre lluvias se pueden obtener de la página web del Servicio Meteorológico Nacional: www.smn.gob.ar

5.4. INESTABILIDAD POR ACUMULACIÓN DE AGUA

A los fines de este Reglamento, la expresión **acumulación de agua**, se refiere a la retención de agua debida únicamente a la flecha de cubiertas relativamente planas. Se deberán investigar las cubiertas con una **pendiente menor que 3 %** mediante análisis estructural, con el fin de asegurar que poseen la **rigidez adecuada** a efectos de evitar la flecha progresiva (es decir, inestabilidad), a medida que se vaya acumulando el agua de lluvia o el agua producto del derretimiento de la nieve sobre ellas.

A los fines de este Reglamento se consideran **cubiertas susceptibles** a aquellas cubiertas con

C 5.4. INESTABILIDAD POR ACUMULACIÓN DE AGUA

El agua se puede acumular en forma de charcos sobre cubiertas relativamente planas. Cuando a tales áreas fluye agua adicional, la cubierta tiende a deformarse más, permitiendo que allí se forme un charco más profundo. Si la estructura no tiene suficiente rigidez para resistir esta progresión, puede suceder una falla por sobrecarga localizada.

Los trabajos de Haussler (1962), Chinn (1965), Marino (1966), Salama and Moody (1967), Sawyer (1967), Chinn et al. (1969), Sawyer (1969), Heinzerling (1971), Burgett (1973), AITC (1978), Associate Committee on the National Building Code (1990), Factory Mutual Engineering Corp. (1991), SBCCI (1991), BOCA (1993),

pendiente menor que **3 %** o a aquellas en las cuales el agua pudiera estar confinada, en parte o en su totalidad, cuando el sistema de drenaje primario esté bloqueado pero el sistema de drenaje secundario se encuentre funcionando.

Aquellas superficies de cubierta con una **pendiente mayor o igual al 3 %** hacia puntos o zonas de drenaje libre **no serán consideradas cubiertas susceptibles**.

Para el análisis se deberá utilizar la carga de lluvia o nieve que resulte mayor, y el sistema de drenaje primario dentro del área sujeta a acumulación de agua se deberá considerar **bloqueado**.

AISC (2005), and SJI (2007), contienen información sobre la acumulación de agua y su importancia en el diseño de cubiertas flexibles. En AISC (2005) y SJI (2007), se presentan métodos de diseño racionales para evitar la inestabilidad por acumulación de agua.

Independientemente de la pendiente de la cubierta, y siempre que exista acumulación de agua en dicha cubierta para llegar a un sistema de drenaje secundario, se podrá producir **inestabilidad por acumulación de agua**. En tales circunstancias esa zona de acumulación de agua debe ser considerada susceptible de inestabilidad.

La **Figura C 5.1** muestra **tramos típicos susceptibles** para una cubierta con pendiente mayor o igual que **3 %**. Para la misma estructura con una pendiente de cubierta menor del **3 %** todos los vanos o tramos serán susceptibles.

La **Figura C 5.2** muestra una cubierta con drenajes perimetrales de desbordamiento (secundario) y drenajes primarios interiores. Independientemente de la pendiente de cubierta, todos los vanos son susceptibles. Se deben controlar los vanos susceptibles por acumulación de agua con el fin de prevenir la inestabilidad por acumulación de agua (encharcamiento).

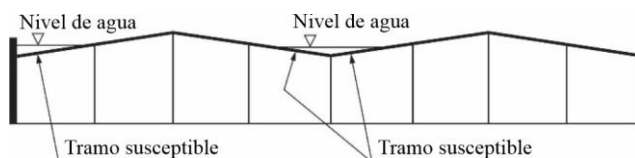


Figura C 5.1. Tramos o vanos susceptibles de evaluación de acumulación de agua para cubiertas con pendientes de 3 % o más.

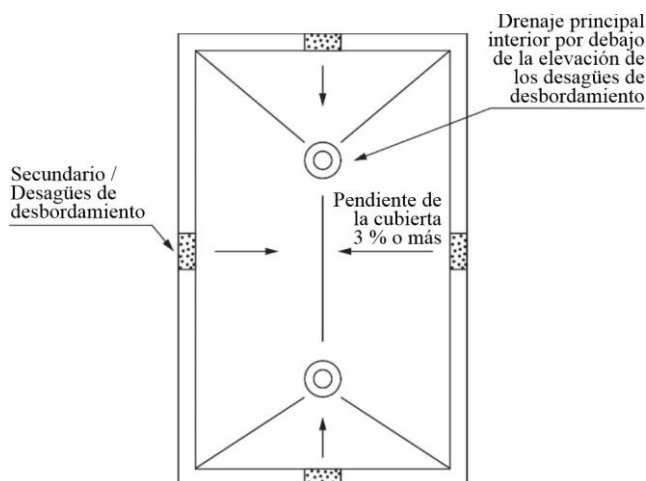


Figura C 5.2. Cubierta con drenajes perimetrales de desbordamiento.

La **inestabilidad por acumulación de agua** se podrá evitar diseñando las cubiertas con una pendiente **igual o mayor que el 3 %**.

Cuando la pendiente sea menor que el **3 %**, la estructura de la cubierta se debe verificar para la inestabilidad por

acumulación de agua porque las tolerancias de construcción y las flechas a largo plazo, debidas a cargas permanentes, pueden dar como resultado zonas planas susceptibles a la acumulación de agua.

5.5. DRENAJE CONTROLADO

Las cubiertas diseñadas con dispositivos para controlar la **capacidad de drenaje**, se deberán equipar con un sistema de drenaje secundario a una altura mayor, con el fin de limitar la acumulación de agua sobre la cubierta por encima de esa altura.

Tales cubiertas se deberán diseñar para soportar la **carga de toda el agua de lluvia que se acumule sobre ellas**, hasta la altura del sistema de drenaje secundario, más la carga uniforme causada por el agua que se eleve por encima de la boca de entrada del sistema de drenaje secundario, determinada con el **flujo de diseño**, de acuerdo con el artículo 5.3.

Estas cubiertas también se deberán **verificar para inestabilidad por acumulación de agua**, de acuerdo con el artículo 5.4.

C 5.5. DRENAJE CONTROLADO

Cuando existan resoluciones, ordenanzas o especificaciones técnicas que limiten el caudal de agua de lluvia de las cubiertas hacia los drenajes de tormenta, en tales cubiertas se podrán utilizar comúnmente los **drenajes de caudal controlado**.

Estas cubiertas deberán ser capaces de soportar el agua de la tormenta temporariamente acumulada sobre ellas. Muchas cubiertas diseñadas con drenajes de caudal controlado tienen una carga de lluvia de diseño de **1,45 kN/m²** y están equipadas con un sistema de drenaje secundario (por ejemplo, canaleta tubular exterior de drenaje) con el fin de evitar que la profundidad de agua (**d_s + d_h**) sea mayor que **145 mm** sobre la cubierta.

A los fines de este Reglamento se consideran cubiertas susceptibles a aquellas con una **pendiente menor del 3 %** o a aquellas en las cuales el agua pudiera estar confinada en parte o en su totalidad cuando el sistema de drenaje primario esté bloqueado pero el sistema de drenaje secundario esté funcionando.

Aquellas superficies de cubierta con una **pendiente como mínimo del 3 %** hacia puntos o zonas de drenaje libre no necesitan ser consideradas susceptibles.

Ejemplos:

Los dos ejemplos siguientes ilustran el método utilizado para determinar **las cargas de lluvia de diseño**.

Ejemplo 1

Determinar la **carga de lluvia de diseño, R**, para el drenaje secundario de la cubierta plana que se muestra en la **Figura C 5.3**. La intensidad de la **caída de lluvia de diseño, i**, especificada para **100 años**, durante **1 hora** es de **95 mm/h**. La boca de entrada de **102 mm** de diámetro de los desagües secundarios de la cubierta, está ubicada a **51 mm** por encima de la superficie de cubierta.

El **caudal medio, Q**, para el drenaje secundario de **102 mm** de diámetro para la descarga de la cubierta será:

$$Q = 0,278 (10^{-6}) A \cdot i \quad (C 5.1)$$

$$Q = 0,278 (10^{-6}) (232) (95) = 0,0062 \text{ m}^3/\text{s}$$

La **carga hidráulica, d_h**, se determinará utilizando la **Tabla C 5.1**, para un diámetro de **102 mm** de drenaje de cubierta, con un caudal medio de **0,0062 m³/s**, interpolando entre una carga hidráulica de **25 y 51 mm**, de la siguiente forma:

Diferencia entre cargas hidráulicas:

$$51 \text{ mm} - 25 \text{ mm} = 26 \text{ mm}$$

$$d_h = 25 + [26 (0,0062 - 0,0051) \div (0,0107 - 0,0051)] = 25 + 5,107 = 30,2 \text{ mm}$$

La **altura estática** será $d_s = 51 \text{ mm}$ (profundidad del agua desde la boca de entrada hasta la superficie de cubierta).

La **carga de lluvia de diseño**, R , adyacente a los drenajes se determinará con la siguiente expresión:

$$R = 0,0098 (d_s + d_h) \quad (\text{C } 5.2)$$

$$R = 0,0098 (51 + 30,2) = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

Ejemplo 2

Determinar la **carga de lluvia de diseño**, R , para el drenaje secundario de la cubierta plana que se muestra en la **Figura C 5.4**.

La intensidad de la **caída de lluvia de diseño**, i , especificada para **100 años**, con una duración de una hora es **38 mm/h**. La boca de entrada de **305 mm** de los orificios de los drenajes secundarios de cubierta está ubicada a **51 mm** por encima de la superficie de cubierta.

El **caudal medio**, Q , para el drenaje secundario con conductos de descarga tipo canal (superficie superior abierta) de **305 mm** de ancho se determinará con la siguiente expresión:

$$Q = 0,278 (10^{-6}) A \cdot i \quad (\text{C } 5.1)$$

$$Q = 0,278 (10^{-6}) (1069) (38) = 0,0113 \text{ m}^3/\text{s}$$

La **carga hidráulica**, d_h , se determinará utilizando la **Tabla C 5.1** e interpolando.

El **caudal medio** Q para un orificio de descarga tipo canal de **305 mm** de ancho, es el doble que el de un orificio de descarga tipo canal con **152 mm** de ancho. Utilizando la **Tabla C 5.1**, la carga hidráulica, d_h , para la mitad del caudal medio, Q , ó **0,0057 m³/s**, a través de un orificio de descarga tipo canal de **152 mm** de ancho, es de **76 mm**.

Resumiendo:

La **carga hidráulica** será $d_h = 76 \text{ mm}$ para un orificio de descarga tipo canal de **305 mm** de ancho, con un caudal medio, Q , de **0,0113 m³/s**.

La **altura estática** será $d_s = 51 \text{ mm}$ (profundidad del agua desde la boca de entrada del orificio de descarga a la superficie de la cubierta).

Con estos valores se determinará la **carga de lluvia de diseño, R** , adyacente a los orificios de descarga de la siguiente manera:

$$R = 0,0098 (d_h + d_s) \quad (C 5.2)$$

$$R = 0,0098 (51 + 76) = 1,24 \text{ kN/m}^2$$

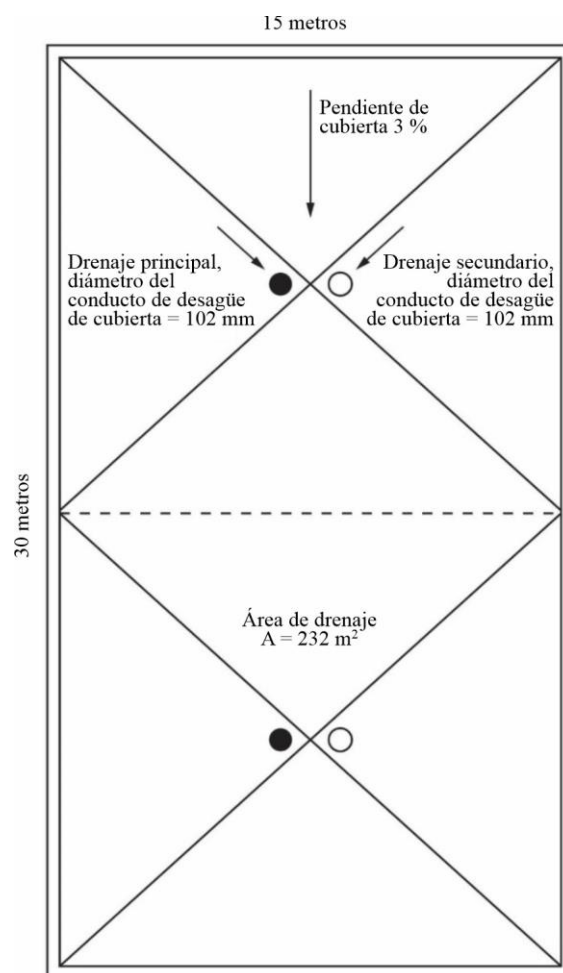


Figura C 5.3. Ejemplo 1 de cubierta plana.
(las líneas punteadas indican el límite entre superficies de drenaje separado)

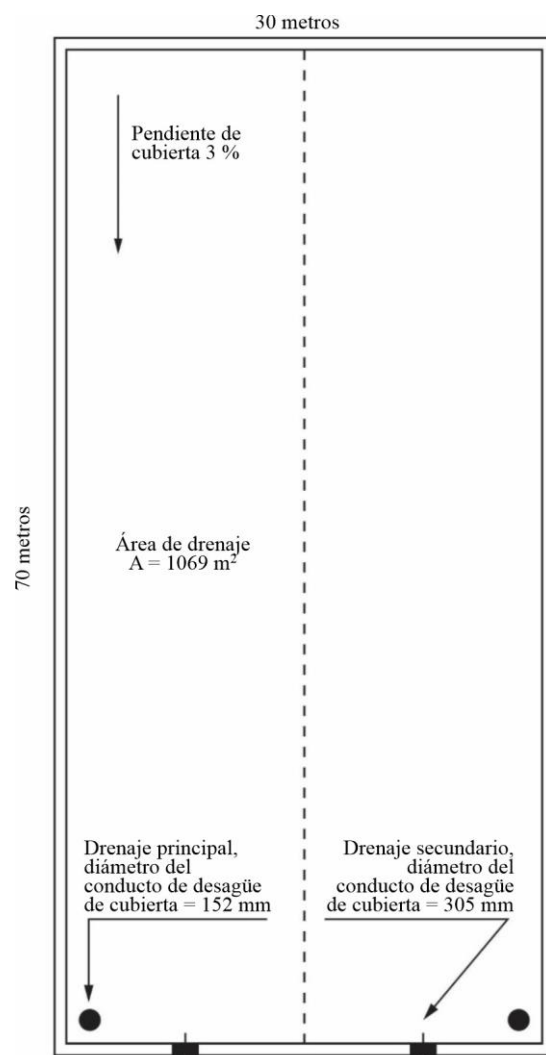


Figura C 5.4. Ejemplo 2 de cubierta plana.
(Las líneas punteadas indican el límite entre superficies de drenaje separado)

BIBLIOGRAFÍA CIRSOC 101-25

CAPITULO 1

- 1- **American Concrete Institute (ACI). (2002).** “Building code requirements for structural concrete”. ACI Standard 318-02, Detroit, 82-83.
- 2- **ASCE. (1999).** *Structural design for physical security: State of the practice*, ASCE, Reston, Va.
- 3- **ASCE. (1997).** *Design of blast resistant buildings in petrochemical facilities*, ASCE, New York.
- 4- **Breen, J. E., ed. (1976).** *Progressive collapse of building structures* (summary report of a workshop held at the University of Texas at Austin, Oct. 1975, U.S. Department of Housing and Urban Development Report PDR-182, Washington, D.C.
- 5- **Burnett, E. F. P. (1975).** *The avoidance of progressive collapse: Regulatory approaches to the problem*, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington, D.C., NBS GCR 75-48 (available from National Technical Information Service, Springfield, Va.), Oct.
- 6- **Ellingwood, B. R., and Leyendecker, E. V. (1978).** “Approaches for design against progressive collapse”. J. Struct. Div. (ASCE) 104(3), 413-423.
- 7- **Engineering News Record. (1995).** May 1. Environmental Protection Agency (EPA). (1999a). “Chemical accident prevention provisions”. 40 CFR Part 68, Environmental Protection Agency, Washington, DC, July.
- 8- **Environmental Protection Agency (EPA). (1999b).** “Emergency planning and notification—The list of extremely hazardous substances and their threshold planning quantities”. 40 CFR Part 355, Appendix A, Environmental Protection Agency, Washington, DC, July.
- 9- **Federal Emergency Management Agency (FEMA). (1993).** *Wet flood proofing requirements for structures located in special flood hazard areas in accordance with the national flood insurance program*, Federal Emergency Management Agency, Mitigation Directorate, Federal Insurance Administration, Washington, D.C., Technical Bulletin 7-93.
- 10- **Federal Emergency Management Agency (FEMA). (1997).** *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., FEMA Report No. 302/February 1998, Part 1—Provisions.
- 11- **Fintel, M., and Annamalai, G. (1979).** “Philosophy of structural integrity of multistory load-bearing concrete masonry structures”. Concrete Int. 1(5), 27-35.
- 12- **Fintel, M., and Schultz, D. M. (1979).** “Structural integrity of large-panel buildings”. J. Am. Concrete Inst. 76(5), 583-622.
- 13- **Glover, N. J. (1996).** *The Oklahoma City bombing: Improving building performance through multi-hazard mitigation*, American Society of Civil Engineers and Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., FEMA Report 277.
- 14- **Granstrom, S., and Carlsson, M. (1974).** “Bygghusknigen T3: Byggnaders beteende vid överpaverkningar (The behavior of buildings at excessive loadings)”. Swedish Institute of Building Research, Stockholm, Sweden.
- 15- **International Code Council. (2000).** *International Building code*. Tables 307.7(1) and 307.7(2). International Code Council, Falls Church, Va.
- 16- **International Code Council. (2009).** *International Building code*, “Table 1604.5 Classification of buildings and other structures for importance factors”, International Code Council, Falls Church, Va.
- 17- **Krawinkler, H., Parisi, F., Ibarra, L., Ayoub, A., and Medina, R. (2002).** *Development of a testing protocol for woodframe structures*, Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, Richmond, Calif.
- 18- **Leyendecker, E. V., Breen, J. E., Somes, N. F., and Swatta, M. (1976).** *Abnormal loading on buildings and progressive collapse - An annotated bibliography*, U.S. Dept. of Commerce, National Bureau of Standards. Washington, D.C., NBS BSS 67.
- 19- **Longinow, A. (1995).** “The threat of terrorism: Can buildings be protected?”. Building Operating Management, 46-53, July.
- 20- **National Fire Protection Association (NFPA). (2006).** Building construction and safety code, NFPA 5000, Table 35.3.1, “Occupancy category of buildings and other structures for wind, snow and earthquake”, National Fire Protection Association, Quincy, Mass.
- 21- **Occupational Safety and Health Administration (OSHA). (2000).** *Standards for general industry*, U.S. Department of Labor, Occupational Safety and

Health Administration, Washington, D.C., 29 CFR (Code of Federal Regulations) Part 1900 with Amendments as of February 1, 2000.

- 22- **PCI Committee on Precast Bearing Walls. (1976).** “*Considerations for the design of precast bearing-wall buildings to withstand abnormal loads*”. J. Prestressed Concrete Institute, 21(2), 46-69.
- 23- **Schultz, D. M., Burnett, E. F. P., and Fintel, M. (1977).** *A design approach to general structural integrity, design and construction of large-panel concrete structures*, U.S. Department of Housing and Urban Development, Washington, D.C.
- 24- **Seltz-Petrash, A. E. (1979).** “*Winter roof collapses: Bad luck or bad design*”. Civ. Engrg. - ASCE, 49(12), 42-45.
- 25- **Weidlinger, P. (1994).** “*Civilian structures: Taking the defensive*”. Civ. Engrg. - ASCE, 64(11), 48-50.

CAPITULO 2

- 1- **Breen, J. E., and Siess, C. P. (1979).** “*Progressive collapse - Symposium summary*”. ACI J., 76(9), 997-1004.
- 2- **Carper, K., and Smilowitz, R. (eds.) (2006).** “*Mitigating the potential for progressive disproportionate collapse*”. J. Perf. of Constr. Fac., 20(4).
- 3- **Chalk, P. L., and Corotis, R. B. (1980).** “*Probability models for design live loads*”. J. Struct. Div., 106(10), 2017-2033.
- 4- **Department of Defense (DOD). (2009).** *Design of buildings to resist progressive collapse*, Department of Defense, Washington, D.C., Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, July.
- 5- **Ellingwood, B. (1981).** “*Wind and snow load statistics for probabilistic design*”. J. Struct. Div., 107(7), 1345-1350.
- 6- **Ellingwood, B., and Corotis, R. B. (1991).** “*Load combinations for buildings exposed to fires*”. Engineering Journal, ASCE, 28(1), 37-44.
- 7- **Ellingwood, B. R., and Dusenberry, D. O. (2005).** “*Building design for abnormal loads and progressive collapse*”. Computer-Aided Civil and Infrastruct. Engrg. 20(5), 194-205.
- 8- **Ellingwood, B., and Leyendecker, E. V. (1978).** “*Approaches for design against progressive collapse*”. J. Struct. Div., 104(3), 413-423.
- 9- **Ellingwood, B. R., and Li, Y. (2009).** “*Counteracting structural loads: Treatment in ASCE Standard 7-05*”. J. Struct. Engrg. (ASCE), 135(1), 94-97.
- 10- **Ellingwood, B., MacGregor, J. G., Galambos, T. V., and Cornell, C. A. (1982).** “*Probability-based load criteria: Load factors and load combinations*”. J. Struct. Div., 108(5), 978-997.
- 11- **Eurocode 1 (2006).** *Actions on structures, Part 1-7: General actions - Accidental actions*, EN 1991-1-7.
- 12- **Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2004).** *NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings and other structures*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., FEMA Report 450.
- 13- **Galambos, T. V., ed. (1998).** *SSRC guide to stability design criteria for metal structures*, 5th ed., John Wiley, New York.
- 14- **Galambos, T. V., Ellingwood, B., MacGregor, J. G., and Cornell, C. A. (1982).** “*Probability-based load criteria: Assessment of current design practice*”. J. Struct. Div., 108(5), 959-977.
- 15- **General Services Administration (GSA). (2003).** *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*, General Services Administration, Washington, D.C.
- 16- **Marjanishvili, S., and Agnew, E. (2006).** “*Comparison of various procedures for progressive collapse analysis*”. J. Perf. of Constr. Fac., 20(4), 365-374.
- 17- **Mehta, K. C., et al. (1998).** *An investigation of load factors for flood and combined wind and flood*, Report prepared for Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- 18- **Nair, R. S. (2006).** “*Preventing disproportionate collapse*”. J. Perf. of Constr. Fac., 20(4), 309-314.
- 19- **National Institute of Standards and Technology (NIST). (2007).** *Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Md., NISTIR 7396.
- 20- **Pate-Cornell, E. (1994).** “*Quantitative safety goals for risk management of industrial facilities*”. Struct. Safety, 13(3), 145-157.
- 21- **Taylor, D. A. (1975).** “*Progressive collapse*”. Can. J. Civ. Engrg., 2(4), 517-529.
- 22- **Turkstra, C. J., and Madsen, H. O. (1980).** “*Load combinations in codified structural design*”. J. Struct. Div., 106(12), 2527-2543.

CAPITULO 4

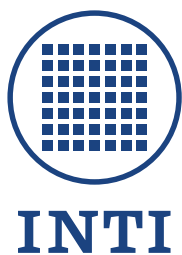
- 1- **American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (1989).** *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- 2- **American Society of Mechanical Engineers (ASME). (2007).** *American National Standard Safety Code for Elevators and Escalators*, American Society of Mechanical Engineers, New York, ASME A17.1.
- 3- **Association of Iron and Steel Technology (AIST). (2003).** *Guide for the design and construction of mill buildings, Technical Report No. 13*, Association of Iron and Steel Engineers, Warrendale, Penn.
- 4- **Chalk, P. L., and Corotis, R. B. (1980).** "Probability model for design live loads". J. Struct. Div., 106(10), 2017-2033.
- 5- **Corotis, R. B., Harris, J. C., and Fox, R. R. (1981).** "Delphi methods: Theory and design load application". J. Struct. Div., 107(6), 1095-1105.
- 6- **Ellingwood, B. R., and Culver, C. G. (1977).** "Analysis of live loads in office buildings". J. Struct. Div., 103(8), 1551-1560.
- 7- **Harris, M. E., Bova, C. J., and Corotis, R. B. (1981).** "Area-dependent processes for structural live loads". J. Struct. Div., 107(5), 857-872.
- 8- **International Civil Aviation Organization (ICAO). (1995).** *Heliport manual*, International Civil Aviation Organization, Montreal, Canada.
- 9- **Material Handling Industry (MHIA). (2003).** *Specifications for painted track underhung cranes and monorail systems*, Material Handling Industry of America, Charlotte, N.C., ANSI MH 27.1.
- 10- **Material Handling Industry (MHIA). (2004).** *Specifications for top running bridge and gantry type multiple girder electric overhead traveling cranes*, Material Handling Industry of America, Charlotte, N.C., No. 70.
- 11- **Material Handling Industry (MHIA). (2004).** *Specifications for top running and under running single girder electric overhead traveling cranes utilizing under running trolley hoist*, Material Handling Industry of America, Charlotte, NC., No. 74.
- 12- **McGuire, R. K., and Cornell, C. A. (1974).** "Live load effects in office buildings". J. Struct. Div., 100(7), 1351-1366.
- 13- **Metal Building Manufacturers Association (MBMA). (2006).** *Metal building systems manual*, Metal Building Manufacturers Association, Inc., Cleveland, Ohio.
- 14- **Occupational Safety and Health Administration (OSHA). (2003).** *Code of Federal Regulations, OSHA Standards*, Washington D.C., CFR 1910.
- 15- **Peir, J. C., and Cornell, C. A. (1973).** "Spatial and temporal variability of live loads". J. Struct. Div., 99(5), 903-922.
- 16- **Sentler, L. (1975).** *A stochastic model for live loads on floors in buildings*, Lund Institute of Technology, Division of Building Technology, Lund, Sweden, Report No. 60.
- 17- **U.S. Department of Transportation. (2004).** *Advisory Circular AC 150/5390-2B*, U.S. Department of Transportation, Washington D.C., September 30.
- 18- **Wen, Y. K., and Yeo, G. L. (2001).** "Design live loads for passenger cars parking garages". J. Struct. Engrg. (ASCE), 127(3). Based on a report titled *Design live loads for parking garages*, ASCE Structural Engineering Institute, Reston, Va., 2000.
- 19- **CABO/ANSI A117.1 (1992).** *Accessible and Usable Buildings and Facilities Standards*, Council of American Building Officials/International Code Council, Falls Church, VA.

CAPITULO 5

- 1- **American Institute of Steel Construction (AISC). (2005).** *Specifications for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago.
- 2- **American Institute of Timber Construction (AITC). (1978).** *Roof slope and drainage for flat or nearly flat roofs*, American Institute of Timber Construction, Englewood, Colo., AITC Technical Note No. 5.
- 3- **Associate Committee on the National Building Code. (1990).** *National building code of Canada 1990*, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario.
- 4- **Building Officials and Code Administrators International (BOCA). (1993).** *The BOCA national plumbing code/1993*. BOCA Inc., Country Club Hills, Ill.
- 5- **Burgett, L. B. (1973).** "Fast check for ponding". Engineering Journal - American Institute of Steel Construction Inc., 10(1), 26-28.
- 6- **Chinn, J. (1965).** "Failure of simply supported flat roofs by ponding of rain". Engineering Journal -

American Institute of Steel Construction Inc., 3(2), 38-41.

- 7- **Chinn, J., Mansouri, A. H., and Adams, S. F. (1969).** “*Ponding of liquids on flat roofs*”. J. Struct. Div., 95(5), 797-808.
- 8- **Factory Mutual Engineering Corp. (1991).** *Loss prevention data 1-54, roof loads for new construction*. Factory Mutual Engineering Corp., Norwood, Mass.
- 9- **Haussler, R. W. (1962).** “*Roof deflection caused by rainwater pools*”. Civil Eng., 32, 58-59.
- 10- **Heinzerling, J. E. (1971).** “*Structural design of steel joist roofs to resist ponding loads*”. Steel Joist Institute, Arlington, Va., Technical Digest No. 3.
- 11- **Marino, F. J. (1966).** “*Ponding of two-way roof systems*”. Engineering Journal - American Institute of Steel Construction Inc., 3(3), 93-100.
- 12- **Salama, A. E., and Moody, M. L. (1967).** “*Analysis of beams and plates for ponding loads*”. J. Struct. Div., 93(1), 109-126.
- 13- **Sawyer, D. A. (1967).** “*Ponding of rainwater on flexible roof systems*”. J. Struct. Div., 93(1), 127-148.
- 14- **Sawyer, D. A. (1969).** “*Roof-structural roof-drainage interactions*”. J. Struct. Div., 94(1), 175-198.
- 15- **Southern Building Code Congress International (SBCCI). (1991).** *Standard plumbing code*, SBCCI Inc., Birmingham, Ala.
- 16- **Steel Joist Institute (SJI). (2007).** *Structural design of steel roofs to resist ponding loads*, Technical Digest No. 3, Steel Joist Institute, Myrtle Beach, S.C.



Instituto
Nacional
de Tecnología
Industrial

CIRSOC

Centro de Investigación
de los Reglamentos
Nacionales de Seguridad
para las Obras Civiles

Ministerio de Economía
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Obras y Servicios

www.inti.gob.ar



INTIArg



@INTIargentina



INTI



@intiargentina



canalinti

