

Estructuras I B : nuevas normas CIRSOC : notas de cátedra sobre las primeras nociones de estructuras / Gabriela Culasso ... [et al.] ;

Contribuciones de Karin Klein ;

Compilado por María Edel Ruata ;

Coordinación general de Gabriela Culasso. –

1a edición para el alumno - Córdoba : Editorial de la Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Diseño de la Universidad Nacional de Córdoba, 2019.

186 p. ; 29 x 21 cm.

ISBN 978-987-4415-38-7

1. Estructura. 2. Arquitectura. I. Culasso, Gabriela II. Klein, Karin, colab. III. Ruata, María Edel, comp. IV. Culasso, Gabriela, coord.
CDD 728

Autores

Ing. María Gabriela CULASSO – Arq. María Edel RUATA

Colaboradores

Arq. Karin Klein

Mgter. Arq. Guadalupe Álvarez

Arq. Gabriela Cristina

Arq. Ana I. Ostera

Arq. Liliana Molinari

Ing. María Dolores Aramburu

Ing. Verónica Castrillón

Diseño de Portada

Arq. Karin Klein

Editorial de la Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Diseño
de la Universidad Nacional de Córdoba
Impreso en el Taller de Imprenta del Área de Publicaciones.
Av. Vélez Sarsfield 264
1° Edición

Hecho el depósito que establece la ley 11.723. No se permite la reproducción total o parcial de este libro sin el permiso de sus autores.

PROLOGO

La publicación del presente libro está destinada a alumnos del Segundo Nivel de la Carrera de Arquitectura y Urbanismo, el mismo ha sido elaborado por el equipo de la Cátedra con el fin de introducir al estudiante a la temática específica de la disciplina, entendiendo que la misma además de formarlos para la resolución de procedimientos de análisis físico-matemáticos y la aplicación de las reglamentaciones vigentes propios de la materia debe fundamentalmente, en esta instancia inicial de la enseñanza académica, forjar las bases de un profundo conocimiento conceptual propiciando la incorporación de la variable estructural desde la misma génesis del proceso proyectual.

Por lo descripto precedentemente se desprende entonces, que es nuestro afán transmitir el interés por el análisis conceptual e integral de las Estructuras dentro del contexto global del proyecto arquitectónico de manera tal que posibilite la condición tectónica de cualquier diseño.

Resulta ideal para aquellos que por un lado, necesiten adquirir los conocimientos iniciales para la comprensión de los mecanismos resistentes que garantizan la estabilidad de los diferentes sistemas estructurales para la resolución de proyectos de pequeña escala y complejidad acorde al nivel de la carrera, como así también, para los que necesiten introducirse en la comprensión de los fenómenos físicos que fundamentan el análisis del comportamiento estructural de elementos simples como por ejemplo de vigas isostáticas en Madera, Acero u Hormigón Armado.

Se presentan en estas páginas las condiciones que debe poseer una estructura para ser estable, el reconocimiento de los diferentes tipos de acciones que sobre ella pueden existir, las solicitaciones que estas acciones producen en los elementos estructurales y el comportamiento de los mismos considerando el material que los constituyen, sus características geométricas y los vínculos que tienen con los diferentes componentes del sistema estructural y con el medio exterior. Por otra parte, se incluyen nociones sobre predimensionado, criterios de organización estructural y verificación de algunos elementos estructurales utilizando las reglamentaciones actuales para el diseño estructural con los materiales más usuales en nuestro medio.

Si bien ha sido concebido para estudiantes de Nivel II, creemos que es de utilidad no solo para ellos sino para cualquier alumno o profesional que necesite reforzar sus conocimientos en esta área disciplinar y esperamos que sea de utilidad e interés para el lector el material que aquí presentamos.

Por último, agradecer la colaboración de todo el equipo de docentes cuya dedicación fue fundamental para la concreción de este libro y el apoyo de la Facultad para su impresión y divulgación.

INDICE

CAPITULO 1: ESTRUCTURAS GENERALIDADES Y DEFINICIONES	6
1-1. INTRODUCCION	6
1-4.2.REQUISITOS DE UNA ESTRUCTURA.....	9
1-5.3. VÍNCULOS Y APOYOS	16
1-6. CONDICIONES DE ESTABILIDAD DE UNA ESTRUCTURA	21
1-7. REGULARIDAD ESTRUCTURAL.....	34
1-8. CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ	36
CAPITULO 2: ACCIONES SOBRE LAS CONSTRUCCIONES.....	39
2-1. CARGAS	39
2-2. CARGAS-DEFINICION	39
2-3. CLASIFICACIÓN DE LAS CARGAS.....	40
2-3.1. CARGAS SEGÚN SU SUPERFICIE DE INCIDENCIA- UNIDADES.....	41
2-3.2. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS SEGÚN LAS REGLAMENTACIONES	41
2-3.3. CARGAS SEGÚN SU DURACION EN EL TIEMPO.....	43
2-4. CARGAS VARIABLES DEBIDAS AL MEDIO AMBIENTE	47
2-5. CARGAS ACCIDENTALES	69
2-6. CARGAS POR TEMPERATURA	69
2-7. CARGAS POR EMPUJES DE TIERRA O FLUIDOS	69
2-8. COMBINACIONES DE CARGAS	70
CAPITULO 3: SOLICITACIONES	72
3-1. INTRODUCCIÓN:	72
3-2. SECCION	73
3-3. TIPOS DE SOLICITACIÓN	74
3-4. EJEMPLOS DE SOLICITACIONES EN ESTRUCTURAS ARQUITECTÓNICA	77
CAPITULO 4: DEFORMACIONES.....	88
4-1. INTRODUCCIÓN	88
4-3. FORMA SECCIONAL.....	95
4-4. DEFORMACIONES.....	101
CAPITULO 5: ESTRUCTURAS DE MADERA	105
5-1. GENERALIDADES.....	105
5-2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA MADERA	108
5-3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA MADERA	110
5-4. CONSIDERACIONES FINALES - LA MADERA COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.....	119
5-5. DIMENSIONADO DE ESTRUCTURAS EN MADERA	119
CAPITULO 6: ACERO	132
6-1. INTRODUCCION	132
6-2. CARACTERISTICAS MÁS RELEVANTES.....	134
6-3. TIPO DE ACEROS MÁS COMUNES EN ESTRUCTURAS METÁLICAS.....	137

6-4. CONSIDERACIONES FINALES - ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL	137
6-5. DIMENSIONADO EN ACERO	138
6-6. DIMENSIONADO y VERIFICACION de elementos SOMETIDOS A FLEXION Y CORTE .	139
6-7. EJEMPLO DE VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS METÁLICOS.....	146
CAPITULO 7: HORMIGÓN ARMADO	150
7-1. GENERALIDADES.....	150
7-2. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN.....	158
7-3. ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO.....	159
7-4. CONJUNTO HORMIGON – ACERO	162
7-5. DIMENSIONADO Y VERIFICACION DE VIGAS Y LOSAS DE HORMIGON ARMADO	170
METODOLOGIA DE CALCULO DE VIGA AL CORTE.....	175
BIBLIOGRAFÍA.....	181
ANEXO 1: PESOS UNITARIOS DE ALGUNOS MATERIALES	182

CAPITULO 1: ESTRUCTURAS GENERALIDADES Y DEFINICIONES

1-1. INTRODUCCION

La tarea del arquitecto es fundamentalmente diseñar un ambiente habitable, un espacio vacío donde se desarrolla la vida humana o actividades relacionadas con el habitar. Es entonces el arquitecto el artífice de este proceso en el cual se generan este espacio, de forma que garanticen las condiciones necesarias de seguridad y de uso de sus ocupantes, durante toda la vida útil del objeto arquitectónico diseñado.

Es necesario definir un tipo de limite capaz de resistir los pesos de los materiales, equilibrarlos y transmitirlos de forma que siempre sigan definiendo el espacio vacío generado. Diseñamos por lo tanto un esqueleto resistente que permita materializar ese proyecto. Este esqueleto, que llamamos ESTRUCTURA, requiere una resolución técnica, conocimientos científicos sobre materiales y leyes físicas que permitan crearla y darle proporciones correctas.

La estructura es y ha sido siempre un componente esencial de la Arquitectura, y es precisamente el Arquitecto quien, durante el proceso de diseño, debe crear o diseñar la estructura y darle proporciones correctas. Para ello deberá seguir tanto el camino intuitivo como el científico, tratando de lograr la armónica combinación entre la intuición y la ciencia estructural.

El conocimiento, la intuición y el sentido común, son la parte esencial de un buen criterio estructural, que produce buenos conceptos y excelentes diseños.

Las computadoras y los reglamentos están para confirmar lo ya intuitivo.

Le compete al diseñador decidir si la ESTRUCTURA será:

- Una herramienta generadora del proyecto (aunque no la única).
- Un componente necesario por su finalidad estática, pero sin jugar un rol protagónico.
- Un agregado tecnológico sin valor en sí mismo, no considerado durante el proceso de diseño.

Desde nuestra especialidad intentaremos que se conciba la Estructura, como parte fundamental para materializar la idea de diseño constituyendo una herramienta que condiciona su factibilidad constructiva y la permanencia en el tiempo de la obra de arquitectura.

Entendemos al diseño como un proceso mediante el cual se definen las características de un sistema de manera tal que cumpla, en la forma más óptima posible, con sus objetivos. Dentro de ese proceso, una de las etapas consiste en definir un sistema estructural confiable, cumpliendo normativas al respecto con dos criterios principales:

- Seguridad (que no colapse)
- Uso (que no sufra durante su vida útil deformaciones que comprometan el funcionamiento y el uso del espacio generado)

Precisamente el objetivo de un sistema estructural es equilibrar las fuerzas a las que va a estar sometido, y resistir las solicitaciones sin colapso o mal comportamiento (excesivas deformaciones).

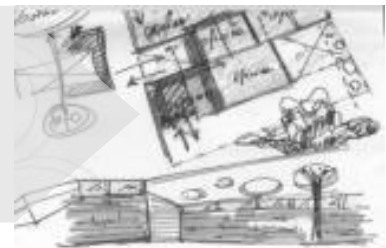
La bondad del diseño depende esencialmente del acierto que se haya tenido en componer un sistema estructural, o mecanismo resistente, que resulte el más idóneo para resistir las acciones exteriores. Sin olvidar que este sistema debe ser EFICIENTE, es decir que cumpla con los requerimientos de Seguridad y Uso con el mínimo costo posible.

1-2. ETAPAS DE PROYECTO DE DISEÑO Y RELACION CON LA ARQUITECTURA

Sintéticamente, **la estructura debe intervenir** en el proceso de diseño del arquitecto durante las etapas de:

CROQUIS PRELIMINARES:

Etapa en la cual el arquitecto deberá organizar los distintos planos resistentes que asegurarán la estabilidad a cargas verticales y laterales.



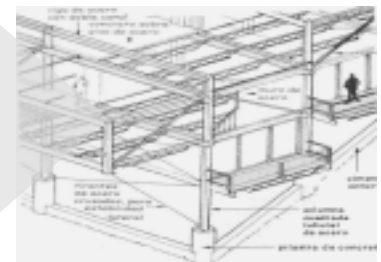
ANTEPROYECTO:

Etapa en la cual el arquitecto deberá predimensionar los elementos estructurales para asegurar la factibilidad de la obra.



PROYECTO DEFINITIVO:

Etapa en la cual el arquitecto deberá realizar los cálculos y verificaciones necesarios para ratificar o ajustar las proporciones dadas a los componentes



1-3. CONCEPTO DE ESTRUCTURA

La palabra estructura se aplica a muchas cosas. En el campo de la arquitectura vamos a definir el ESTRUCTURA de la siguiente forma:

ESTRUCTURA es el conjunto de piezas, ligadas entre sí y al medio exterior, de modo de formar un conjunto estable, que sea capaz de recibir cargas externas, resistirlas internamente y transmitir las a sus apoyos, sin deformarse excesivamente, donde encontrarán un sistema de equilibrio equivalente.



Un ejemplo elemental (pero muy completo) de estructura lo encontramos en este estudio de barras articuladas de Leonardo da Vinci: estructura; cargas externas; sistema de apoyos que equilibran.

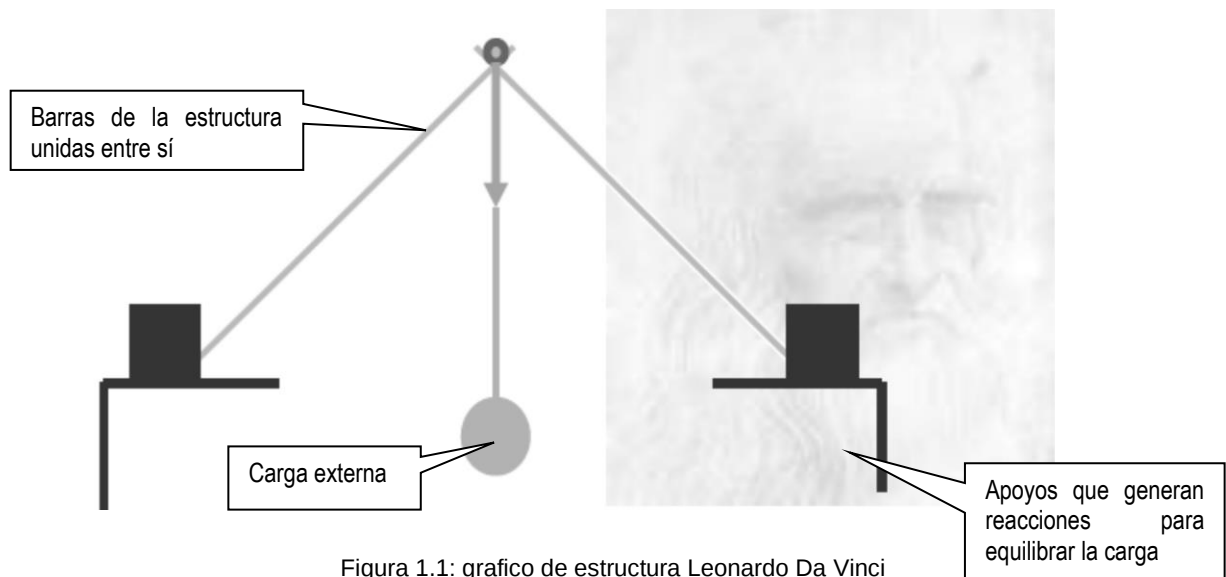


Figura 1.1: grafico de estructura Leonardo Da Vinci

Es decir que en la estructura encontramos :

- Piezas o partes
- Vinculos internos (entre las partes) o Vinculos externos (apoyos o fundaciones)
- Cargas (ej. :pesos de materiales o relacionados con el uso, ambientales como viento, nieve o sismo)

En este libro iremos aprendiendo sobre estos componentes de la Estructura en Arquitectura.

1-4. PIEZAS QUE COMPONEN UNA ESTRUCTURA

1-4.1. CLASIFICADAS SEGÚN SU FORMA

Básicamente, toda estructura se compone de piezas que podemos clasificar por su forma en elementos **placas** y elementos **barras**.

PLACAS: Denominamos placas, en forma general, a todo elemento estructural que tiene dos de sus dimensiones: ancho (l_x) y largo (l_y) muy grandes con relación su tercera dimensión: espesor (e).

BARRAS: En cambio, son barras todos aquellos componentes de la estructura que poseen dos dimensiones pequeñas (b ; d) con respecto a la tercera, que denominamos largo (l).

La combinación de estos dos tipos de elementos, en sus formas rectas o curvas, da origen a las diversas tipologías estructurales que estudiaremos en el transcurso de los cuatro cursos de Estructuras de la Carrera.

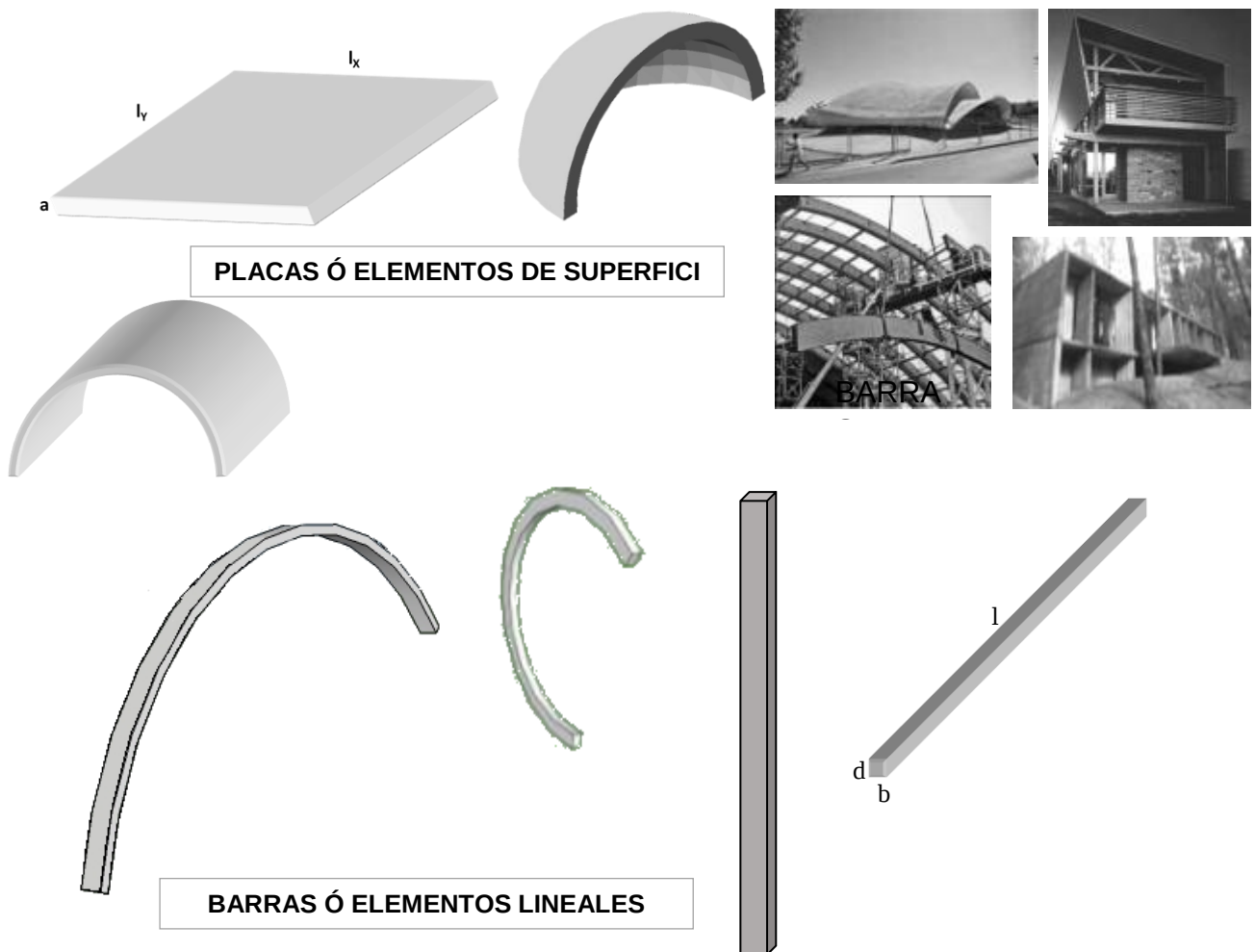


Figura 1.2: elementos barra y elementos placa

1-4.2.REQUISITOS DE UNA ESTRUCTURA

Toda estructura debe cumplir requisitos *básicos* y otros, que sin ser básicos, son de cumplimiento *deseable*.



Los requisitos **BÁSICOS** son:

1. Estabilidad
2. Resistencia
3. Deformación reducida

Los requisitos **DESEABLES** son:

1. Compatibilidad
2. Costo razonable

Los requisitos básicos son de cumplimiento imprescindible para garantizar la "supervivencia" del edificio y serán desarrollados más detenidamente en los próximos capítulos.

Con respecto al **requisito de compatibilidad**, debemos recordar que una obra de arquitectura, y la estructura como parte indisoluble de la misma, no se hace sólo para que subsista, sino fundamentalmente para cumplir con una función. Es la función la principal razón de ser del edificio.

Entendemos por **compatibilidad**, a la **satisfacción simultánea de los requerimientos de la arquitectura** (funcionales, espaciales y formales) **y de los exigidos por la ciencia estructural** (estática y resistencia de materiales).

Una estructura ocupa un espacio, tiene volumen y forma. Diseñar una estructura es crearla, darle forma y dimensiones.

Se hace necesaria entonces una doble condición: por un lado, el espacio ocupado por la estructura no debe interferir con el necesario para otras funciones, por otra parte, el espacio imprescindible para ser ocupado por la estructura, no debe ser usado para otros fines.

No siempre es posible cumplir plenamente esta condición de compatibilidad, siendo necesario muchas veces modificar el proyecto, sacrificando premisas de circulación, ventilación, expresión formal, etc. en pos de una necesidad estructural.

Estas modificaciones serán factibles mientras no afecten cuestiones reglamentarias ni requisitos funcionales o formales fundamentales, en cuyo caso será necesario entonces cambiar la solución estructural buscando nuevas alternativas.

El otro requisito deseable es el de costo razonable. El costo de una estructura se integra con el costo del material, de los equipos, de la mano de obra, así como también los gastos generales de la empresa y los gastos de mantenimiento.

La estructura óptima, o solución estructural óptima es aquella que, cumpliendo con los cuatro requisitos anteriores, tiene el costo total más bajo.

Generalmente, ante varias alternativas satisfactorias, es el factor costo el que decide la elección de la solución a adoptar. Pero también es probable que en algunas ocasiones el arquitecto al diseñar decida optar por una estructura comparativamente más costosa, si hay razones de tipo funcionales o morfológicas que lo justifiquen.¹

1-4.3. TIPOS ESTRUCTURALES

“El proyectar aun cuando sean sólo estructuras, si bien tiene mucho de ciencia y de técnica, tiene mucho más de arte, de sentido común, de afición, de aptitud, de delectación en el oficio de imaginar la traza oportuna, a la que el cálculo sólo le añadirá los últimos toques con el espaldarazo de su garantía estático resistente”²

Existen muchas formas de clasificar las estructuras, teniendo en cuenta diferentes criterios podemos formar grupos, en relación a su materialidad, condiciones de vínculos o forma de trabajo en la estructura:

¹ Bases para un Diseño Estructural – E. Avenburg – Ed. Oscar Buonanno – Bs. As.

² Eduardo Torrojas – “Razón y ser de los tipos estructurales”

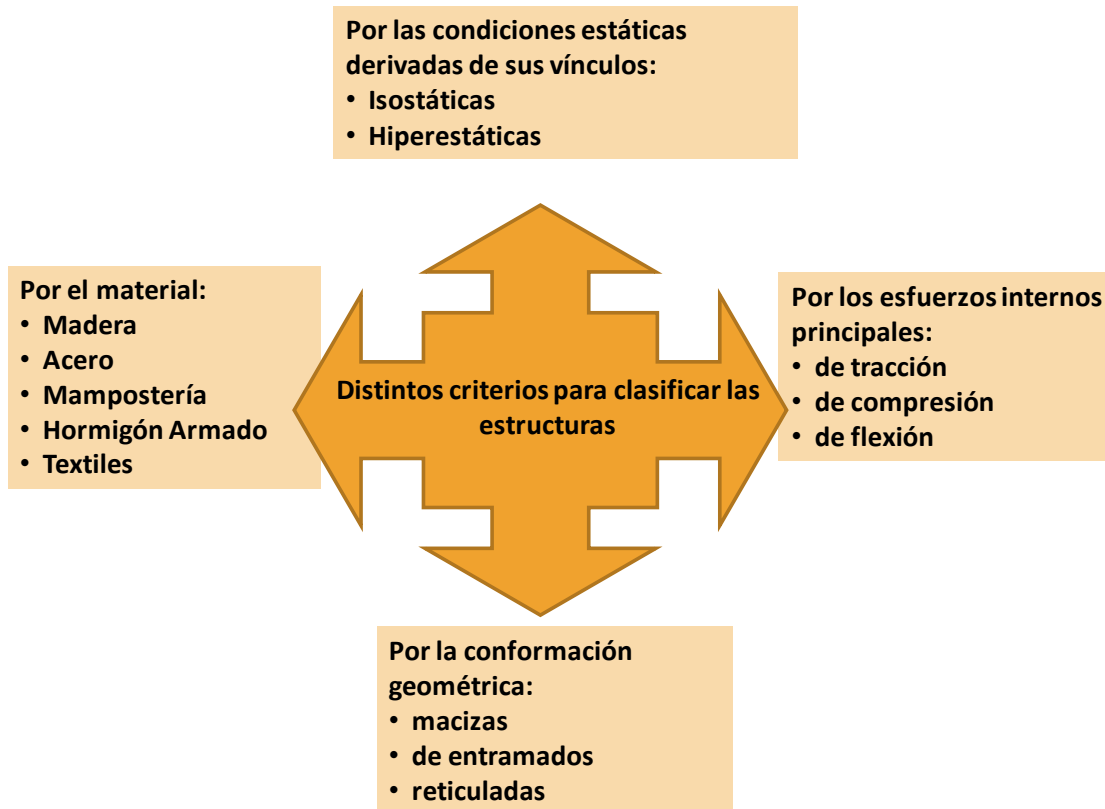


Figura 1.3: clasificación de estructuras

Por el material

Podemos utilizar muchos materiales estructurales, los cuales deben cumplir condiciones de resistencia, deformación y otras, las cuales deberán ser correctamente definidas para su uso estructural, lo veremos en capítulos siguientes. Los materiales más usados en nuestro medio son:

- Madera
- Acero
- Hormigón Armado
- Textiles

Por los esfuerzos predominantes

También es posible una clasificación según el tipo de esfuerzos a que van a estar sometidas en la mayor parte de su vida útil. Son los denominados tipos o tipologías estructurales, entre los que encontramos:

a- estructuras de tracción

- cables
- estructuras tensadas
- estructuras neumáticas



Figura 1.4: estructuras de tracción

b- estructuras de compresión

- columnas
- arcos
- muros
- cáscaras



Figura 1.5: estructuras de compresión dominante

c- estructuras de flexión

- vigas
- losas macizas
- losas nervuradas
- voladizos o ménsulas
- estructuras aporticadas



Figura 1.6: estructuras de flexión dominante

La **decisión** de cuál o **cuáles serán los tipos estructurales** utilizados en cada proyecto arquitectónico está **influenciada por diversas variables**, que el diseñador deberá conocer y evaluar en cada caso:

- la luz libre entre apoyos
- las propiedades físico – mecánicas de los materiales
- la factibilidad tecnológica y constructiva del lugar
- los factores económicos
- las condicionantes de mantenimiento y durabilidad
- las condicionantes funcionales y morfológicas del proyecto.



Los diversos TIPOS ESTRUCTURALES, solos o combinados entre sí, forman SISTEMAS ESTRUCTURALES, los cuales, dentro del ámbito de la Arquitectura, deben ser vistos desde tres puntos bien definidos:

ESTABILIDAD

Es la que garantiza que la estructura, entendida en su conjunto, cumple las condiciones de la estática, al ser solicitada por las acciones exteriores que pueden actuar sobre ella.

RESISTENCIA

Es la que obliga a que no se superen las resistencias del material con que está construida la estructura y a que no se produzca rotura en ninguna sección.

DEFORMACIÓN

Implica que se mantengan acotadas, dentro de ciertos límites dados por razones funcionales, constructivas, etc., las deformaciones que van a producir las cargas al actuar sobre la estructura.

1-5. EQUILIBRIO Y ESTABILIDAD

Equilibrio

“Hay muchas partes de una construcción que se diseñan para permitir su propio movimiento como puertas, ventanas, etc. Otras, no sólo se mueven, sino que producen movimientos de personas y cosas, como ascensores, escaleras mecánicas, ventiladores, bombas, etc.

Sin embargo, lo que llamamos estructura resistente está destinado a permanecer siempre en una situación de reposo que decimos equilibrio estático”³



Podemos definir **EQUILIBRIO** como el estado de un cuerpo rígido para el cual todas las fuerzas que actúan sobre él se equilibran o anulan entre sí, de tal manera que el cuerpo no se traslada ni rota.

Estabilidad



Hablamos de **ESTABILIDAD** cuando al cambiar las fuerzas que actúan sobre un cuerpo rígido, este siempre encuentra una nueva posición de **EQUILIBRIO ESTATICO**.

En Física se presentan tres tipos de equilibrio: **estable, indiferente e inestable**.

- **Equilibrio estable:** El cuerpo está en equilibrio y al actuar alguna perturbación tiene movimientos pequeños y vuelve a estar en equilibrio
- **Equilibrio indiferente:** El cuerpo está en equilibrio y al actuar una perturbación se mueve y encuentra otra posición donde está en equilibrio

³ Intuición y Razonamiento en el Diseño Estructural – Daniel Moisset de Espanés – Ed. Ingreso – Cba.

- **Equilibrio inestable:** El cuerpo esta en equilibrio pero al actuar una perturbacion ya no se encuentra en equilibrio y colapsa

En el diseño de estructuras es difícil que se den problemas de equilibrio indiferente, siendo mucho más frecuente, y peligroso, que se den situaciones de inestabilidad del equilibrio.

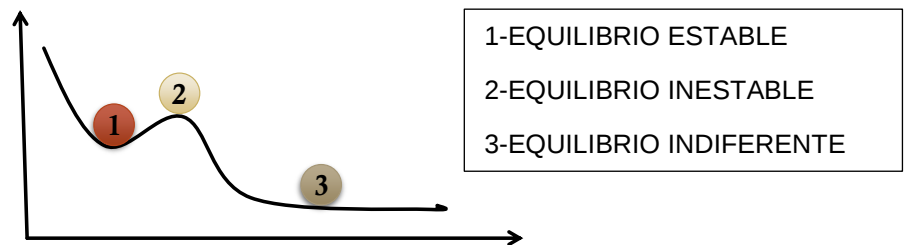


Figura 1.7: tipos de equilibrio

Por ello siempre debemos asegurarnos de que la estructura se encuentre en situación de **equilibrio estable**.

1-5.1. MOVIMIENTOS EN EL ESPACIO Y EN EL PLANO

Las estructuras son entidades tridimensionales y por ello, los movimientos que pueden tener (y los que hay que impedir para mantener el equilibrio) se dan en el espacio.

Si analizamos las posibilidades de movimiento que tiene el cubo, vemos que pueden sintetizarse en seis: tres de traslación y tres de rotación:

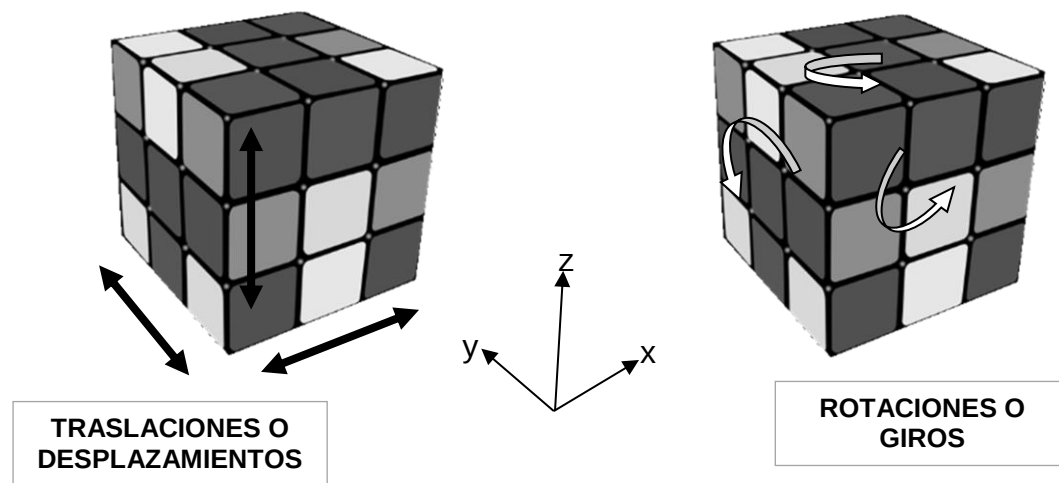


Figura 1.8: movimientos de un cuerpo en el espacio

Por razones de simplicidad, se prefiere descomponer el estudio de estos movimientos en cada uno de los tres planos que definen el espacio.

MOVIMIENTOS EN EL PLANO

Traslación

Toda TRASLACIÓN en el plano, siempre puede ser representada por otras dos traslaciones: una vertical y otra horizontal.

La trayectoria de la figura desde A hasta B, puede ser reemplazada por una trayectoria vertical "y" y otra trayectoria horizontal "x".

Por lo tanto, para que un cuerpo esté en equilibrio TRASLACIONAL en el plano, bastará con impedir el movimiento en esas dos direcciones.

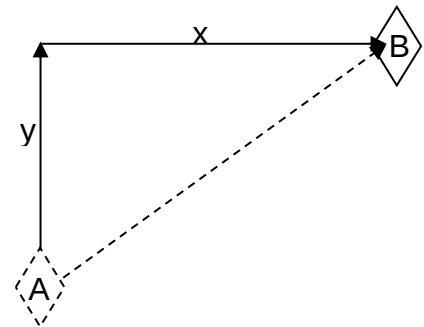


Figura 1.9: traslación en el plano

Esta situación de **equilibrio traslacional** se traduce en **dos ecuaciones de equilibrio**:



La **suma** de todas las **fuerzas** aplicadas, proyectadas sobre el eje de las "x" o eje horizontal, debe ser igual a **cero**. (Resultante de fuerzas sobre el eje "x" nula).

La **suma** de todas las **fuerzas** aplicadas, proyectadas sobre el eje de las "y" o eje vertical, debe ser igual a **cero**. (Resultante de fuerzas sobre el eje "y" nula).

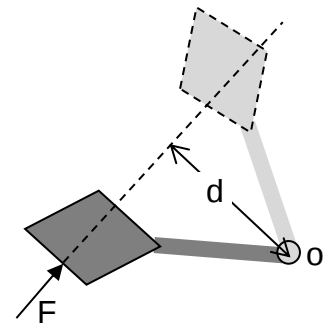
Matemáticamente podemos expresar estas condiciones de equilibrio traslacional de la siguiente manera

$$\Sigma F_x = 0 \quad \text{y} \quad \Sigma F_y = 0$$

Rotación

Si se aplica una fuerza sobre un cuerpo, y existe un punto fijo al cual dicho cuerpo esté vinculado, el cuerpo tenderá a rotar o girar alrededor de este punto, por acción de dicha fuerza.

Esta **ROTACIÓN** se mide por el **MOMENTO** producido por la fuerza respecto al punto, definido como el producto de la intensidad de la fuerza por la mínima distancia al centro de rotación:



$$\mathbf{M} = \mathbf{F} \cdot \mathbf{d}$$

Figura 1.10: rotaciones en el plano

Entonces, para que un cuerpo esté en equilibrio ROTACIONAL:



La **suma** de todos los **momentos** que pudieran producirse con respecto a cualquier punto del plano, tiene que ser cero.

Esto se traduce en otra ecuación de equilibrio, que se representa así: $\Sigma \mathbf{M} = 0$

1-5.2. CONDICIONES DE EQUILIBRIO



Si en una estructura se verifican estas tres ecuaciones o condiciones, se puede asegurar que la estructura está en equilibrio:

ECUACIONES DE
EQUILIBRIO
ESTATICO

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases}$$

1-5.3. VÍNCULOS Y APOYOS

En la naturaleza existen fuerzas activas y otras reactivas, respondiendo a lo enunciado por Newton en su 3ª Ley: “Cuando un cuerpo ejerce una fuerza sobre otro, este ejerce sobre el primero una fuerza igual y de sentido contrario”

Pensemos en un gato subiendo una escalera apoyada en la pared. ¿Cuáles son las fuerzas que actúan?

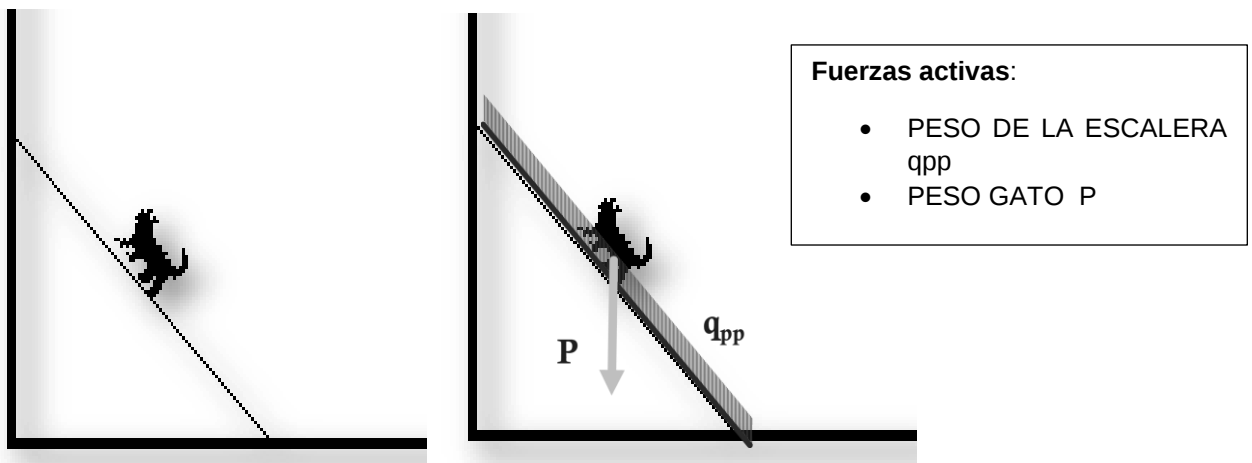
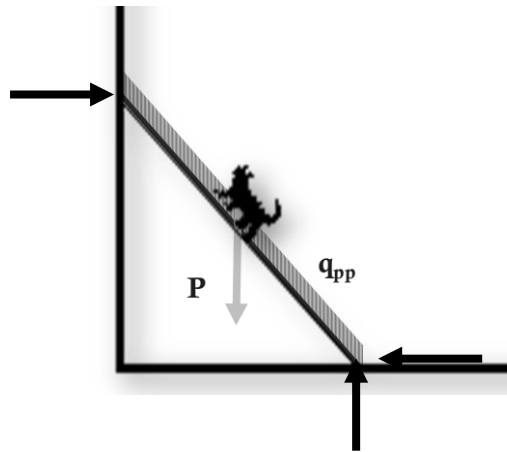


Figura 1.11: esquema de fuerzas externas

Las **fuerzas activas** del sistema son las que se ejercen desde afuera, la mayoría de ellas por acción de la gravedad. Por otro lado para que la escalera no se caiga tienen que existir **fuerzas reactivas** que son las que actúan en los apoyos, ya que por el principio de acción y reacción el peso del gato tiene una reacción en la escalera que es la que impide que el gato se caiga pero a su vez la escalera está apoyada y en esos puntos genera un VÍNCULO que en definitiva traslada esa fuerza hasta que encuentra una reacción.

Es decir que “el gato no se cae porque la escalera no se cae”, entonces veamos cuáles son los puntos de APOYO en los cuales encuentra el equilibrio este sistema y representamos la acción reactiva como fuerzas.

Figura 1.12: fuerzas activas y reactivas



Las **fuerzas reactivas**, en este esquema, aparecen en la **pared** en **horizontal** porque está impidiendo el desplazamiento de la escalera en esa dirección, y en el **piso** en **vertical** (reacción del piso) que impide que se hunda y **horizontal** (rozamiento o tope) que impide el deslizamiento en esa dirección. Si cualquiera de los apoyos desaparece la escalera dejara de estar en equilibrio y se caerá. Es así que los VINCULOS deben ser suficientes para equilibrar las fuerzas sino el sistema no está en equilibrio.

Los posibles movimientos de una estructura deben ser impedidos por los vínculos y apoyos que la misma tenga con otras estructuras o con el terreno de fundación.

En estos puntos de vínculo se generan entonces, fuerzas reactivas (reacciones) suficientes para que se cumplan en la estructura las tres condiciones de equilibrio. Si son menos la estructura puede colapsar, pero pueden ser mas de los mínimos necesarios.

Existen en el diseño estructural tres tipos de vínculos, clasificados según los movimientos que son capaces de impedir:

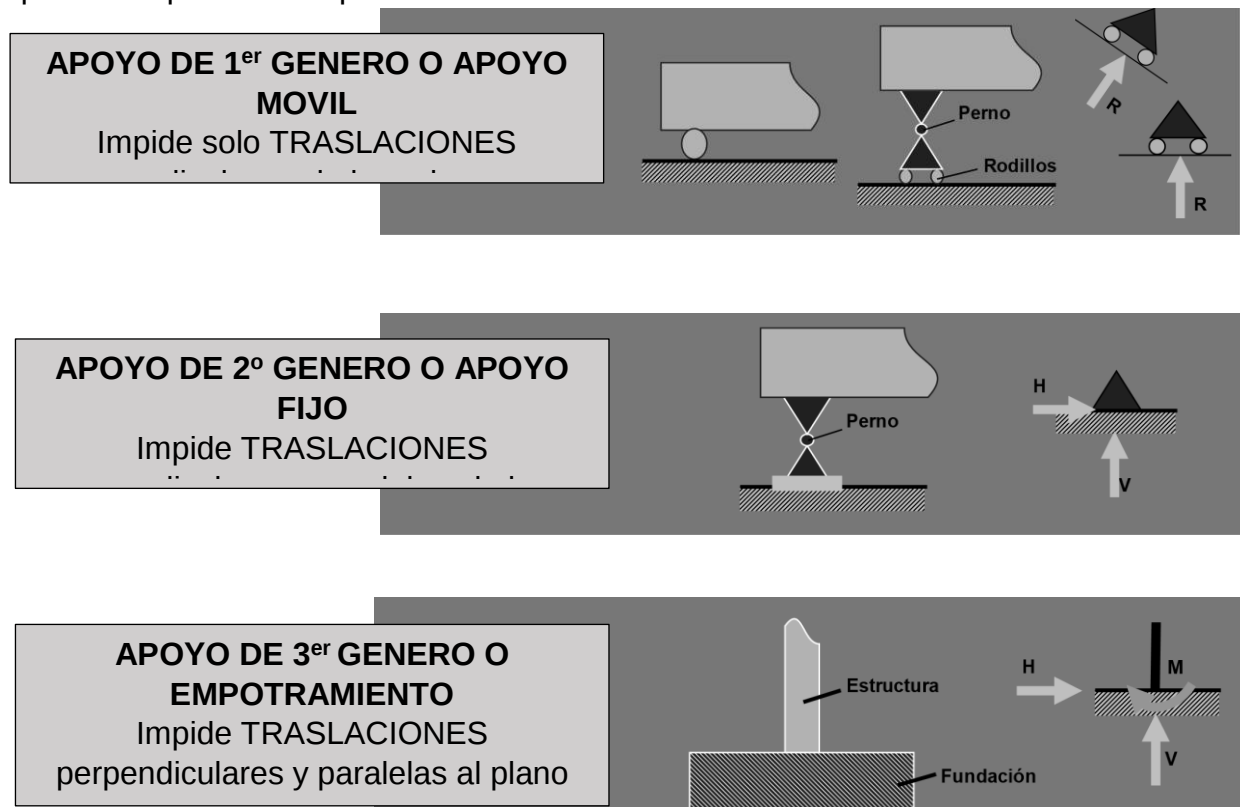
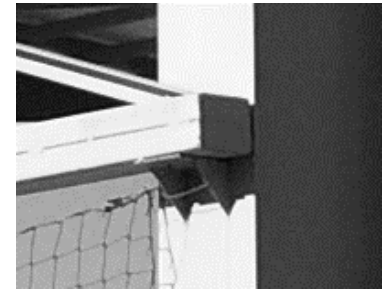


Figura 1.13: Tipos de vínculos

Es importante destacar que, en la práctica constructiva, estos tipos de vínculos **deben ser ejecutados** de manera tal que realmente impidan los movimientos que se estipularon en la etapa de cálculo de la estructura, ya que, de no ser así, el análisis estructural será incorrecto y puede llegarse a colapso estructural.

Algunas de las formas constructivas de estos vínculos o apoyos, en diversos materiales son los que se muestran a continuación:

Apoyos móviles o de 1° género:

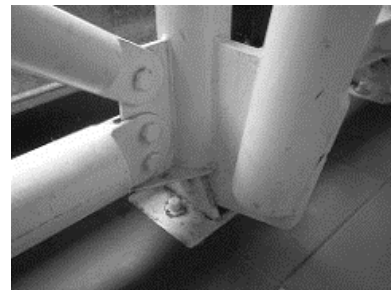


Apoyo de neopreno (Deslizante)

Apoyo de correa en columna

Apoyo de las vigas de un viaducto-Manuel Torres Búa. Licencia [CC-BY-SA](#).

Apoyos fijos, articulaciones, o apoyos de 2° género:



Ejemplo de apoyo articulado fijo. Manuel Torres Búa. Licencia CC-BY-SA.

Apoyos empotrados, o de 3° género:



Empotramientos de Columnas Metálicas Nudo empotrado en madera

Empotramiento en una estructura de hormigón

armado. Manuel Torres Búa. Licencia CC-BY-SA.

Figura 1.14: EJEMPLOS Tipos de vínculos

1-5.4. CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS POR SUS VÍNCULOS:

En función del tipo y cantidad de vínculos que tengan, las estructuras se clasifican en:

HIPÓSTÁTICAS: aquellas que tiene menor cantidad de vínculos que los necesarios para lograr el equilibrio estable. Obviamente, son inaceptables este tipo de estructuras en las obras de arquitectura.

ISOSTÁTICAS: aquellas que tienen la mínima cantidad de apoyos, necesaria para lograr el equilibrio:

- Tres apoyos móviles (no todos sobre el mismo plano) o
- Un apoyo móvil y otro fijo o
- Un apoyo empotrado



Este tipo de estructuras puede resolverse mediante la aplicación de las tres ecuaciones de equilibrio y son el tipo de estructura que estudiaremos en este curso.

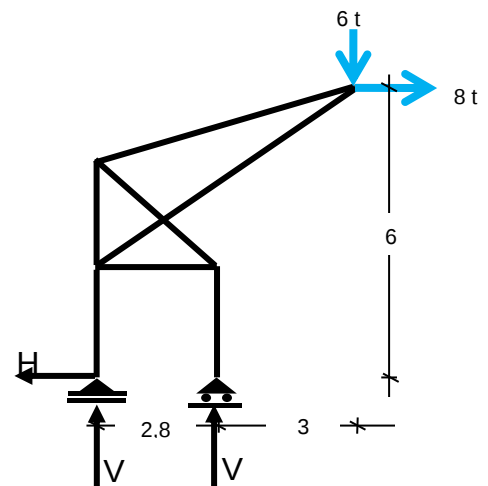
HIPERÉSTÁTICAS: aquellas que tiene mayor cantidad de vínculos que los necesarios para lograr el equilibrio estable. Su análisis requiere de algunos conocimientos más allá de los principios de la Estática, por lo que serán estudiadas en los próximos cursos de Estructuras.

1-5.5. DETERMINACIÓN DE LAS REACCIONES DE APOYO UTILIZANDO LAS ECUACIONES DE EQUILIBRIO

Las ecuaciones de equilibrio nos permiten determinar el valor, dirección y sentido de las reacciones de apoyo de una estructura isostática.

Para ello primero deben definirse la posición de los apoyos y el tipo de vínculo que se construirá en cada uno de ellos y, en función de esto, establecer cuántas son las fuerzas reactivas que pueden aparecer como incógnitas.

Vamos a resolver una estructura conformada por barras, que podría ser, por ejemplo, el soporte de una cubierta de cables.



La estructura tiene dos cargas aplicadas en su extremo superior, una horizontal de 8 t y otra vertical de 6 t.

Se proyecta un apoyo fijo y un apoyo móvil.

Apoyo A: Fijo - Reacciones posibles: V_a y H_a

Apoyo B: Móvil – Reacción posible: sólo V_b

Las indicamos en el gráfico con el sentido que nos parezca, luego, al realizar el cálculo

para obtener sus valores, un signo negativo en el resultado, indicará que el sentido era incorrecto.

- Aplicamos las ecuaciones de equilibrio:

Como la suma de todas las fuerzas proyectadas en “x” **debe ser cero**, para que haya equilibrio traslacional en la dirección horizontal, escribimos las ecuaciones teniendo en cuenta la siguiente **convención de signos**:

Fuerzas horizontales hacia la izquierda (+) POSITIVAS y hacia la derecha (-) NEGATIVAS

Fuerzas verticales hacia arriba (+) POSITIVAS y hacia abajo (-) NEGATIVAS

Giros en sentido horario (+) POSITIVO y antihorario (-) NEGATIVO

$$\sum F_x = 0 \quad \rightarrow \quad 8t - H_a = 0$$

de donde despejamos: $8t = H_a$

El apoyo A deberá ser capaz de generar esta reacción horizontal de **8 t**.

El signo positivo del resultado nos indica, que el sentido que habíamos supuesto para H_a , hacia la izquierda, es correcto.

Por tener dos incógnitas con proyección en “y”, no resulta útil la ecuación $\sum F_y = 0$, ya que no podemos despejar una ecuación con dos incógnitas.

Por ello planteamos la ecuación de momentos:

$$\sum M = 0$$

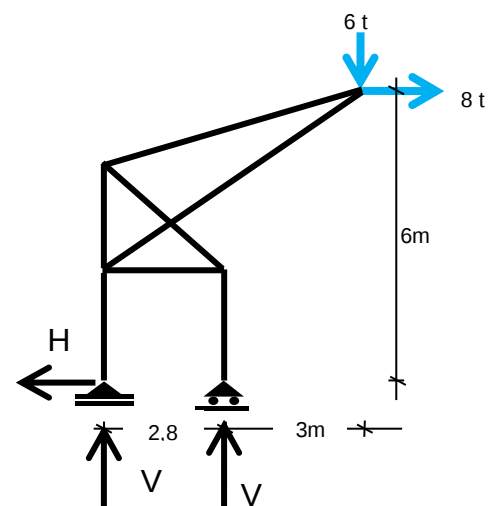
Sabemos por lo dicho anteriormente que la sumatoria de momentos debe ser cero respecto a CUALQUIER PUNTO, pero a los efectos prácticos, conviene tomar momentos de todas las fuerzas en un punto por donde pasen algunas incógnitas, para que no “intervengan” en la ecuación por tener distancia cero a dicho punto.

Por ejemplo, en el punto A, las reacciones V_a y H_a tienen distancia “cero” porque pasan por allí sus rectas de acción, por lo cual no intervendrán en la ecuación y tendremos una sola incógnita que es V_b :

$$\sum M_A = 0$$

$$6t \cdot 5,8m + 8t \cdot 6m - V_b \cdot 2,8m = 0 \quad \text{Despejando: } V_b = 29,57t$$

(El sentido supuesto, hacia arriba, es correcto ya que el resultado dio positivo.)



Tomando momentos con respecto al punto B, podemos encontrar ahora la reacción V_a :

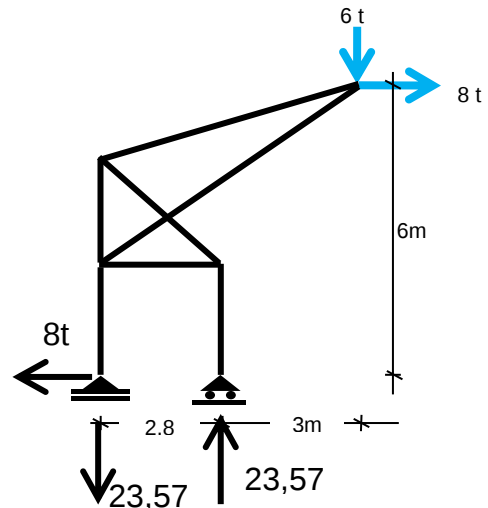
$$\sum MB = 0$$

$$V_a \cdot 2,8 + 6t \cdot 3m + 8t \cdot 6m = 0 \quad \text{Despejando : } V_a = -23,57t$$

El signo negativo del resultado indica que el sentido supuesto no es correcto, por lo que la reacción V_b vale 23,57 t, pero es hacia abajo.

Por supuesto, los apoyos diseñados en A y B, deberán tener capacidad de generar las reacciones verticales de 23,57 t y 29,57 t respectivamente.

Como verificación podemos hacer: $\sum Fy = 0 \rightarrow 29,57t - 23,57t - 6t = 0$



Es **muy importante que revise** los pasos realizados en el ejercicio anterior y que los entienda, porque entonces seguramente habrás comprendido cómo deben utilizarse las tres ecuaciones de equilibrio para determinar las reacciones de apoyo de una estructura isostática y podrás aplicar este procedimiento en cualquier otra estructura.

1-6. CONDICIONES DE ESTABILIDAD DE UNA ESTRUCTURA

La primera condición que debe cumplir toda estructura en Arquitectura es que sea **ESTABLE**.

¿Qué significa esto?... que frente a la acción de las fuerzas que puedan aplicarse sobre ella a lo largo de toda su vida útil, la estructura tenga capacidad para encontrar el equilibrio sin llegar nunca al colapso. Tengamos presente que las fuerzas que pueden actuar sobre una estructura, no son sólo las originadas por los pesos de la construcción, sino que también pueden provenir de agentes externos como por ejemplo las personas, los muebles, la nieve, el viento, la temperatura, los sismos, etc.

Por lo tanto, estas fuerzas o cargas que recibirá la estructura pueden tener cualquier dirección en el espacio...y ya que mencionamos el espacio, no habrá que olvidar que estamos diseñando justamente eso: "espacios", por lo tanto, la estructura, como parte fundamental de ese diseño también será espacial.



Es decir, toda estructura debe ser estable espacialmente

Como es fácil imaginarse, las fuerzas gravitatorias (verticales) son muy fáciles de equilibrar, pero no lo son tanto las fuerzas laterales, por eso nos detendremos particularmente en analizar cuáles son los mecanismos de estabilidad espacial ante este tipo de acciones.

Para que una estructura sea **espacialmente estable** ante fuerzas laterales es imprescindible que cuente con **PLANOS RESISTENTES** pero..... ¿a qué llamamos planos resistentes?

1-6.1. PLANOS RESISTENTES VERTICALES Y HORIZONTALES

Desde el punto de vista estructural, PLANO RESISTENTE es todo aquel elemento capaz de resistir fuerzas actuantes en dirección paralela a sí mismo, con deformaciones mínimas, aunque con ninguna, o casi ninguna, capacidad de resistir fuerzas perpendiculares a su plano.

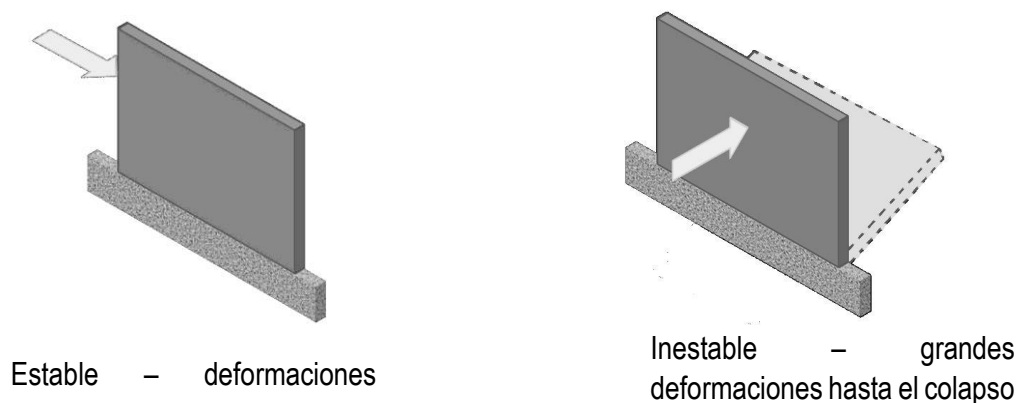


Figura 1.12: planos resistentes

1-6.2. CONDICIONES MINIMAS DE ESTABILIDAD ESPACIAL

Cualquier objeto arquitectónico es un objeto espacial, y las acciones que puedan actuar sobre él pueden existir en cualquier dirección, de tal forma que si este objeto tiene que conformar un **objeto estable para cualquier fuerza o acción esperada durante su vida útil, tiene que tener estabilidad en cualquier** dirección, para ello no es suficiente contar con planos resistentes sino que estos deben estar en diferentes direcciones y además vinculados entre sí.

Las **condiciones mínimas** que garantizan la estabilidad espacial de una estructura son:



Que existan como **mínimo tres planos verticales resistentes**, distribuidos dentro de la estructura de forma tal que **no sean todos paralelos ni todos concurrentes** a un punto. Además, es imprescindible que exista un **PLANO RESISTENTE SUPERIOR** (horizontal o inclinado) que los vincule.

Esquemáticamente se ejemplifica la disposición correcta e incorrecta de los planos resistentes, en planta y en el espacio:

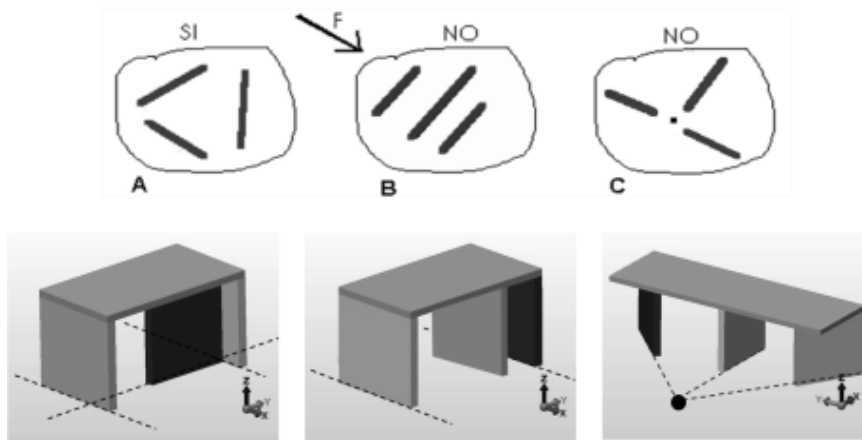


Figura 1.13: condiciones mínimas de estabilidad

Pero... ¿por qué son estas condiciones mínimas de estabilidad?

Es bueno que entendamos cómo se generan espacialmente los mecanismos de equilibrio ante fuerzas laterales.

Como sabemos, cualquier fuerza puede ser descompuesta en dos direcciones ortogonales. Bastará entonces con analizar el mecanismo de estabilidad en dos direcciones perpendiculares entre sí (x;y) para garantizar la estabilidad en cualquier otra dirección del plano horizontal.

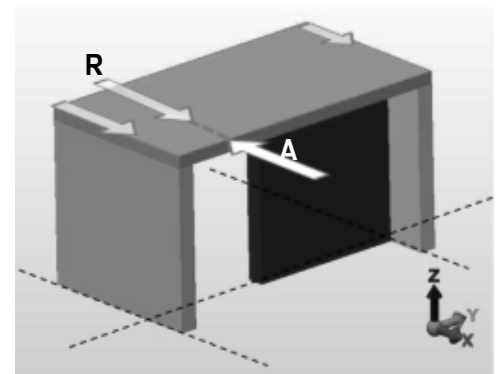


Figura 1.14

Veamos qué pasa si la fuerza (A) actúa sobre la estructura en la dirección en que hay dos planos resistentes (en el esquema dirección x): cada uno de esos dos planos, que tiene capacidad resistente frente a fuerzas paralelas a sus planos, desarrollará fuerzas reactivas tales que la resultante de las mismas (R) sea igual y de sentido contrario a la fuerza activa A, y que además pase por la misma recta de acción, para garantizar que no se genere una cupla, que provocaría giro a la planta. De esta manera, se logra el equilibrio traslacional y rotacional para la dirección x de nuestro ejemplo.

¿Qué pasa si la fuerza actuante (A) lo hace en la dirección en que hay sólo un plano resistente? (en nuestro ejemplo la dirección y)

Como nadie asegura que la fuerza coincida exactamente con la posición en planta del plano resistente, entre la fuerza activa (A) y la fuerza reactiva (R) única, ya que hay un solo plano, se originaría una cupla: dos fuerzas iguales, de sentidos contrarios y que no están sobre la misma

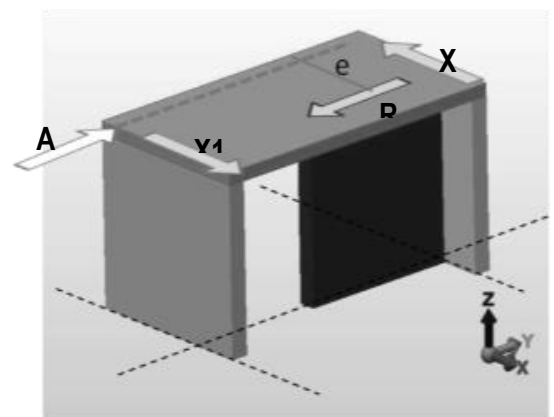


Figura 1.15

recta de acción, sino que están separadas una cierta distancia (e).

Esta cupla haría girar la planta con un momento

$$M = A \cdot e = R \cdot e$$

Y aquí es donde empiezan a actuar los otros dos planos resistentes (los que están en dirección x) generando también ellos otra cupla de fuerzas reactivas (X1; X2), cuyo momento será igual al generado por A y R, pero de sentido contrario, logrando de este modo el equilibrio rotacional del conjunto.

El equilibrio traslacional en la dirección ya está garantizado, ya que el plano resistente es capaz de generar la fuerza reactiva $R = A$.

¿Qué pasa entonces si los tres planos están ubicados de forma paralela entre sí?

Es fácil darse cuenta, que salvo cuando la fuerza activa sea exactamente paralela a estos planos, cualquier otra dirección de la fuerza provocará que los mismos caigan tal como lo hacen las fichas de dominó cuando son colocadas una tras otras en fila.

(Recordemos que la estabilidad de los planos en forma perpendicular a ellos es prácticamente nula).

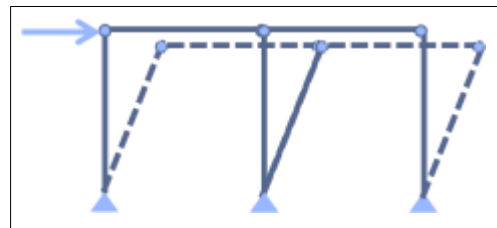
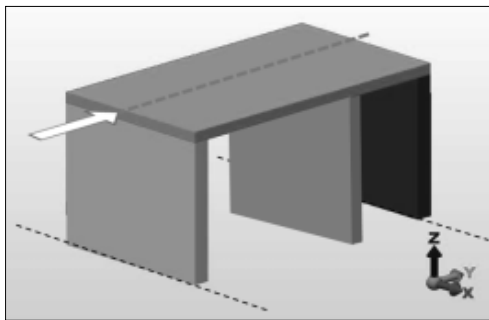


Figura 1.16: planos paralelos-MECANISMO NO ESTABLE

Entender porque no pueden ser todos los planos concurrentes a un punto, es un poco más complejo, porque primero debemos recordar que la fuerza **Resultante** de un sistema de fuerzas concurrentes, **pasa siempre por el punto de concurrencia** de las mismas.

Por este motivo, cuando actúe sobre la estructura una fuerza como la indicada en el esquema, los planos resistentes concurrentes a un punto, generarán fuerzas reactivas paralelas respectivamente a cada uno de ellos (F1, F2 y F3) y estas fuerzas tendrán una resultante (R), que sí o sí debe pasar por el punto de concurrencia (o).

Salvo que la fuerza activa pase exactamente por este punto, algo muy improbable, entre dicha fuerza (A) y la resultante de las fuerzas reactivas (R) se generará una cupla provocando un giro de la estructura que ningún otro plano podrá equilibrar (ya que son todos concurrentes).

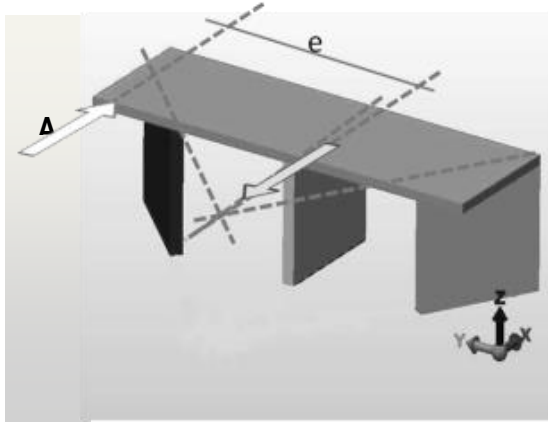
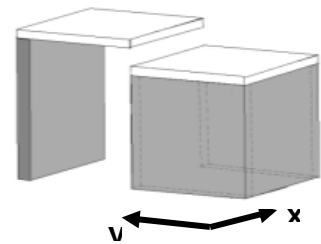


Figura 1.17: planos concurrentes-MECANISMO NO ESTABLE

1-6.3. CONTINUIDAD DEL PLANO RESISTENTE SUPERIOR

Los mecanismos de estabilidad vistos en los párrafos anteriores, sólo son posibles si existe “algo” capaz de transmitir y repartir los esfuerzos entre cada uno de los planos verticales. Ese “algo” es lo que denominamos plano resistente superior (el cuarto plano).



Vamos a aclarar, que muchas veces se suele decir plano resistente *horizontal*, aunque no siempre se trata de un plano horizontal. También puede cumplir perfectamente esta función, un plano resistente inclinado, tal como sucede con los techos en pendiente.

Cuando estamos frente a estructuras en varios niveles, estos planos resistentes los conforman cada uno de los entrepisos y el techo del último nivel.

En general, la materialidad de estos planos resistentes superiores, está dada por las losas, o por triangulaciones o placas estructurales en el caso de estructuras organizadas con elementos de acero o madera.

¿Qué sucede si por alguna cuestión de diseño, por ejemplo, la necesidad de iluminación cenital en un ambiente, necesitamos interrumpir (cortar) ese plano superior?

Es evidente que ya no será posible contar con la transmisión de esfuerzos que mencionábamos.... ¿entonces? ¿Será que no posible diseñar un techo, que tenga un desnivel en su conformación?

Nada de eso. Es posible materializar un plano horizontal de este tipo, siempre que consideremos proveer algunas formas de vinculación entre los dos o más sectores en que quedó dividido el plano superior.

Analicemos el siguiente caso:

El plano resistente superior presenta un desnivel para lograr iluminación cenital en el local.

Es evidente que el sistema estable no va a funcionar, ya que la estructura está “dividida” en otras dos: una que tiene un solo plano resistente (en dirección x) y la otra parte sí estable con los tres planos resistentes mínimos.

Si la disposición de los planos ubicados en dirección “y” fuera como se indica en el gráfico siguiente, se podría mantener el desnivel del plano superior, sin perder la estabilidad del conjunto, ya que dichos planos, vinculados a ambos tramos del plano superior, permiten la transmisión de fuerzas de un sector a otro en esa dirección.

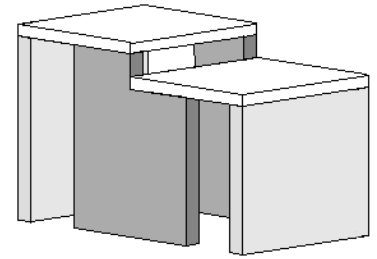


Figura 1.18: continuidad del plano rígido superior

Desde ya, que esto es sólo un ejemplo, y cada caso deberá ser estudiado en particular al momento de diseñar la conformación y organización de los planos resistentes en nuestro proyecto.

Es importante destacar que el plano superior igual que los planos verticales debe ser un plano rígido, capaz de tomar fuerzas en su plano sin deformarse excesivamente ya que debe transmitir esas fuerzas entre los planos verticales resistentes para que ellos la trasladen a la fundación.

Los planos **rígidos** superiores pueden ser:

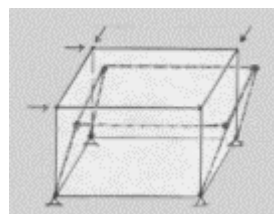
- Losas de hormigón armado
- Planos triangulados de Madera
- Planos triangulados de Acero

O cualquier plano que permita soportar fuerzas y transmitir las a los planos verticales capaces de llevarla al terreno de fundación o puntos de apoyo. Teniendo en cuenta que la existencia de perforaciones para escalera, losas sanitarias o huecos para generar conductos producen una pérdida de la continuidad del plano y deben ser considerados como vacíos en el plano superior.

1-6.4. CONFORMACIÓN DE LOS PLANOS RESISTENTES

Constructivamente, los planos resistentes pueden materializarse de diferentes formas, alguna de las cuales describiremos a continuación:

- **PÓRTICOS:** cuando se aplica una fuerza lateral sobre una estructura conformada por vigas y columnas, de una o más tramos, dicha estructura se deforma, cambiando el ángulo inicial entre vigas y columnas, hasta que se produce el colapso. Estamos ante una estructura **INESTABLE**.



Estructura de viga y columnas sin rigidización de los nudos.

Estructura **INESTABLE** frente a fuerzas laterales.

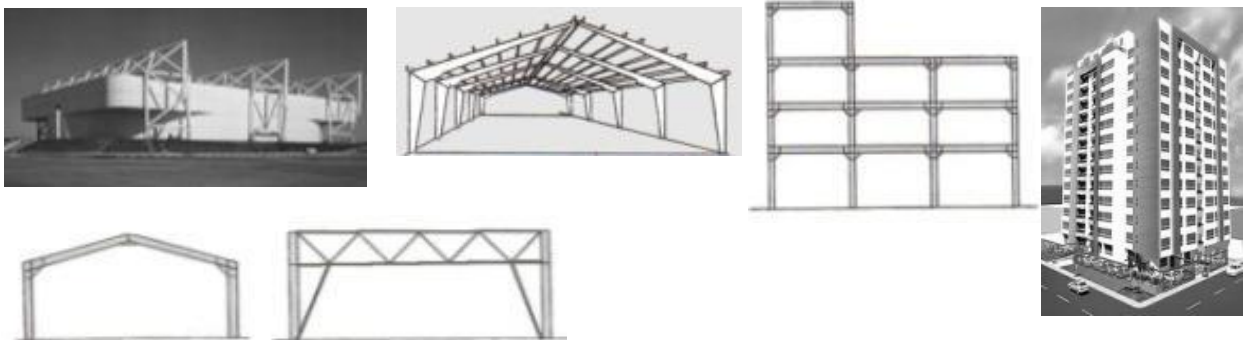
Figura 1.19: nudo articulado-INESTABLE

Pero si constructivamente se produce una unión entre vigas y columnas de forma tal que el ángulo entre ellas sea indeformable (nudo rígido), se crea una nueva estructura denominada **PÓRTICO**, que es **ESTABLE** frente a cargas laterales.



Figura 1.20: nudo rígido-PORTICO-ESTABLE

Cabe aclarar, que las estructuras aporticadas, pueden tener varios tramos y niveles en altura, las vigas y columnas no necesariamente deben ser horizontales y verticales, y las secciones de las mismas podrán ser macizas, uniformes o variables, o conformadas por barras reticuladas. Los pórticos son una de las tipologías más utilizadas en las estructuras de los edificios en altura de Hormigón Armado.



- **ARCOS:** Podemos imaginar a un arco como si fuese un pórtico, donde tanto la viga como las columnas han tomado la forma de una poligonal de muchos tramos, hasta llegar a ser una curva. Los arcos también son estructuras ESTABLES frente a cargas laterales que actúan en su plano.

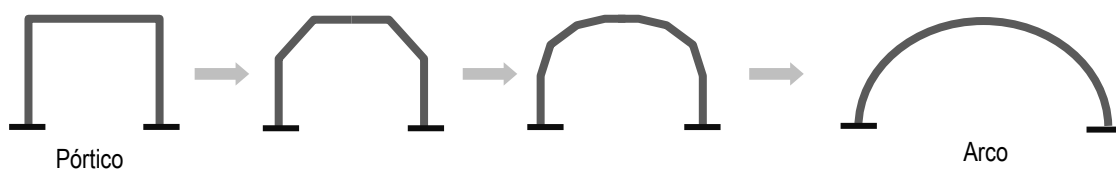


Figura 1.21: ARCOS-ESTABLE

- **TRIANGULACIONES:** Ya vimos que un conjunto de vigas y columnas no constituyen un conjunto estable frente a fuerzas laterales, a no ser que se rigidicen sus uniones, es decir que se formen pórticos. Pero existe otra forma de lograr que este conjunto sea estable:

Triangulación simple: Si agregamos una **barra diagonal** al conjunto, se forma una triangulación, y por ser el triángulo la única figura geométrica indeformable, este sistema se transforma también en un sistema indeformable, por lo que es apto como plano resistente.

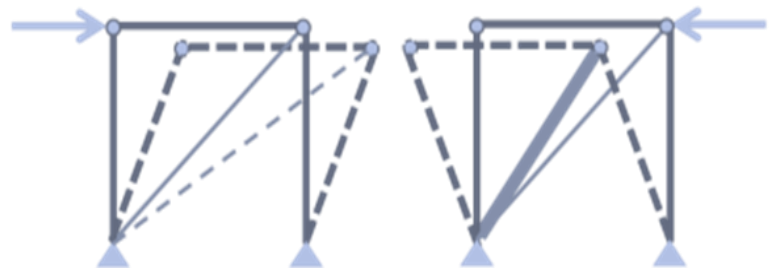
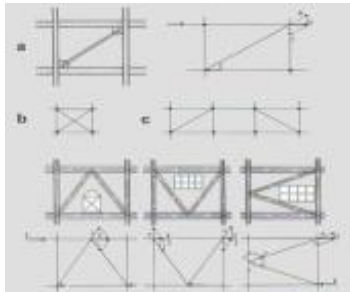


Figura 1.22: Triangulación simple

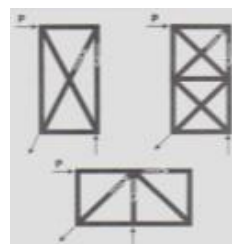
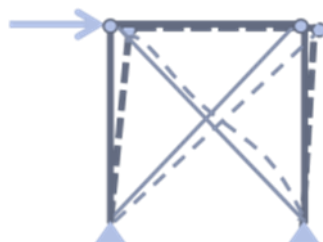
Si se coloca sólo una barra diagonal, ésta deberá trabajar a tracción o compresión, según el sentido de la fuerza aplicada.



Figura 1.23-Viviendas Ruca – Santiago de Chile-Undurraga Devés Arquitectos – 2011

Triangulación Doble (CRUZ DE SAN ANDRÉS): Resulta más eficiente realizar triangulaciones con dos barras diagonales, generalmente de sección muy pequeña, que sólo tienen capacidad para trabajar traccionadas.

Figura 1.24-Doble
Andrés-
Según el sentido de la
tracciona y la otra se



Diagonal-Cruz de San
fuerza una diagonal se
pandeo

Dependiendo del sentido de la fuerza, una barra se traccionará y la otra se “aflojará”, como si no estuviera. Esta triangulación se conoce como Cruz de San Andrés.



Figura 1.25: Centro de Trabajo Corporal JIVA – México
D.F.Ambrosini , Farfán, Belanger,Ambrosini –2004

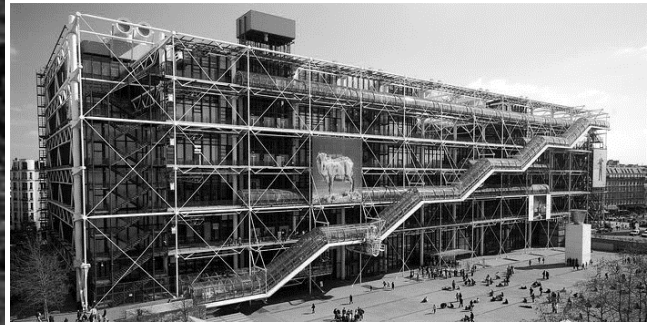


Figura 1.26: Pompidou Center – Paris, Francia-Renzo Piano-Richard Rogers –1977

- **COLUMNAS EMPOTRADAS EN LA BASE:** Si un único elemento estructural, tal como una columna, es capaz de impedir por su condición de vínculo, todos los movimientos posibles en el espacio de la estructura, entonces ese elemento puede ser considerado “plano” resistente.

Tal es el caso de las columnas o ménsulas, que se vinculan al terreno con un apoyo de 3º género o empotramiento que, como ya sabemos puede impedir traslaciones en cualquier dirección y también puede impedir giros de la estructura.

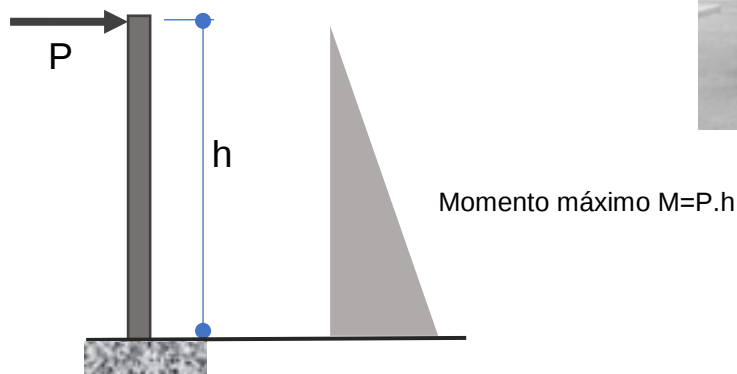


Figura 1.27: esquema de funcionamiento de columnas empotradas- Ejemplos : cubierta cochera-poste Mono columna cartel

Pero resolver la estabilidad de una estructura con este tipo de elementos empotrados, si bien puede parecer muy sencillo, tiene el inconveniente de que requieren de costosas estructuras de fundación, bajo el nivel del terreno, para poder lograr efectivamente dicho empotramiento.

- **TABIQUES:** quizás, los tabiques de H° A° sean la representación física más exacta del concepto de plano resistente: una superficie plana, con mucha capacidad resistente ante fuerzas paralelas a sí misma.

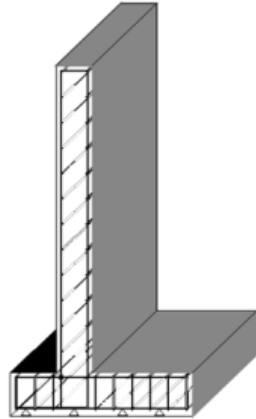


Figura 1.28: esquema armado tabique

La materialización de un tabique, con sus encofrados y armaduras de acero es bastante más compleja que los muros de mampostería. De allí que no suelen ser comunes en construcciones pequeñas, de poca altura. Pero sí son muy utilizados en los edificios en altura.



Figura 1.29: ejemplos de uso de tabiques de hormigón

- **MAMPOSTERÍA ENCADENADA O ENMARCADA:** los planos conformados por ladrillos o bloques, pueden comportarse como planos resistentes, siempre que cumplan con ciertas condiciones.

Los ladrillos comunes y bloques cerámicos o de hormigón, asentados con mortero para formar un muro, no pueden resistir fuerzas laterales paralelas a su plano, sino son “atados”, con lo que se denomina encadenado. Este encadenado tiene justamente la función de atar a este conjunto de ladrillos para que adquiera capacidad resistente ante fuerzas laterales, igual que atamos un conjunto de libros, para poder trasladarlos en conjunto.

Ya vimos cómo se deforma lateralmente un plano ante una fuerza horizontal. Si un muro de mampostería no estuviese encadenado, esa deformación produciría tracciones que no podrían ser resistidas por el material mampuesto/mortero. Esto se manifiesta mediante fisuras con dirección diagonal, tal como vemos en el gráfico.

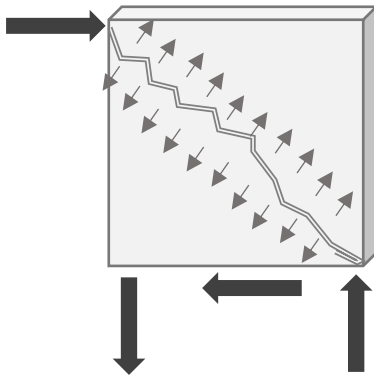


Figura 1.30

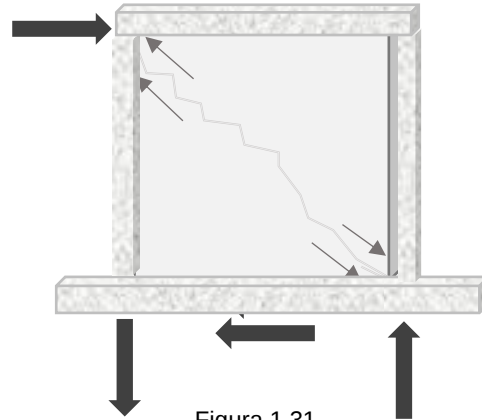


Figura 1.31

Por efecto de la acción lateral se separan los mampuestos en la dirección diagonal que al deformarse el muro, como se puede observar en la figura 1.30, aparece una fisura diagonal en el muro. Por ello es inadmisiblesu uso como plano resistente a fuerzas sin resolver este problema. Una solución es el muro ENMARCADO O ENCADENADO, que se realiza construyendo un marco de Hormigón Armado envolviendo la mampostería en los laterales y en coincidencia con la losa y con los cimientos (Figura 1:31)

Es usual observar en muros afectados por un sismo un estado de fisuración en forma de cruz de San Andrés, propia del movimiento sísmico, primero en un sentido y al instante siguiente en sentido inverso.(Figuras 1.32)

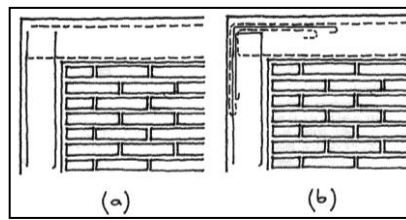
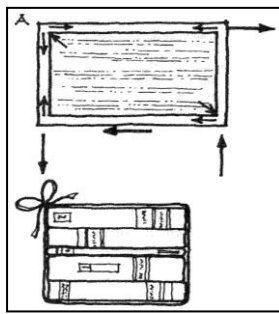


Figura 1.32



La mampostería debe estar enmarcada para poder ser considerada un plano resistente. Estos encadenados estarán vinculados a las fundaciones y al plano superior resistente, y deben constituir realmente una “atadura” que envuelva todo el muro, trabajando a tracción.

Por esto se debe cuidar mucho el detalle de armaduras en las esquinas del muro.



“Nadie cometería el error de hacer un paquete de libros y olvidarse el nudo final”

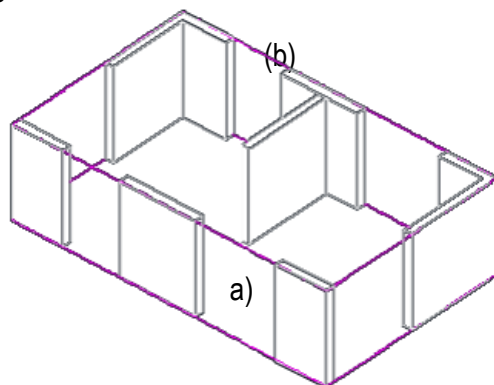
“Muchos se olvidan de atar las armaduras de los encadenados. (a) Detalle correcto de empalme de armaduras (b)”⁴

Figura 1.33-anclaje de encadenados en esquina (a) incorrecto (b) correcto

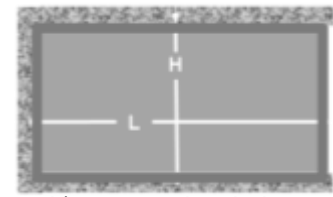
Algunas de las **condiciones** que deben cumplir los muros de mampostería encadenada para conformar planos resistentes son las siguientes:

a) Dimensiones mínimas: el espesor de los muros resistentes, sin revoque, debe ser de 17 cm tanto para ladrillos macizos como huecos. En edificaciones de hasta 3 metros de altura se acepta un espesor de 13 cm con ladrillos macizos. Las longitudes en planta de estos muros deben ser como mínimo de 0,9 m, si están vinculados perpendicularmente a otro muro resistente (a), o de 1,5 m si se hallan aislados (b), sólo vinculados a la fundación y al plano superior.

Además, deben guardar ciertas proporciones entre largo y alto, tal como se indica en los gráficos:



a) Muros aislados
 $L \geq H/2,2$ y $L \geq 1,5$
m



b) muros vinculados a otros enmarcados
 $L \geq H/2,6$ y $L \geq 0,9$

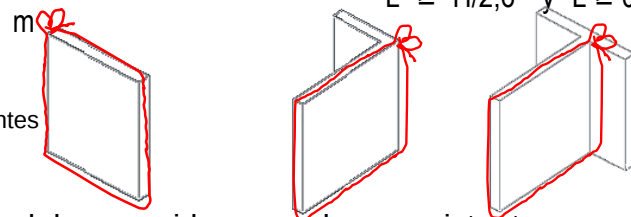


Figura 1.34-dimensiones mínimas de muros portantes

b) Aberturas: en general, no debe considerarse plano resistente un muro que contenga aberturas, salvo que se cumplan con las condiciones expresadas en los gráficos siguientes, que como vemos son muy restrictivas:

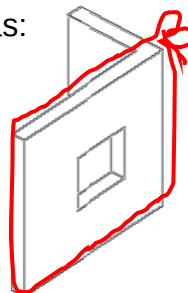


Figura 1.35-dimensiones y posiciones de aberturas en muros portantes

⁴ Gráficos y textos extraídos del libro “Intuición y razonamiento en el diseño estructural” D. Moisset de Espanés – Ed. Ingreso. Cba.

a) Con abertura centrada: deberán cumplirse las exigencias que indica la figura y además:

- El área de la abertura $\leq 0,1$ área del panel.
- $l < 0,35 L$
- $h < 0,35 H$

b) Con abertura ubicada en cualquier posición:

- El área de la abertura $\leq 0,05$ área del panel.
- $l < 0,25 L$ $h < 0,25 H$

Es muy común observar la incorrecta disposición de los encadenados verticales en una estructura de mampostería, quizás por desconocimiento de cuál es su rol. En la figura 1.36 podemos observar encadenados envolviendo una gran abertura, lo cual imposibilita el correcto funcionamiento del panel:



¿Será posible atar así estos libros?

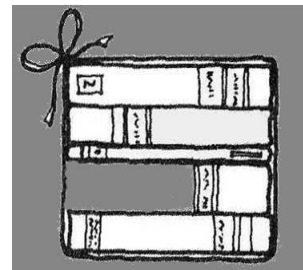


Figura 1.36-Incorrecta disposición de encadenados rodeando una abertura.⁵

1-6.5. SINTESIS ESTABILIDAD

PLANOS RESISTENTES

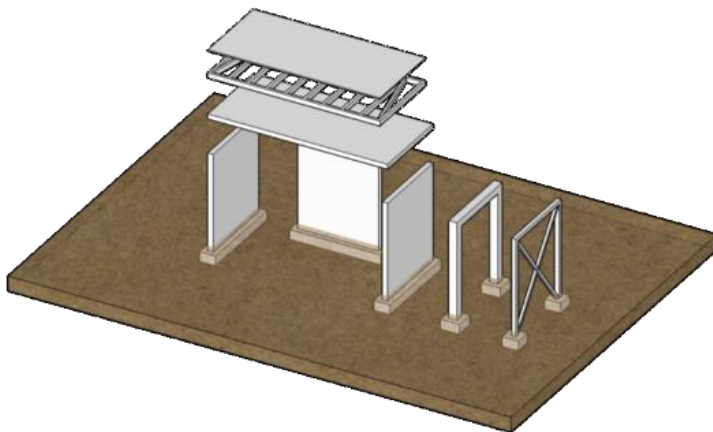


Figura 1.37-Planos Resistentes

PLANOS SUPERIORES RIGIDOS

- LOSAS DE H°A°
- ENTRAMADOS DE MADERA O METALICOS rigidizados por placas o triangulaciones
- PLANOS TRIANGULADOS

PLANOS VERTICALES RESISTENTES

- PORTICOS
- TRIANGULACIONES SIMPLES
- TRIANGULACIONES DOBLES (cruces de San Andrés)
- Tabiques de H°A°
- MUROS DE MAMPOSTERIA ENMARCADA
- ENTRAMADOS DE MADERA O ACERO

⁵ Gráficos extraídos del libro "Intuición y razonamiento en el diseño estructural" D. Moisset de Espanés – Ed. Ingreso. Cba.

1-7. REGULARIDAD ESTRUCTURAL

1-7.1. CONTINUIDAD DE PLANOS

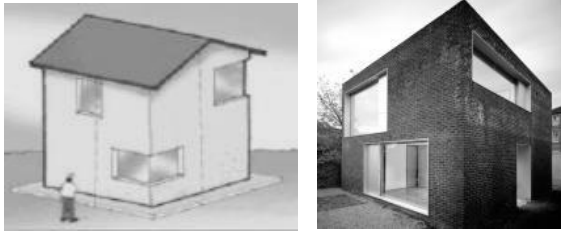


Figura 1.43-Discontinuidad de planos verticales

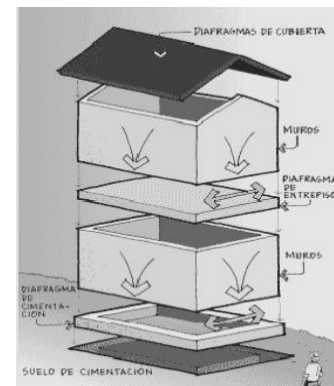


Figura 1.42- Continuidad entre planos verticales y horizontales-

Ya vimos que la efectividad de los anclajes en los planos superiores, como el trabajo en conjunto de los muros, se ven afectado por la discontinuidad del plano superior, pero también por la discontinuidad de los planos verticales, así como por la irregularidad de la estructura, tanto en planta como en altura.

Cada plano vertical se considera resistente si es continuo desde su borde superior, vinculado al plano superior resistente, hasta la cimentación ⁶

Si al alcanzar un plano resistente horizontal intermedio (entrepiso), un muro pierde su continuidad, dejará de considerarse resistente en el nivel superior.

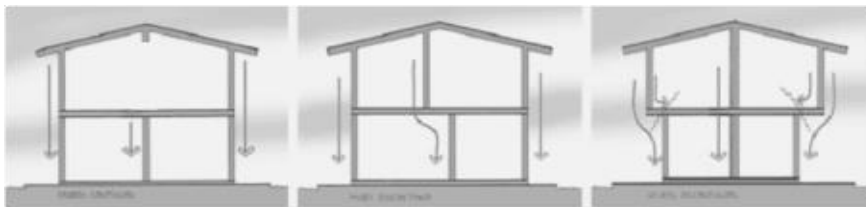


Figura 1.44-Continuidad y Discontinuidad en altura

Si se pretende organizar la estructura de esta vivienda sólo con mampostería encadenada como planos resistentes verticales, el muro de la planta alta no podrá contarse como tal. Es necesario pensar entonces en otro tipo de plano resistente, como podría ser un pórtico de hormigón armado.

1-7.2.REGULARIDAD ESTRUCTURAL GEOMETRICA EN PLANTA Y EN ALTURA

Siempre que sea viable, se debe tratar de evitar la irregularidad en planta, tanto geométrica como estructural.

⁶ Revista educativa Arquitectura21.com, equipo de redacción profesional. (2011, 03). como construir viviendas sismo resistentes-construccion. Manuelette Ramirez Bencosme. Obtenido en fecha 11, 2018, desde el sitio web: <https://www.arquitectura21.com/2011/03/como-construir-viviendas-sismo-resistentes-construccion.html>. Fuente: <https://www.arquitectura21.com/2011/03/como-construir-viviendas-sismo-resistentes-construccion.html>

Esto no es una condición excluyente, pero se ha podido comprobar, analizando daños de edificios ocasionados por la acción del sismo, que los que mayores consecuencias sufrieron fueron justamente aquellos que no observaban estas recomendaciones de regularidad.

Por lo tanto, al momento de diseñar debemos pensar en estas condiciones y tratar de ajustar nuestro proyecto a las mismas, en la medida de lo posible, sin por esto dejar de lado las premisas morfológicas y funcionales que nos hemos planteado.



Como alternativa de solución, las formas irregulares pueden convertirse, por descomposición, en varias formas regulares mediante juntas de control.

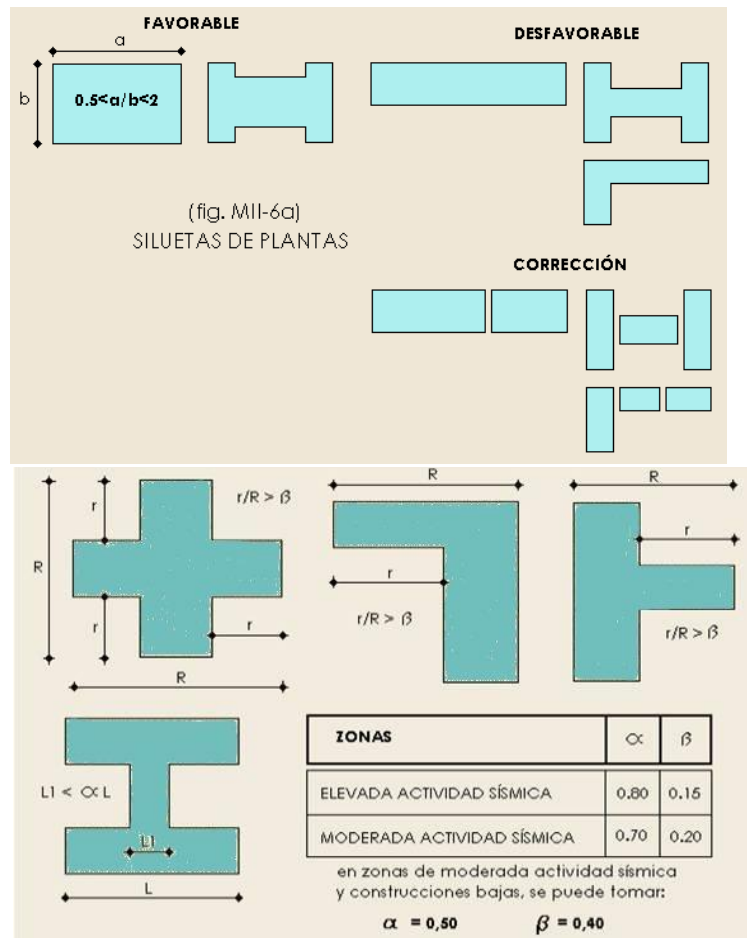


Figura 1.41-Evaluación de Irregularidades formales

Claro está que diseñar una pequeña obra proponiendo juntas de control, que representan un costo adicional para la misma, para “corregir” la irregularidad estructural o geométrica, es dar nacimiento a un proyecto sabiendo de antemano que presenta inconvenientes desde el punto de vista estructural.

Algunas de las formas en planta que se consideran irregulares, por sus proporciones entre llenos y vacíos, se muestran en los gráficos siguientes, así como posibles soluciones mediante juntas de control:

Consideraciones similares, deben hacerse con respecto a la irregularidad geométrica en altura.

Basta con observar los siguientes gráficos para entender a qué nos referimos:

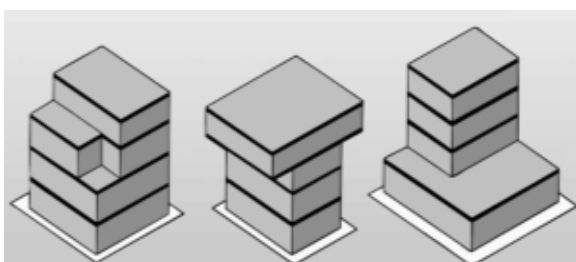
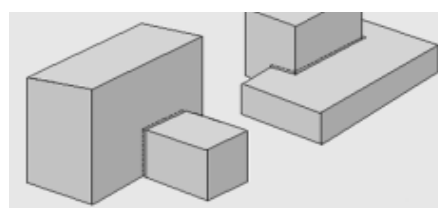


Figura 1.46-Irregularidad en altura

Figura 1.45-La influencia de la forma FAVORABLE O NO



Es necesario separar en cuerpos regulares, mediante juntas estructurales.

También puede haber estructuras que, siendo regulares en cuanto a su geometría, en planta y en altura, presenten irregularidad por la distribución no uniforme de sus masas, o por la disposición de sus planos resistentes verticales.

Tal como dijimos anteriormente, si bien las condiciones de estabilidad están garantizadas, sería mejor evitar, o minimizar, situaciones de este tipo:

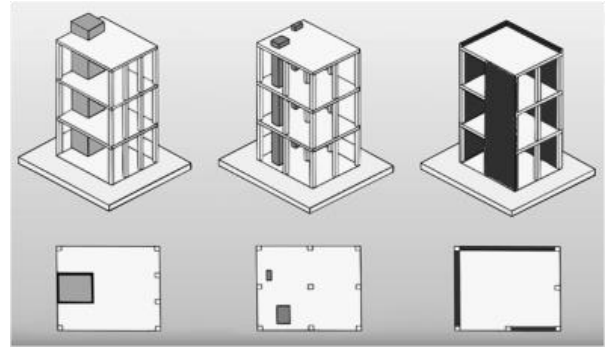


Figura 1.47-Irregularidad de masas o de planos verticales en altura

1-8. CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ

1-8.1. CENTRO DE MASA DE UNA CONSTRUCCIÓN



Definimos el CENTRO de MASA de una construcción, como el punto donde se considera aplicada la resultante de toda la masa (peso) de la misma.

En una forma geométrica el CM se pueden considerar coincidente con el CENTRO GEOMETRICO CG que corresponde a la figura. Es decir que en un rectángulo estaría en el centro donde se cruzan las dos diagonales principales.

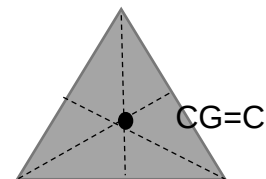
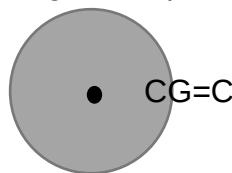
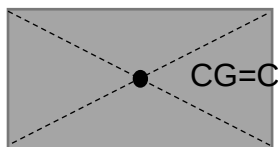
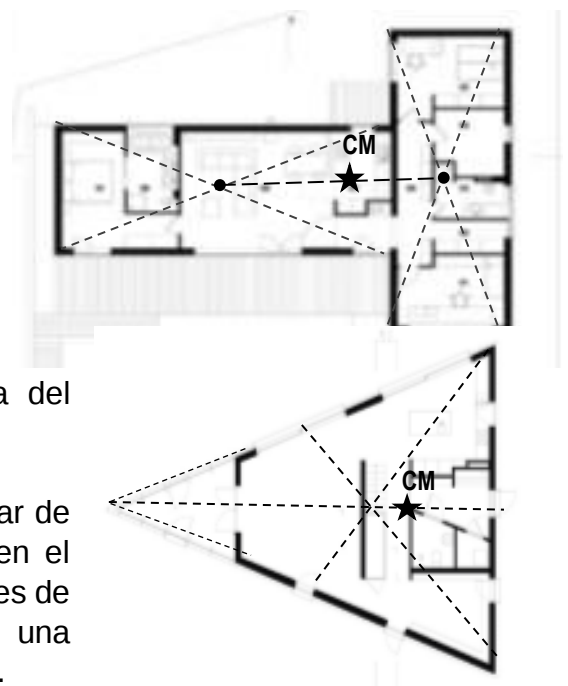


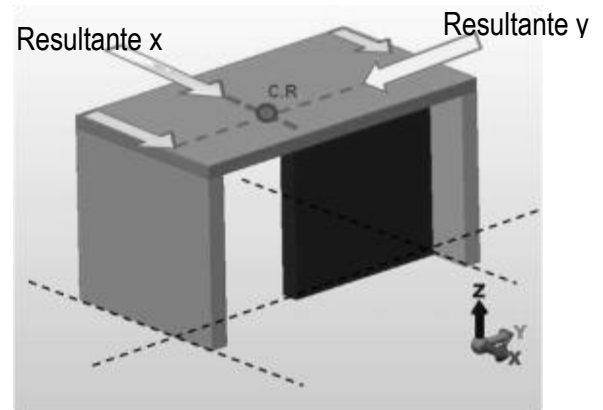
Figura 1.38-figuras simples-centro de masa

En construcciones corrientes, es válido asimilar el centro de masa al centro de gravedad de la figura geométrica que determina la planta, tal como lo vemos en estos ejemplos, donde el centro de masa, por tratarse de plantas con formas simples, puede encontrarse fácilmente.

- En este caso por ejemplo es una planta en forma de T, encontramos el centro de gravedad de los dos rectángulos y luego los unimos, el CM estará en un punto sobre esa línea, si los rectángulos son iguales será al medio, sino más cerca del rectángulo mayor.
- En este otro ejemplo la planta es triangular de forma que podríamos encontrar el CM en el punto donde se cruzan todas las bisectrices de los ángulos, pero al tener un patio en una esquina el CM se desplaza un porcentaje.



Esta forma de encontrar la posición del CM es aproximada, nos permite hacer un análisis previo de regularidad estructural tal cual lo veremos en esta sección más adelante, pero en caso de necesitar mayor precisión o cuando la forma de la planta, es un polígono irregular, se puede encontrar el centro de masa aplicando el Teorema de Varignon, o bien, lo cual en la actualidad es lo más indicado, dibujándola en cualquier programa CAD que, en su mayoría, brindan la información sobre la posición exacta del centro de gravedad o baricentro de cualquier figura, por compleja que sea.



1-8.2. CENTRO DE RIGIDEZ DE UNA ESTRUCTURA

El CENTRO de RIGIDEZ representa el centro geométrico de las rigideces de los elementos estructurales correspondientes al nivel de la construcción analizado.



Se puede considerar como el punto donde está aplicada la resultante de las resistencias generadas por los planos verticales resistentes.

El Centro de rigidez tiene esta particularidad: es el punto del plano superior donde al aplicar una fuerza horizontal el sistema se traslada sin rotar.

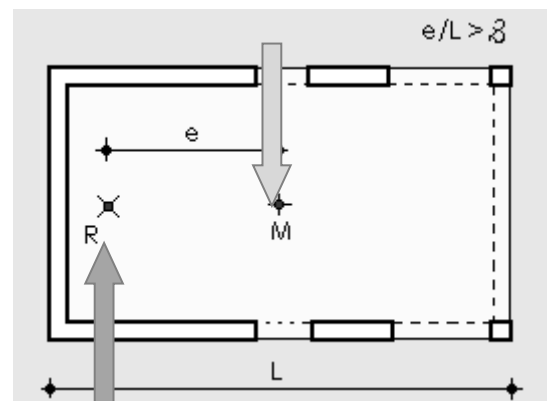


Figura 1.38-centro de rigidez CR

1-9. ASIMETRÍA ESTRUCTURAL-Excentricidad estructural en “x” (e_x) y en “y” (e_y)

Cuando actúan fuerzas sísmicas sobre la estructura, la resultante de las mismas en cada nivel, se considera aplicada en el Centro de Masa. Por otro lado, como vimos, la resultante de las resistencias de los planos verticales, está aplicada en el Centro de Rigidez. La distancia entre ambas rectas de acción se denomina **EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL, ya a mayor excentricidad mayor valor tendrá el momento generado por esa cupla**. Es por este motivo, que se debe tratar de disminuir todo lo posible la distancia entre estas dos fuerzas resultantes, acción y reacción.

El caso ideal, sería cuando ambas fuerzas, acción y reacción coincidan sobre la misma recta de acción, algo bastante difícil de lograr. En cualquier otra situación, la estructura tenderá a girar, con un momento que se mide como el momento producido por esta cupla y que deberá ser equilibrado por el mecanismo estable

Figura 1.39-CM y CR



Entonces, la distancia, que llamamos excentricidad, excesiva entre CM y CR, produce asimetría estructural, que debe tratarse de evitar.

¿Cuál es una distancia excesiva? Se dan algunos valores de referencia, para poder decidir si estamos frente a una excentricidad aceptable o no:

Para zonas de elevada actividad sísmica, esta excentricidad no debía superar entre un 10% de la longitud total de la planta, en esa misma dirección.

Para zonas de moderada actividad sísmica, este valor puede llevarse hasta el 15% de la longitud de la planta.

- $e_x \leq 15\% L_x$
- $e_y \leq 15\% L_y$

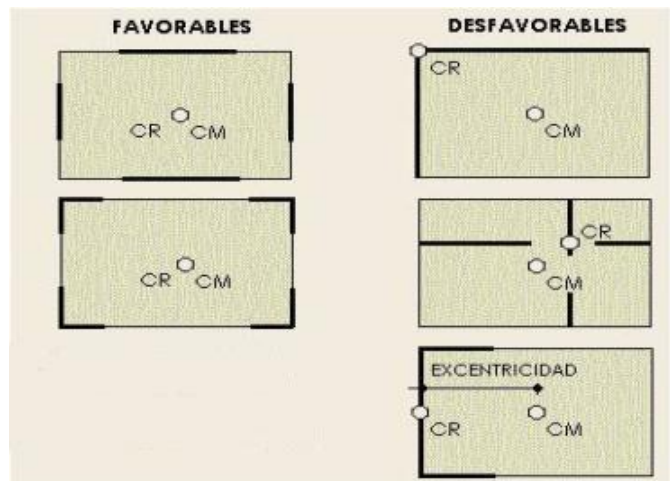
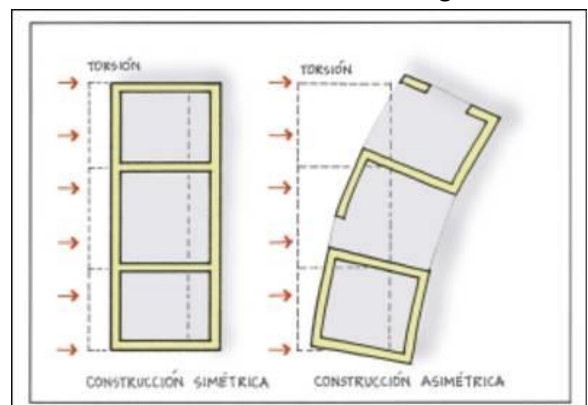


Figura 1.40-ejemplos CM y CR

De no cumplirse la estructura deberá absorber los esfuerzos horizontales extras generados por la torsión.

Algunas disposiciones de planos resistentes en planta, nos ejemplifican las situaciones deseables y las que no lo son:

Pero no sólo se produce asimetría estructural por la disposición de los planos verticales, también es posible que lo que se “corra” de lugar sea el Centro de Masa.



Habíamos dicho que, en la mayoría de los casos, puede decirse que centro de masa y centro de gravedad de la figura son equivalentes, pero hay casos particulares en los que existen grandes concentraciones de pesos (masas) en un sector de la estructura y no en otro. En estas situaciones, se produce asimetría, aún cuando los planos resistentes estén distribuidos de manera simétrica.

CAPITULO 2: ACCIONES SOBRE LAS CONSTRUCCIONES

2-1. CARGAS

De acuerdo a la definición de estructura no podemos concebir la misma sin tener en cuenta las cargas o acciones que actúan sobre las construcciones.



El **rol fundamental** o primario de una estructura es **soportar cargas**, es decir, recibir, resistir y transmitir las al terreno de fundación logrando el equilibrio estable.

Por ello es imprescindible el conocimiento profundo de todas acciones que pueden actuar sobre las edificaciones, su análisis y evaluación, con la finalidad de generar hipótesis de cálculo que representen lo más fielmente posible las situaciones reales que deberá sortear la estructura a través de su vida útil.

2-2. CARGAS-DEFINICION

Podemos definir como CARGA a "...toda causa capaz de producir estados tensionales en una estructura o elemento estructural..." o, dicho de otra manera, a todas aquellas fuerzas actuantes que accionan sobre un sistema estructural.

Reglamento CIRSOC 101- "Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño de Edificios y otras Estructuras



Fuerzas que resultan del **peso** de todos los **materiales de construcción**, del peso **actividad de sus ocupantes** y del peso del **equipamiento**. También de **efectos ambientales y climáticos** tales como nieve, viento,

Debido a que existen diversidad de acciones que pueden perturbar el equilibrio, su determinación resulta bastante compleja por lo que se hace necesario interpretar cuales son realmente importantes para el diseño del conjunto estructural en concordancia con las demás variables funcionales, morfológicas y tecnológicas que definen al proyecto arquitectónico.

En forma genérica podemos sintetizar que las cargas dependerán principalmente de los materiales que se utilizarán, del uso que le daremos al edificio, de su configuración geométrica, del emplazamiento del mismo y de los efectos ambientales a los que podrá estar sometido.

En la actualidad existen diferentes criterios que nos permiten diferenciar y clasificar las cargas. Estas clasificaciones se describirán a continuación con el objeto de clarificar la comprensión de las mismas.

2-3. CLASIFICACIÓN DE LAS CARGAS

Existen muchas formas de clasificar las cargas, algunas de ellas pueden ser:



Figura 2-1. Diferentes clasificaciones de cargas

En el análisis estructural, el criterio que se utilizará para determinar el tipo de acciones, será según su variación en el tiempo, ya que se adapta mejor al efecto sobre las estructuras portantes y su verificación.

2-3.1. CARGAS SEGÚN SU SUPERFICIE DE INCIDENCIA- UNIDADES

Las cargas se analizan de acuerdo a su distribución espacial y por lo tanto determinarlas de acuerdo a las características de los elementos estructurales sobre los cuales actúan, diferenciándolas en **concentradas** y **distribuidas** ya sea **lineal** ó **superficialmente** (uniforme– no uniforme):

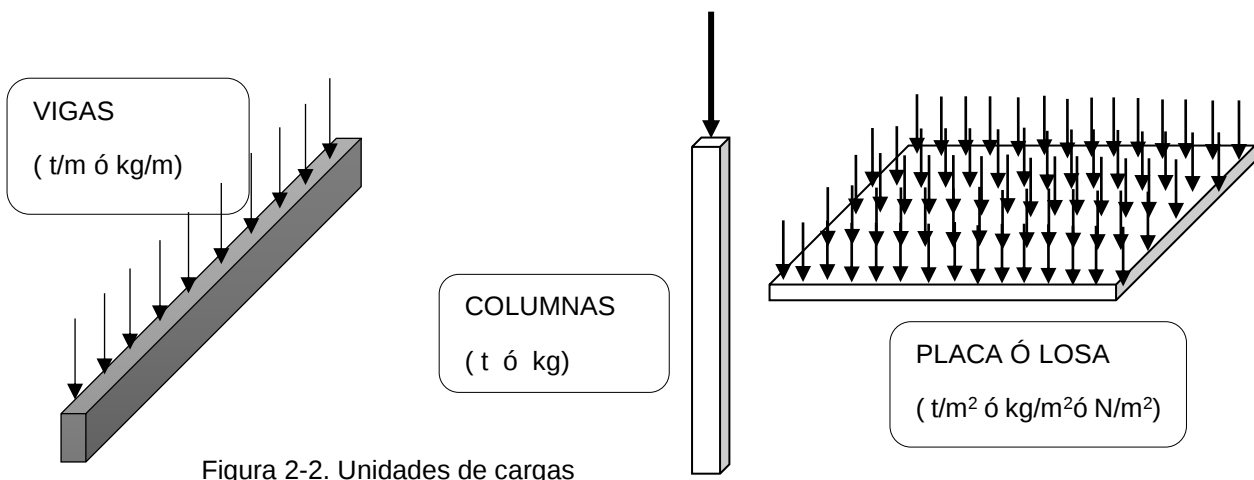


Figura 2-2. Unidades de cargas

2-3.2. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS SEGÚN LAS REGLAMENTACIONES

En el mundo se adoptan distintos tipos de reglamentaciones para la estimación de las cargas que tienen su fundamento en la recopilación de antecedentes, ensayos e investigaciones tendientes a estandarizar los datos.

En nuestro país se aplica el Reglamento **CIRSOC** (Centro de Investigación de los Reglamentos para la Seguridad de las Obras Civiles) y de él la serie correspondiente al 100, se refiere a las acciones sobre las construcciones:

- CIRSOC 101 - Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Estructuras y otros Edificios.
- CIRSOC 102 - Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones
- INPRES–CIRSOC 103 - Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes.
- CIRSOC 104 - Reglamento Argentino de Acción de la Nieve y del Hielo sobre las Construcciones

Actualmente las tendencias de los lineamientos de seguridad estructural están adoptando normativas basadas en factores minoradores o reductores de resistencias para los materiales utilizados y **estados límites o últimos para las acciones**.

El nuevo cuerpo reglamentario del CIRSOC 2005 responde a dicha tendencia cuyas implicancias podemos resumirla de este modo:



Previamente a realizar combinaciones de cargas y con la finalidad de cubrirnos de las incertidumbres que tenemos en los valores de las mismas, se deben impactar con factores mayoradores de cargas γ .

En virtud de lo expresado en el párrafo anterior es conveniente entonces, definir la siguiente terminología:

Cargas: Fuerzas que resultan del peso de todos los materiales de construcción, del peso y actividad de sus ocupantes y del peso del equipamiento. También de efectos ambientales y climáticos tales como nieve, viento, etc.

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.

Cargas nominales: La magnitud de las cargas permanentes y sobrecargas, por ejemplo las cargas de peso propio se determinan a través del peso de los materiales computando volumen y densidad, utilizando tablas de especificación del fabricante, etc. Los valores de densidades y sobrecargas en general están especificados.

Carga Útil: También denominada sobrecarga está referida a las cargas producidas por la ocupación y uso de las construcciones arquitectónicas, usualmente de carácter superficial (kg/m²) y provista por las reglamentaciones.-

Estado de Carga ó Cargas de Servicio: determinado por el conjunto de acciones a las que puede someterse un elemento estructural en particular ó la estructura en su totalidad para el uso para el cual ha sido previsto/a, durante su vida útil. La combinación de las mismas constituye un estado de carga.

Combinaciones de Cargas: deviene de la interacción de las diferentes cargas actuantes mayoradas, que determinan los diferentes estados de cargas a los que puede estar sometida una estructura y de esta manera definen los máximos esfuerzos externos, que se utilizarán para el dimensionamiento de las secciones transversales de los elementos estructurales.

Carga Última ó mayorada: Es aquella que está determinada por el esfuerzo ultimo resultante de multiplicar las cargas por los factores de mayoración apropiados con el fin de dimensionar elementos estructurales según el criterio de estados límites (LRFD).

DESIGNACIÓN DE LAS CARGAS SEGÚN REGLAMENTO CIRSOC

TIPO DE CARGAS		DENOMINACION	DESCRIPCION
PERMANENTES		D (DEAD)	Peso propio de la Estructura o de todo elemento de la construcción previsto en forma permanente.
		F (FLUID)	Fluidos, acciones de líquidos de presencia continua.
VARIABLES	DEBIDAS AL USO	L (LIVE)	Acciones de montaje, ocupación y uso en pisos.
		Lr (LIVE Roof)	Cargas útiles, de montaje o mantenimiento de cubiertas
	DEBIDAS AL MEDIO AMBIENTE	W (WIND)	Acción de Viento
		S (SMOW)	Acción de Nieve
		R (RAIN)	Acción debida al agua de Lluvia
		E (EARTH QUAKE)	Sismos previstos en la zona se ubica la construcción
	DEBIDAS A EMPUJE	H (HORIZONTAL)	Empuje de Tierra
			Empuje de Agua
ACCIDENTALES		Sismos de ocurrencia excepcional	
		Tornados, Avalanchas, Inundaciones, etc	
		IMPACTO de vehículos terrestres, aéreos, Explosiones, etc.	

2-3.3. CARGAS SEGÚN SU DURACION EN EL TIEMPO**2-3.3. A-CARGAS O ACCIONES PERMANENTES (D)**

Se denominan así aquellas en las cuales las variaciones a lo largo del tiempo son raras o de pequeña magnitud y tienen un tiempo de aplicación prolongado.

En general, consisten en las cargas gravitatorias que conforman 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 ítems arquitectónicos y estructurales incorporados de manera similar, y equipamiento de servicios con peso determinado.

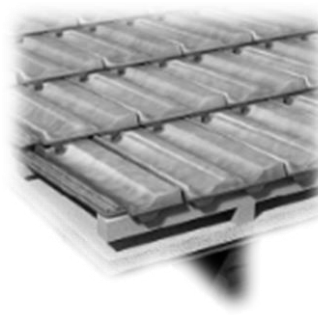


Figura 2-4. Cargas PERMANENTES (D)



Las cargas permanentes se obtendrán multiplicando los volúmenes o superficies considerados en cada caso, por los correspondientes pesos unitarios reales de los materiales y elementos constructivos.

Es conveniente a la hora de realizar el análisis de cargas, diferenciar el peso propio del elemento estructural, por un lado, y el peso de los demás componentes de la construcción por otro. Por ejemplo: el peso, en Kg/m^2 , de la cubierta que luego, multiplicado por el área de la misma que incide sobre un elemento estructural, determina la carga uniforme en kg/m , que recibe dicho elemento.

Para realizar un correcto análisis de cargas es imprescindible contar con la información precisa sobre dimensiones y tipo de materiales con los que se ejecutará el proyecto, de allí la importancia de contar con detalles constructivos definidos por la tecnología propuesta.

En cuanto a los pesos específicos de los mismos deberán ser provistos por el fabricante o distribuidor, o consultado en bibliografía técnica al respecto. En el Reglamento CIRSOC 100 encontramos una gran cantidad de materiales de construcción tabulados para su uso.

2-3.3. B-CARGAS O ACCIONES VARIABLES (L)

También denominadas cargas Vivas (LIVE) , o sobrecargas de Diseño, las cuales pueden ser (L ó L_r). La diferencia entre una y otra es que las sobrecargas L son sobrecargas de uso, son aquellas originadas por el uso y ocupación de un edificio u otra estructura (equipamiento, personas, etc.), las cuales actúan sobre la estructura durante un periodo de corta duración en su intensidad máxima o de larga duración con intensidades más bajas que la máxima.

No incluye cargas debidas a la construcción o provocadas por efectos ambientales, tales como nieve, viento, acumulación de agua, sismo, etc.

Durante la construcción de las cubiertas, o durante su mantenimiento aparecen aquellas cargas producidas por materiales, equipos o personal durante el montaje o por objetos móviles o personas debidas al cuidado o reparación de esta. Estas sobrecargas de mantenimiento

o montaje de cubiertas se designan como L_r y no actúan durante toda la vida útil sino solo en esas instancias específicas.



Figura 2-5. Sobrecarga Biblioteca (L)



Figura 2-6. Sobrecarga Mantenimiento (L_r)

En la reglamentación CIRSOC 101 se presentan tablas con las sobrecargas más comunes que deberán ser consideradas por los proyectistas en los cálculos estructurales como mínimo posible.

Locales en edificios de	daN / m ²
Azoteas o terrazas donde pueden congregarse personas con fines de	300
Azoteas accesibles	200
Azoteas inaccesibles	100
Baños	200
	300
Cocinas	200
Comedores y lugares de	200
Dormitorios	200
Escaleras	300
Relanos y corredores	300

Otros Locales (no pertenecientes a viviendas unif.)	daN / m ²
Archivos	500
Aulas	350
Bibliotecas	500
Cocinas	400
Comedores	300
Cuartos de máquinas y calderas	750
Dormitorios	250
Escaleras	400
Gimnasios	500
Locales para reunión	350
Oficinas	250
Salones de baile	500

Figura 2.6-TABLA DE SOBRECARGAS MÍNIMAS (L y L_r)

En general la tabla anterior determina sobrecargas de uso tipo “L” a excepción de azoteas inaccesibles que corresponden a cargas “Lr” para el caso de losas planas.

Para determinar Lr en **cubiertas inclinadas** se debe multiplicar por factores de reducción de acuerdo a la inclinación de las mismas (factor de reducción R₂), y al área tributaria o superficie de influencia de cubierta que incide sobre el elemento estructural a analizar (factor de reducción R₁), según lo establece el Reglamento CIRSOC 101/2005.

Por razones de simplificación, y considerando que las sobrecargas resultantes sobre cubiertas inclinadas livianas aplicando el nuevo Reglamento resultan a nuestro juicio, excesivas, seguiremos tomando las indicaciones del Reglamento anterior, especificadas en las siguientes Tablas:

Cubiertas Metálicas Livianas		Otros tipos de Cubiertas	
$3^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ$	30 daN/m ²	$\alpha \leq 3^\circ$	100 daN/m ²
$10^\circ < \alpha \leq 15^\circ$	22 daN/m ²	$3^\circ < \alpha \leq 10^\circ$	45 daN/m ²
$15^\circ < \alpha \leq 20^\circ$	15 daN/m ²	$10^\circ < \alpha \leq 15^\circ$	33 daN/m ²
$20^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	12 daN/m ²	$15^\circ < \alpha \leq 20^\circ$	23 daN/m ²
$30^\circ < \alpha$	10 daN/m ²	$20^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	18 daN/m ²
		$30^\circ < \alpha$	15 daN/m ²

Figura 2.7-TABLA DE SOBRECARGAS MÍNIMAS (L_r) cubiertas inclinadas

SOBRECARGAS DINÁMICAS

Se debe considerar especialmente aquellas sobrecargas que puedan tener efectos dinámicos. Por ejemplo, en una tribuna, la sobrecarga de 500 kg/m² que establece el Reglamento, deberá ser aumentada si se prevé que puede haber mucha gente saltando al unísono, como sucede en los estadios de fútbol.

La determinación de la acción dinámica es muy compleja y podemos diferenciarlas en acciones de movimiento o de impacto de acuerdo a si la carga coincide o no con la dirección del movimiento, pero escapan al presente curso



Figura 2-8. Carga dinámica

2-4. CARGAS VARIABLES DEBIDAS AL MEDIO AMBIENTE

Acciones originadas por fenómenos naturales como el viento (W), la nieve (S), el hielo (I), las variaciones de temperatura (T), los sismos (E).

2-4.1. NIEVE - HIELO

La acumulación de nieve ó hielo sobre las cubiertas produce cargas verticales que según la ubicación geográfica de la construcción y la forma de la cubierta pueden adquirir valores significativos.

El Reglamento CIRSOC 104, en el cual se establece un procedimiento basado en datos estadísticos para calcular la carga de la nieve sobre la construcción basada en:

- 1. UBICACIÓN-Carga de nieve sobre el terreno p_g :** se presentan mapas y tablas donde se volcaron los registros de mediciones realizadas por el Servicio Meteorológico y otros organismos Oficiales y Privados. Lo que se mide es la acumulación de nieve sobre la superficie del terreno para cada localidad.

ZONA I:

Se considera que la ocurrencia de nevadas es muy improbable

ZONA II:

Pueden ocurrir nevadas, ya sea en forma extraordinaria, normal o frecuente

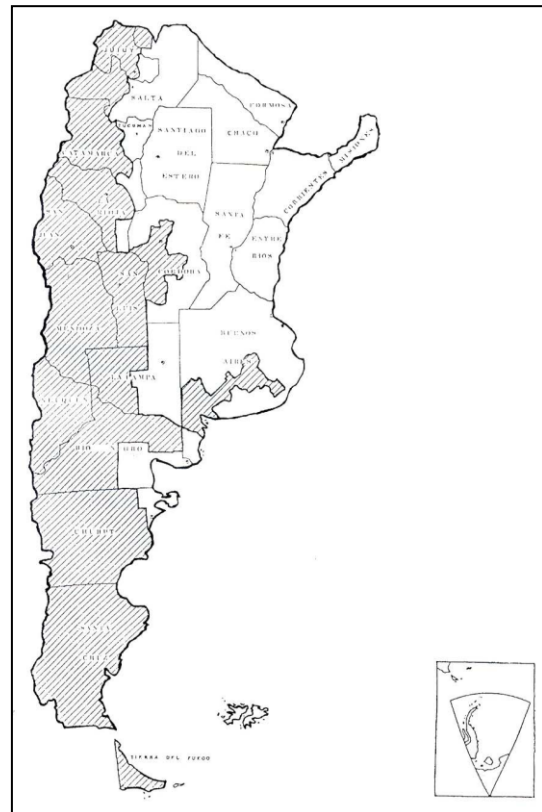


Figura 2-9. Mapa de Nieve de Argentina



A los efectos de determinar las cargas de nieve sobre cubiertas de edificios, se tomarán los valores de las cargas de nieve sobre el terreno p_g , en función de la ubicación geográfica de la obra, según el siguiente mapa y el

En el Reglamento CIRSOC 104, encontramos por ejemplo el mapa de cada provincia, en el cual, por ejemplo, se ilustra las zonas de la Provincia de Córdoba donde se debe considerar la carga de nieve y los valores de p_g (Carga de Nieve sobre el terreno) que permiten encontrar la carga de nieve a utilizar en los cálculos.

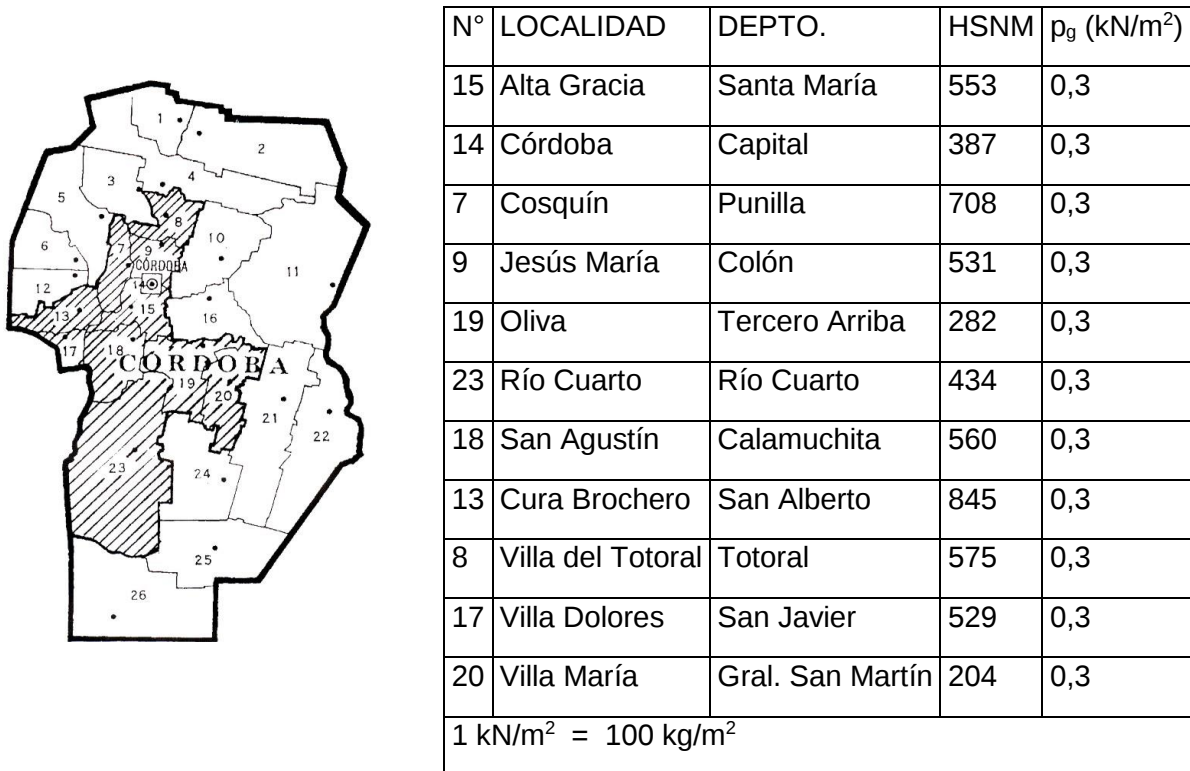


Figura 2-10. Mapa de Nieve de Córdoba

A- CARGA DE NIEVE a considerar sobre la cubierta plana a partir de la carga a nivel del terreno considerando:

- exposición de la cubierta
- condición térmica de la cubierta
- destino y función de la estructura

Debemos tener en cuenta que su determinación también depende de la forma geométrica del plano superior, distinguiéndose entre:

- cubiertas curvas y plegadas, tipo dientes de sierra ó abovedadas
- diferenciándolas en cubiertas planas e inclinadas según su posición con respecto al plano horizontal.

DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE NIEVE EN CUBIERTAS PLANAS



Figura 2-11. Acción de la nieve en cubiertas planas

La carga de nieve, p_r , sobre una cubierta con pendiente igual o menor que 5° , se debe determinar utilizando la siguiente expresión:

$$p_r = 0,7 \cdot C_e \cdot C_t \cdot I \cdot p_g$$

expresada en kN/m^2

Donde:

0,7 = Valor Constante

C_e = Factor de Exposición

C_t = Factor Térmico

I = Factor de Importancia

P_g = Carga de Nieve sobre el terreno (Mapas)

- **Factor de exposición (C_e)**

Depende principalmente de la relación del proyecto analizado y su entorno, en donde se pueden diferenciar, por un lado, las características del sitio en general definidas por cinco tipos de terrenos, y por el otro, el tipo de exposición de la cubierta a partir de tres distinciones: totalmente expuesta, parcialmente expuesta o protegida, según el medio circundante.

Los **tipos o categorías de terrenos a considerar**, son los que se ejemplifican y explican en las imágenes siguientes:



Categoría A: Centro de grandes ciudades con un mínimo del 50% de los edificios de altura mayor que 20



Categoría B: Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí.



Categoría C: Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10 m. Esta categoría incluye campo abierto plano



Categoría D: Áreas costeras planas, sin obstrucciones, expuestas al viento soplando desde aguas abiertas en una distancia, como mínimo de 1600 m.

Figura 2-12. Imágenes CATEGORIAS DE EXPOSICION

Con relación a **los tipos de exposición** de la cubierta, se distingue entre:

- Cubiertas totalmente expuestas: Son las cubiertas expuestas en todos sus lados sin la protección aportada por el terreno, por estructuras más altas o por árboles.
- Cubiertas protegidas: Son las cubiertas ubicadas muy cerca o entre árboles tipo coníferas que califican como obstrucciones.
- Cubiertas parcialmente expuestas: Son todas las demás cubiertas.



Totalmente expuesta



Parcialmente expuesta



Protegida

Figura 2-13. Imágenes TIPOS DE EXPOSICION

Las imágenes siguientes ejemplifican los tres tipos de exposición de cubiertas mencionados:

En función de la categoría del terreno, se obtiene el **Factor de Exposición C_e** de la siguiente Tabla:

Categoría de terreno	Exposición de la cubierta ^(*)		
	totalmente expuesta	parcialmente expuesta	protegida
A (ver Apéndice A)	N/A	1,1	1,3
B (ver Apéndice A)	0,9	1,0	1,2
C (ver Apéndice A)	0,9	1,0	1,1
D (ver Apéndice A)	0,8	0,9	1,0
Encima de la línea de árboles en áreas montañosas barridas por el viento	0,7	0,8	N/A

Figura 2-14. Tabla factor de exposición C_e

• Factor Térmico (C_t)

Habitualmente es posible observar más nieve sobre las cubiertas frías que sobre las cálidas. El factor térmico C_t , varía entre 1,2 para el caso de cubiertas frías (ejemplo: cubierta de un salón frigorífico) y 0,85 para el caso de cubiertas cálidas (ejemplo: cubierta de un invernadero), pero en general, en los casos comunes, se puede tomar $C_t = 1$.



Fig. 2-15. Cubierta fría – Ej.: Frigorífico (Ct =1,2)
0,85)



Fig. 2-16. Cubierta caliente – Ej.: Invernadero (Ct = 0,85)

- **Factor de importancia (I)**

El factor de importancia **I**, considera las consecuencias la gravedad de una falla de la estructura en relación al destino y función del edificio. Se definen cuatro categorías y sus correspondientes factores de importancia:

NATURALEZA DE LA OCUPACIÓN	CATEGORÍA	I
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana	I	0,8
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en las Categorías I, III y IV.	II	1
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla. Edificios que contienen contenedores con suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas.	III	1,1
Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales. (Hospitales, bomberos,)	IV	1,2

Figura 2-17. Tabla Factor de Importancia

B- DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE NIEVE EN CUBIERTAS INCLINADAS



Fig. 2-17. Cubiertas inclinadas

La carga de nieve p_s , sobre una cubierta con pendiente mayor que 5° , se debe determinar multiplicando la carga de nieve sobre la cubierta plana p_r por el factor de pendiente de la cubierta C_s :

$$p_s = p_r \times C_s$$

p_s : carga de nieve en cubierta inclinada

p_r : carga de nieve sobre cubierta plana

C_s =factor de pendiente que depende de la inclinación y tipo de cubierta.

Inclinación de la cubierta	C_s
$\leq 30^\circ$	1
35°	0,90
40°	0,75
45°	0,62
50°	0,50
55°	0,38
60°	0,25
65°	0,15
$\geq 70^\circ$	0

El Reglamento brinda ábacos para determinar el factor C_s , en base a los cuales se elaboró la siguiente tabla, para cubiertas corrientes (del tipo cálido y con materiales de cubierta rugosos)

Nótese que si las cubiertas tienen inclinación menor o igual a 30° , la carga de nieve se toma como si la misma fuera plana ($C_s = 1$); mientras que si la cubierta es muy inclinada, ángulo $\geq 70^\circ$, ya no se considera carga de nieve ($C_s = 0$).

Fig. 2-18. Tabla factor C_s

C- DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE NIEVE EN CUBIERTAS CURVAS

Aquellas partes de las cubiertas curvas que presenten una pendiente $> 70^\circ$ se deben considerar libres de la aplicación de la carga de nieve (por ejemplo, $C_s = 0$).

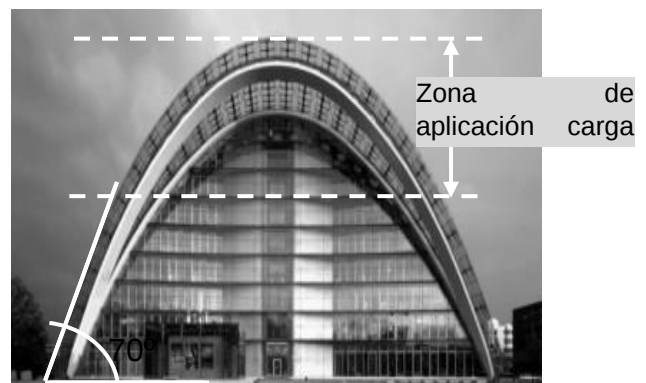


Fig. 2-19. Cubiertas abovedadas

D- DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE NIEVE EN CUBIERTAS CON PLEGADO MÚLTIPLE, DIENTE DE SIERRA Y BÓVEDAS CILÍNDRICAS

Las cubiertas constituidas por placas con plegado múltiple, diente de sierra, o bóvedas cilíndricas continuas deben tener un coeficiente $C_s = 1,0$, sin reducción en la carga de nieve debido a la pendiente (por ejemplo $p_s = p_f$).



Fig. 2-20. Cubiertas de bóvedas múltiples



Fig. 2-21. Cubiertas dientes de sierra

E- OTRAS CONSIDERACIONES

Como enunciamos en la introducción al analizar la carga de nieve, se deben tener en cuenta diferentes situaciones que el reglamento considera y que exceden la presente publicación, pero que enunciaremos gráficamente a modo de ejemplo:



Fig. 2-22. Nieve acumulada por arrastre del viento sobre cubiertas más bajas o que cae por deslizamiento de una cubierta a otra.



Fig 2-23. Salientes de cubiertas.

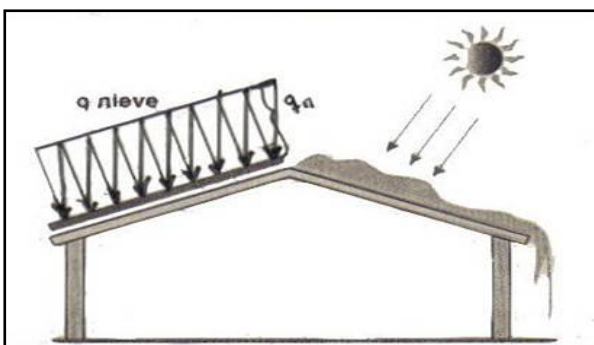


Fig 2-24. Cargas Asimétricas



Fig. 2-26. Carga de Lluvia y formación de hielo

2-4.2. SISMO

GENERALIDADES

El sismo es un fenómeno natural producido por el deslizamiento de las placas que conforman la corteza terrestre, que provoca una gran liberación de energía generando fuertes oscilaciones y movimientos ondulatorios sobre la superficie.

Existen, en total, 15 placas. Sudamérica está en la placa Sudamericana, que, al encontrarse con la Placa de Nazca, dan origen a importantes movimientos sísmicos en países como Chile, Perú y Ecuador.

En el siguiente mapa se muestran las direcciones de los movimientos de estas placas:



Fig. 2-25. Mapa de placas tectónicas. <https://www.acontecer.com.mx>



Fig. 2-26. Movimientos entre placas

En el primer esquema precedente, observamos la *colisión entre una placa oceánica y una placa continental*, el arrastre hacia el interior de la corteza es el mecanismo que provoca la mayor parte de los sismos que ocurren en Chile, Perú, Ecuador y Colombia. También sucede algo semejante en Japón.

Los sismos se definen a partir de las siguientes características:

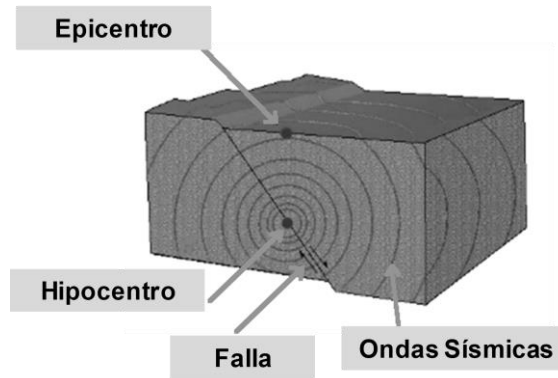


Fig. 2-27. Epicentro-Hipocentro

La energía liberada por un sismo es disipada principalmente en forma de calor y una menor parte se propaga mediante ondas de diversos tipos que hacen vibrar la corteza terrestre.

Estas ondas se desplazan desde el foco a través del medio sólido de la tierra y al llegar a la superficie, originan las ondas de superficie. Las vibraciones superficiales se producen tanto vertical como horizontalmente siendo estas últimas aproximadamente diez veces más intensas.

La magnitud del fenómeno telúrico se mide según:

- Los daños ocasionados-ESCALA MERCALLI MODIFICADA
- La energía liberada- ESCALA DE RICHTER



La escala que mide los daños ocasionados es la ESCALA MODIFICADA MERCALLI que mide la INTENSIDAD con que fue sentido un sismo, entendiendo como intensidad a la medida de los daños y efectos producidos por el sismo. Esta intensidad depende de la distancia al epicentro: cuanto más cerca, mayor intensidad.

La Escala de Mercalli, tiene una variación de intensidad I (movimiento apenas perceptible por los instrumentos de medición sísmica) hasta XII (destrucción total y topografía alterada).



Fig. 2-28- Sismo intensidad Mercalli IX - X



Fig. 2-19. Sismo intensidad XI - XII

La escala en función de la energía liberada es la ESCALA RICHTER.



Es una escala abierta, por lo tanto, no se puede determinar un grado máximo. Hasta hoy el máximo grado alcanzado fue 9 en el terremoto de Chile del año 1960.

El gráfico muestra comparativamente las magnitudes de algunos de los grandes sismos ocurridos en el planeta y la energía liberada equivalente.

(la publicación es anterior a los terremotos de Chile y Haití del 2010, con una intensidad de 8,8 y 7,2 respectivamente)

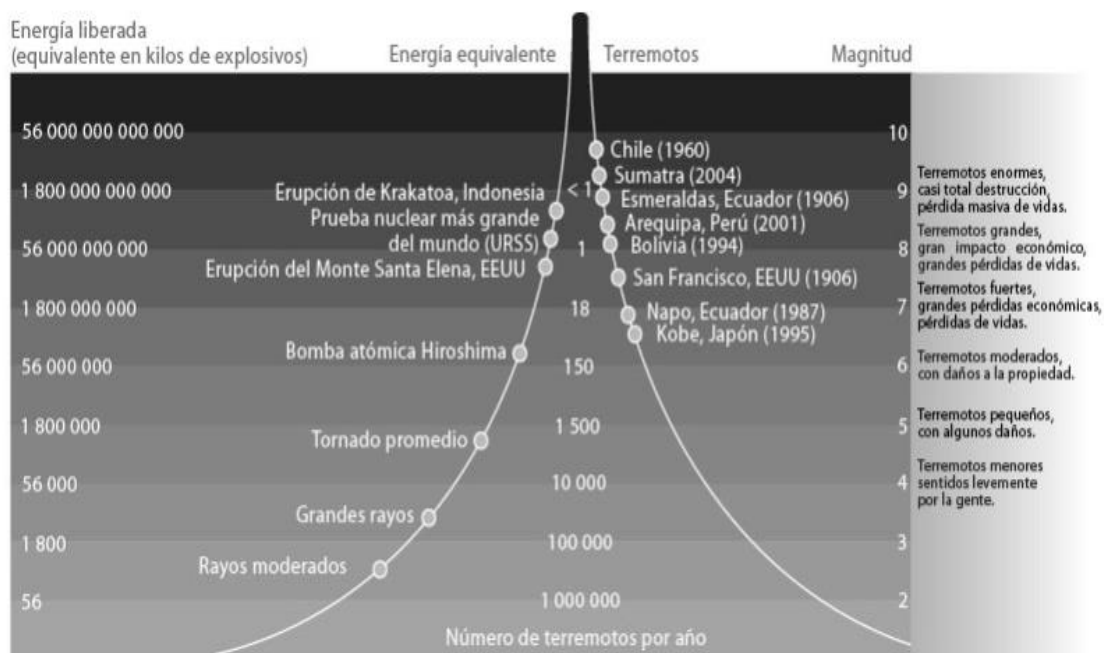


Fig. 2-30- Escala de Richter

Para la determinación de los efectos sísmicos en las construcciones se utilizara el Reglamento Argentino CIRSOC 103 cuantifica los efectos sísmicos a partir del siguiente mapa de zonas y de diversos parámetros que tienen que ver con:

- ZONA 0 – Muy reducida
- ZONA 1 – Reducida
- ZONA 2 - Moderada
- ZONA 3 – Elevada
- ZONA 4- Muy elevada

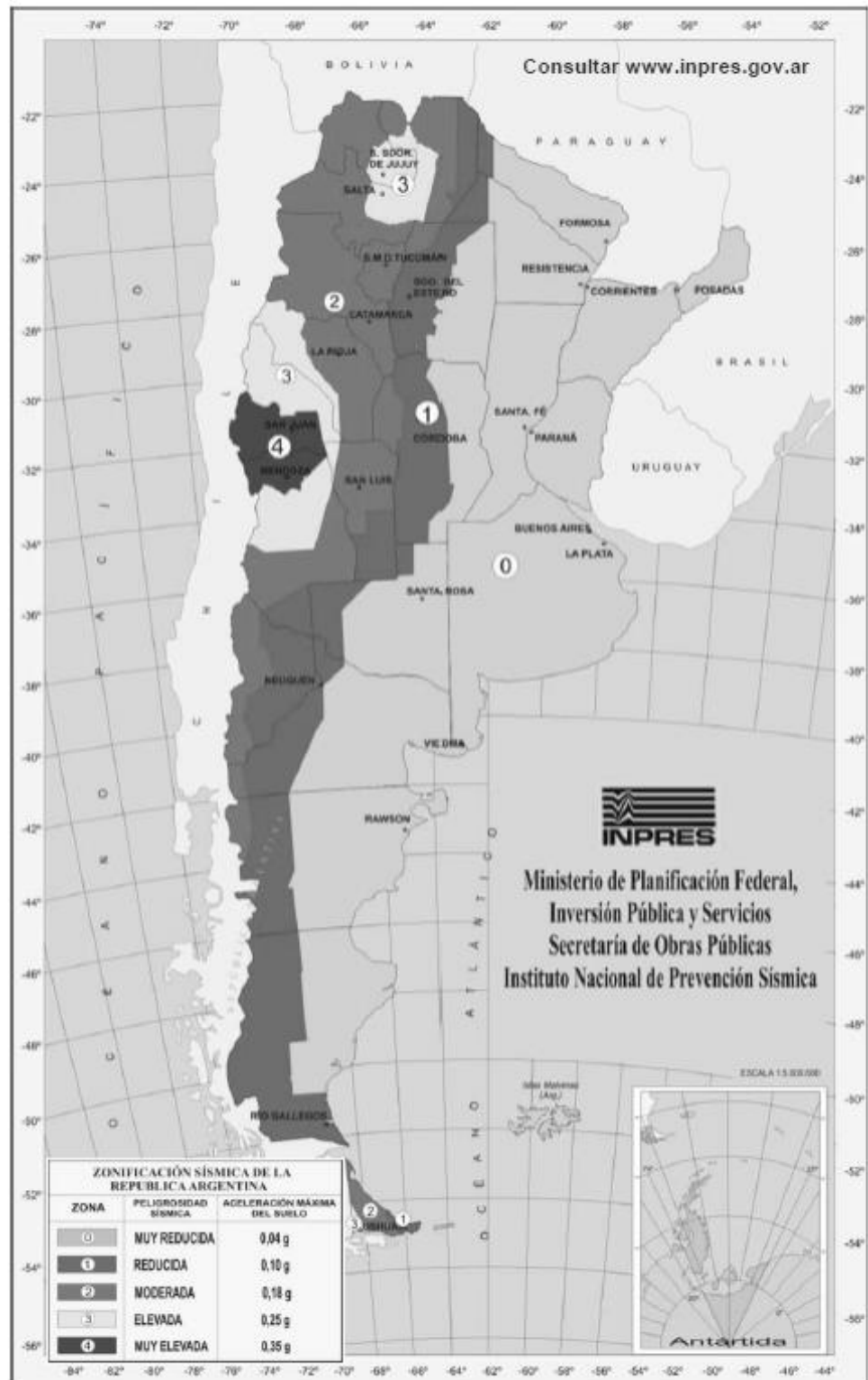


Fig. 2-31- Zonificación sísmica de la República Argentina-CIRSOC 103-2015

Las zonas de mayor sismicidad son las más cercanas a la cordillera, y en particular a la zona de Cuyo, mientras que, en la franja Este y Noreste, zona 0, la probabilidad de que ocurra un sismo es muy baja.

Factores que influyen en la determinación de la acción sísmica son, además del sitio (zona) del mapa, los siguientes:

1. Tipo de suelo.

Algunos suelos son dinámicamente inestables y amplifican los efectos de la acción sísmica más que otros.

2. Tipo de construcción

Altura, forma, distribución de masas, materiales.

3. Capacidad de disipación de energía y flexibilidad del edificio

Rigidez, y capacidad de disipar energía.

Las cargas ocasionadas como consecuencia de este fenómeno natural se generan a partir del desplazamiento del terreno de fundación que provoca aceleraciones que, aplicadas a la masa del edificio, puede reducirse a una fuerza estática equivalente.

De acuerdo a la segunda ley de Newton: **Fuerza = Masa x Aceleración**

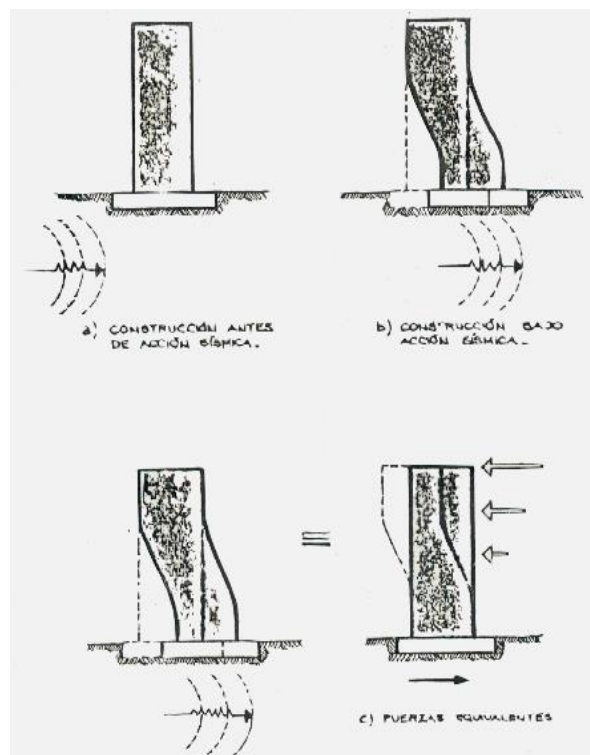


Fig. 2-32- ACCION SISMICA-CARGAS ESTATICAS EQUIVALENTES



Por esto, las cargas sísmicas son mucho mayores en aquellas construcciones que tienen mayor masa, y más aún en los pisos altos, además de las características dinámicas de la estructura, su rigidez, grado de amortiguamiento, etc.

DISEÑO BASADO EN EFECTOS ESTATICOS EQUIVALENTES

Para analizar estructuras sometidas a cargas de sismo, bajo condiciones encuadradas dentro de parámetros normales y en edificios hasta una determinada altura, es posible aplicar el método basado en efectos estáticos equivalentes, que supone fuerzas aplicadas al edificio, capaces de producir en el mismo, un desplazamiento similar al que le produciría el movimiento del terreno bajo la acción del sismo.

$$V_0 = W \cdot c$$

La sumatoria de las fuerzas hipotéticas equivalentes determina el esfuerzo cortante en la base del edificio (Corte basal V_0)

Donde:

W = es el peso total del edificio

c = es el coeficiente sísmico

El reglamento a su vez, también brinda recomendaciones para la ejecución de estructuras sismorresistentes.

Destacamos la importancia de atender a estas recomendaciones, ya que debemos ser conscientes de la responsabilidad que como arquitectos nos toca.

“Los sismos no matan gente, los malos edificios la matan” John Mutter (Sismólogo)



Fig 2-33. Sismo del 27 /02/10 CHILE - 8,8 en escala Richter
512 muertos, solo 8 por terremoto, el resto por el maremoto.
En la foto uno de los pocos edificios colapsados



Fig. 2-34. Terremoto 12 /01/10 HAITI - 7,2 escala en Richter
Aprox. 230.0000 víctimas - Destrucción Total

No es intención profundizar con la determinación de las cargas sísmicas que serán abordadas en otros niveles de Estructuras de la Carrera, sino despertar la preocupación en el estudiante de la importancia de tener en cuenta y valorar estas acciones como de importancia vital en el Diseño Estructural.

2-4.3. VIENTO

GENERALIDADES

La carga de viento es dinámica (masa de aire en movimiento), pero a los fines de su determinación, la reglamentación permite su simplificación mediante cargas estáticas equivalentes y uniformes cuyos valores tienen una base estadística.



Cuanto la acción del viento incide sobre las construcciones, la energía cinética se transforma en presiones (sobre la cara expuesta) y succiones en las demás caras, sobre todo la opuesta y siempre perpendiculares al plano de incidencia.

Su cuantificación es de difícil determinación porque dependen de numerosos factores:

1. Velocidad de referencia del viento según ubicación geográfica.
2. Características del entorno (Rugosidad)
3. Dimensiones del edificio y relaciones de planta y altura.
4. Configuración geométrica, tipo de superficie y peso total de la construcción.
5. Permeabilidad del edificio.

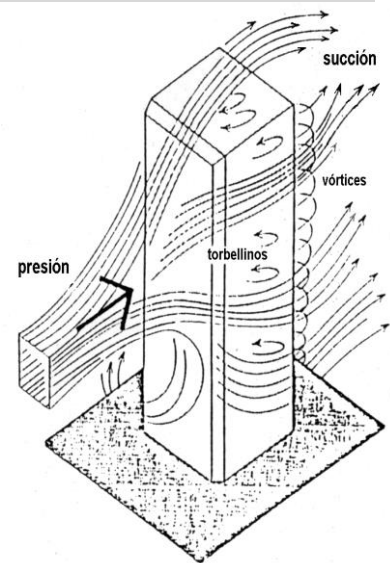


Fig. 2-35. Efectos del viento sobre las construcciones

La acción del viento sobre estructuras livianas adquiere relevancia siendo a veces la carga más desfavorable.



Fig. 2-36. Daños ocasionados por el viento en estructuras livianas

ACCIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES-CIRSOC 102-2005

El Reglamento Argentino de Acción de Viento sobre las construcciones CIRSOC 102-2005, indica procedimientos para determinar las cargas de viento de diseño para edificios y otras estructuras, incluyendo tanto su sistema principal resistente a la fuerza del viento como sus

elementos componentes y de revestimiento, se deben determinar siguiendo alguno de estos tres métodos, según las características del edificio:

- **Método 1** o Procedimiento simplificado.
- **Método 2** o Procedimiento analítico.
- **Método 3** o Procedimiento del Túnel de Viento.

MÉTODO 1 - PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO

Para poder aplicar este método, el edificio de cumplir con los siguientes requisitos:

1. Debe ser cerrado o parcialmente cerrado. (más adelante se aclaran estos conceptos)
2. La pendiente de la cubierta del edificio es menor que 10° .
3. La altura media de la cubierta del edificio es menor o igual a 10 m.
4. El edificio o estructura es de forma regular.
5. La estructura del edificio no posee juntas de dilatación o separaciones
6. El edificio no está sujeto a los efectos topográficos. ($K_{zt} = 1$)

Procedimiento de Diseño:

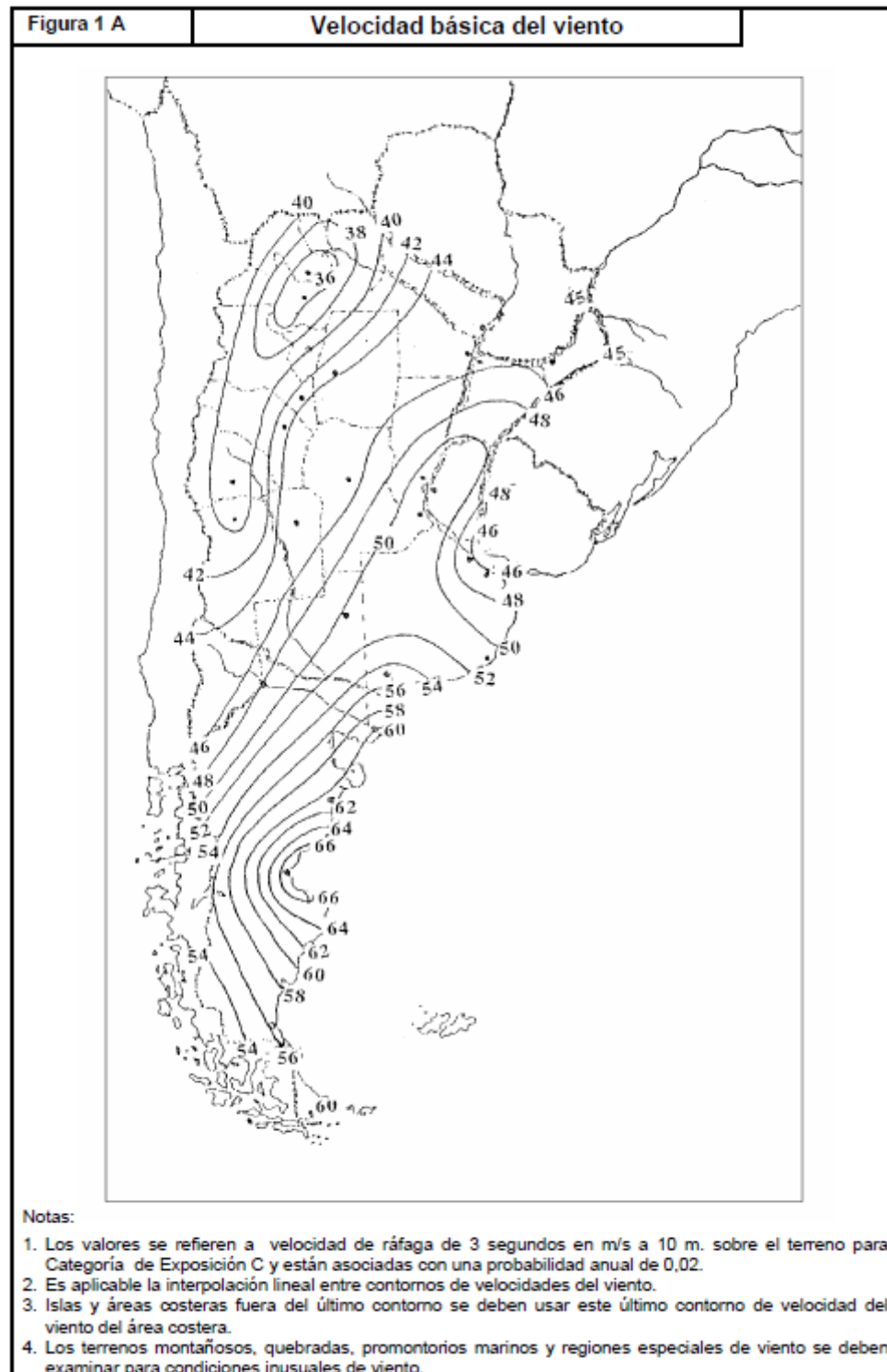
- I. Se determina la velocidad básica de viento V suponiendo que el viento sopla desde cualquier dirección horizontal.
- II. Se determina un factor de importancia I
- III. Se establece la categoría de exposición K_z
- IV. Se fija la categoría de cerramiento (parcialmente abierto o cerrado)
- V. Se determinan las cargas de viento, para el sistema principal resistente, a partir de la Tabla 2.

I. VELOCIDAD BASICA DE DISEÑO V_d



La determinación de la presión de viento que va a incidir sobre un edificio parte de establecer la Velocidad Básica de Diseño V_d , expresada en m/s (metros por segundo), que se obtiene del mapa y de la tabla por ciudades de nuestro país.

Nota: Los valores se refieren a velocidad de ráfaga de 3 segundos en m/s a 10 m. sobre el terreno para Categoría de Exposición C y están asociadas con una probabilidad anual de 0,02.

Fig. 2-37. Mapa de viento en la República Argentina⁷⁷ Fuente CIRSOC 102

CIUDAD	V (m/s)
BAHIA BLANCA	55,0
BARIOLOCHE	46,0
BUENOS AIRES	45,0
CATAMARCA	43,0
COMODORO RIVADAVIA	67,5
CORDOBA	45,0
CORRIENTES	46,0
FORMOSA	45,0
LA PLATA	46,0
LA RIOJA	44,0
MAR DEL PLATA	51,0
MENDOZA	39,0
NEUQUEN	48,0
PARANA	52,0
POSADAS	45,0
RAWSON	60,0
RESISTENCIA	45,0
RIO GALLEGOS	60,0
ROSARIO	50,0
SALTA	35,0
SANTA FE	51,0
SAN JUAN	40,0
SAN LUIS	45,0
SAN MIGUEL DE TUCUMAN	40,0
SAN SALVADOR DE JUJUY	34,0
SANTA ROSA	50,0
SANTIAGO DEL ESTERO	43,0
USHUAIA	60,0
VIEDMA	60,0

Fig. 2-38. Velocidades Básicas de Vientos en Ciudades de la República Argentina⁸

II. FACTOR DE IMPORTANCIA I

Se establece en función de las categorías de edificación, al igual que la nieve, por el riesgo que implica una falla o colapso según el destino u ocupación del edificio.

CATEGORIA	I
I	0.87
II	1.00
III	1.15
IV	1.15

⁸ Fuente CIRSOC 102-2005

III. COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN K_z

CATEGORIAS DE EXPOSICION en función de las obstrucciones u obstáculos que rodean a la construcción que puedan interceptar o modificar la ráfaga de viento.

- **Exposición A.** Centro de grandes ciudades con al menos 50% de los edificios de altura mayor que 20 m.
- **Exposición B.** Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores.
- **Exposición C.** Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10 m. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.
- **Exposición D.** Áreas costeras planas, sin obstrucciones, expuestas al viento soplando desde aguas abiertas en una distancia de al menos 1600 m.



Exposición A



Exposición B



Exposición C



Exposición D

Fig. 2-39. Imágenes ilustrativas sobre la categoría de exposición ante la acción del viento.

IV- TIPOS DE CERRAMIENTO-EDIFICIOS ABIERTOS O CERRADOS

Según el tipo de cerramiento existe mayor o menor influencia del viento ingresando al interior del edificio, con lo cual a la presión exterior se sumaría la presión interior o no.

Para ello es necesario clasificar los edificios según el tamaño de aberturas en relación al paño de cerramiento lateral, en tres tipos:

Edificio Abierto, Cerrado o parcialmente cerrado

- **Edificio abierto:**

Un edificio que tiene cada pared abierta al menos en un 80%.

Esta condición se expresa para cada pared mediante la ecuación:

$$A_o \text{ (área de aberturas)} \geq 0,8 A_g \text{ (área de pared)}$$



Fig. 2-40. Ej. Edificio abierto

- **Edificio parcialmente cerrado:**

Un edificio que cumple con las dos condiciones siguientes:

- El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa excede la suma de las áreas de aberturas en el resto de la envolvente del edificio (paredes y techo) en más del 10%.



Fig. 2-41. Ej. Edificio parcialmente cerrado

$$A_o > 1,10 A_{oi}$$

Siendo: A_o = área total de aberturas de una pared

A_{oi} = suma del área de todas las otras aberturas del edificio.

- El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa excede el valor menor entre $0,4 \text{ m}^2$ ó el 1% del área de dicha pared, y el porcentaje de aberturas en el resto de la envolvente del edificio no excede el 20%.

$$A_o > 0,4 \text{ m}^2 \text{ ó } A_o > 0,01 A_g \text{ (el que sea menor)}$$

y además: $A_{oi} / A_{gi} \leq 0,20$,

siendo: A_g = área total de la pared que recibe la presión externa.

A_{gi} = suma de todas las otras áreas de la envolvente del edificio (no incluyendo a A_g)

- **Edificio cerrado:**

Todo otro edificio que no cumpla con las condiciones establecidas para edificios abiertos o parcialmente cerrados.



Fig. 2-42. Ej. Edificio cerrado

V- CARGAS O PRESIONES DE VIENTO SOBRE LA CONSTRUCCION

Una vez determinadas las características del edificio: cerrado o parcialmente abierto, el factor de importancia, y la categoría de la exposición, se puede determinar la presión de viento sobre el mismo, actuando sobre las envolventes laterales o superiores, considerando el sistema principal resistente, mediante la utilización de la Tabla 2:

Sistema principal resistente a la fuerza del viento					h ≤ 10 m				
Tabla 2		Presiones del viento de diseño			Procedimiento simplificado				
Edificios cerrados total y parcialmente					Paredes y cubierta				

PRESION DEL VIENTO DE DISEÑO (N/m²)									
Ubicación	Clasificación del edificio	Velocidad básica del viento (m/seg)							
		38	40	45	49	54	58	63	67
Cubierta	Cerrado	-670	-766	-958	-1150	-1389	-1580	-1868	-2155
	Parcialmente cerrado	-910	-1006	-1245	-1485	-1772	-2107	-2443	-2778
Paredes	Cerrado total o parcialmente	575	671	814	958	1150	1389	1580	1820

Notas:

1. Las presiones del viento indicadas representan lo siguiente:

Cubierta: Presión neta (suma de las presiones externa e interna) aplicada normalmente a todas las superficies de la cubierta.

Paredes: Presión neta combinada (suma de las presiones a barlovento y sotavento, externas e internas) aplicada normalmente a toda superficie de pared a barlovento.

2. Los valores indicados son para exposición B. Para otras exposiciones, estos valores se deben multiplicar por los siguientes factores:

Exposición	Factor
C	1,40
D	1,66

3. Los valores indicados para la cubierta se basan en un área tributaria menor o igual que 10 m². Para áreas tributarias mayores, los valores se deben multiplicar por los siguientes factores de reducción:

Area (m²)	Factor de reducción (Se permite interpolación lineal)
≤ 10	1,0
25	0,9
≥ 100	0,8

4. Los valores indicados corresponden a un factor de importancia I = 1,0. Para otros valores de I los mismos se deben multiplicar por I.

5. Los signos más y menos indican presiones que actúan hacia y desde la superficie exterior, respectivamente.

Fig. 2-43. TABLA 2-CIRSOC 102-2005

- Los valores indicados en la Tabla 2 son para una categoría de exposición B. Para categoría C, se deberá multiplicar por 1,4 y para categoría D, multiplicar por 1,66.
- Los valores indicados en Tabla 2, corresponden a un Factor de Importancia (I) = 1 (categoría de importancia II). Para otros valores de I , los mismos se deben multiplicar por I .

- Los valores indicados en Tabla 2 corresponden áreas de influencia de envolventes (cubiertas o paredes) iguales o menores a 10 m², para superficies mayores se pueden reducir con factores de hasta 0,8.

MÉTODO 2 - PROCEDIMIENTO ANALÍTICO

En el procedimiento analítico, de mayor campo de aplicación en edificios y estructuras, se consideran otros factores como el topográfico y el factor de direccionalidad, y se deben considerar también los efectos de presión interna, externa y dinámica, así como los efectos de ráfaga.

Es un método de mayor complejidad en su aplicación. A modo de síntesis, podemos decir que la presión dinámica de viento q_z , se determina mediante la siguiente fórmula:

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot k_d \cdot V^2 \cdot I$$

donde: **I** : factor de Importancia (ya conocido)

V : Velocidad Básica de viento (obtenida del mapa)

Y se agregan, con relación al método simplificado, tres factores más:

- K_z : coeficiente de exposición
- K_{zt} : Factor Topográfico
- K_d : Factor de Direccionalidad



Estos coeficientes se obtienen de Tablas (que no incluimos en este apunte), y tienen en cuenta aspectos tales como la categoría de exposición al viento del edificio, la ubicación sobre lomadas, la altura del edificio con respecto al nivel de mar y el tipo de edificación.

Por exceder los alcances de esta publicación, no nos extenderemos con más explicaciones respecto a este método, y su forma de aplicación deberá ser consultada en el Reglamento CIRSOC 102, cuando las características del edificio no cumplan con las condiciones requeridas por el método simplificado.

MÉTODO 3 – TUNEL DE VIENTO

Método experimental para el cual se construye una maqueta a escala del edificio juntamente con el entorno y se lo ensaya en un túnel donde la acción del viento se simula en relación a la ubicación. Esto permite ver con mayor exactitud el efecto del viento sobre la construcción.

Ejemplo de APLICACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO

A modo de ejemplo de aplicación del método Simplificado, analizaremos un artículo periodístico relacionado a un fuerte viento ocurrido en la ciudad de Resistencia (Chaco).

La foto y texto de la noticia era la siguiente:



"No sólo **techos volaron**, también gran cantidad de árboles fueron arrancados casi de raíz por el fuerte viento que estiman superó los **100 km/h.**"



100 km/h = 28 m/s

Velocidad Básica de la zona (según mapa) = 45 m/s

La fotografía del artículo periodístico nos permite deducir las siguientes características:

- Factor de Exposición: Categoría B (zona suburbana - edificación de poca altura)
- Tipo de Cerramiento: parcialmente cerrado (aberturas en las viviendas que superan el 10% de la superficie del muro y tienen un área mayor a 0,4 m²)
- Factor de Importancia: 1 (categoría II - viviendas)

Por lo tanto, los valores de presión y succión sobre paredes y cubierta se deben tomar tal cual nos los da la Tabla:

Sistema principal resistente a la fuerza de viento		$h \leq 10 \text{ m}$	
Tabla 2	Presiones de viento de diseño	Procedimiento simplificado Paredes y cubierta	
Edificios cerrados total y parcialmente			

PRESION DE VIENTO DE DISEÑO (N/m ²)									
Ubicación	Clasificación del edificio	Velocidad básica del viento (m/seg)							
		38	40	45	49	54	58	63	67
Cubierta	Cerrado	-670	-766	-958	-1150	-1389	-1580	-1868	-2155
	Parcialmente cerrado	-910	-1006	-1245	-1485	-1772	-2107	-2443	-2778
Paredes	Cerrado total o parcialmente	575	671	814	958	1150	1389	1580	1820

Para la cubierta, la succión de viento (signo negativo), a considerar es de 1245 N/m², (124,5 kg/m²), mientras que para los cerramientos verticales (muros) la presión es de 814 N/m² (81,4 kg/m²).

Con estos valores de cargas originadas por el viento deberían haberse dimensionado los componentes estructurales, así como los demás elementos que conforman las envolventes,

cuidando también de manera particular la forma de anclaje de los mismos a la estructura principal, para evitar la "voladura de techos" que menciona la noticia analizada.

2-5. CARGAS ACCIDENTALES

Su previsión ***no es responsabilidad del profesional*** ya que son de carácter excepcional, imposibles de prever.



Impacto de Vehículos



Aludes



Huracanes



Maremotos

2-6. CARGAS POR TEMPERATURA

Las diferencias de temperaturas producen en los materiales dilataciones y contracciones.

Todos los sistemas estructurales se hallan sometidos a cambios de temperaturas en sus componentes, ya sea por las diferencias térmicas entre el día y la noche como, en ciclos más largos, los cambios climáticos estacionales.

Los efectos de variación en las dimensiones de los elementos estructurales producto de los efectos térmicos, pueden originar cargas adicionales en las estructuras que impiden dichas variaciones, a menudo muy concentradas y que pueden afectar la resistencia de los mismos.

2-7. CARGAS POR EMPUJES DE TIERRA O FLUIDOS

Son aquellas acciones que generan presiones sobre los elementos estructurales.

En el caso de los líquidos podemos distinguir tres tipos de presiones:

Presión Lateral: es creciente hasta alcanzar su máxima carga sobre la base del recipiente que lo contiene.



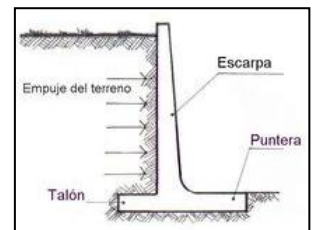
$P = P_e \cdot h$ (peso específico del líquido x altura del recipiente)

Presión sobre el Fondo: es uniforme e igual a la presión lateral máxima.

Supresión sobre la superficie horizontal: se basa en el principio de Arquímedes, donde, sobre todo cuerpo sumergido actúa un empuje de abajo hacia arriba igual al peso del volumen del líquido desalojado: $E = \text{Sup. } h$

El suelo es capaz de ejercer presión sobre una estructura, por ejemplo en sótanos o en los muros de contención, originada por el deslizamiento que el terreno natural trata de hacer y cuya magnitud depende de sus características físico-mecánicas del mismo.

Podemos diferenciarlas en cargas activas (aquellas que tienden a desplazar la estructura, por ejemplo: terreno contra un muro de un subsuelo) o pasivas (aquellas que no permiten movimientos, por ejemplo: muros de una pileta llena de agua).



2-8. COMBINACIONES DE CARGAS

Sobre la edificación pueden actuar en forma simultánea dos o más cargas diferentes. Por ejemplo, junto con las cargas permanentes derivadas del peso propio, pueden estar aplicadas las sobrecargas de diseño por el destino de la construcción, y también haber cargas de nieve, o viento, o ambas a la vez.



La combinación de dos o más cargas o acciones constituye un estado de carga.

Esta situación está contemplada por el Reglamento, que determina que deben analizarse todos los estados de cargas de probable ocurrencia durante la vida útil de la construcción, obtener los esfuerzos en cada elemento estructural para cada uno de estos estados y dimensionar para aquel que resulte más desfavorable en cada caso.

D: CARGAS PERMANENTES

L: SOBRECARGAS DE USO

L_r: CARGAS CON FINES DE MANTENIMIENTO

S: CARGAS DE NIEVE

R: CARGAS DE LLUVIA

W: CARGAS DE VIENTO

E: CARGAS DE SISMO

H: CARGAS DE PRESIÓN DE SUELO

Esta tarea no es nada sencilla si se piensa que debe realizarse con cálculos manuales, pero el avanzado desarrollo del software de cálculo estructural, actualmente de fácil acceso para los profesionales, permite y justifica esta exigencia del Reglamento.

Como ya se mencionará al comienzo de esta publicación, La Resistencia de Diseño (CAPACIDAD), debe superar a la Resistencia Requerida (DEMANDA) por las cargas últimas determinadas a partir del análisis de los distintos estados de cargas.



Por ello, al realizar las combinaciones de cargas y con la finalidad de cubrirnos de las incertidumbres que tenemos en los valores de las mismas.

2-8.1. COMBINACIONES PARA USAR CON MATERIALES COMO ACERO u HORMIGON ARMADO

Los Reglamentos CIRSOC301EL y 201/2005 establece combinaciones de cargas, y sus correspondientes coeficientes de **mayoración** ya que estas cargas tendrán como resultados **CARGAS ULTIMAS** q_u :



Cuando se combinan tres o más cargas diferentes, algunas van disminuidas con coeficientes menores a 1. Esto se explica dado que es prácticamente imposible que todas esas cargas se apliquen sobre la construcción con su máxima magnitud y en el mismo momento

Las combinaciones que más utilizaremos en la tipología de estructuras que corresponden a este nivel de ESTRUCTURAS I son las que consideran la acción simultanea de:

- Cargas permanentes (D) y sobrecargas (L o Lr)

$$q_u = 1,2 q_D + 1,6 q_L$$

- Cargas permanentes (D) y viento (W)

$$q_u = 0,9 q_D \pm 1,5 q_W$$

2-8.2. COMBINACIONES PARA USAR CON MADERA

El Reglamento CIRSOC601/2013 establece combinaciones de cargas de Servicio, es decir que no se utilizaran cargas mayoradas, obteniéndose como resultado una CARGA máxima de SERVICIO q :

- Cargas permanentes (D) y sobrecargas (L o Lr)

$$q_u = q_D + q_L$$

- Cargas permanentes (D) y viento (W)

$$q_u = q_D \pm q_W$$

CAPITULO 3: SOLICITACIONES

3-1. INTRODUCCIÓN:

Todo material estructural tiene como condición “**su resistencia a la deformación**”, esto no significa que sean indeformables, ya que **los materiales indeformables no existen**. La resistencia a la deformación dependerá de la cohesión molecular y de la estructura interna del material.

Como consecuencia de la ACCIÓN de las cargas o fuerzas externas sobre la estructura, sus elementos componentes se ven **SOLICITADOS** de diferentes maneras según su forma, posición, etc. de modo tal que la pieza, y por lo tanto el material, sufrirá una deformación que introduce internamente esfuerzos para equilibrar estas cargas. Estos esfuerzos internos son independientes del material, solo dependen de las cargas aplicadas y de los vínculos.

El mecanismo es:

FUERZAS EXTERNAS $\Rightarrow$ DEFORMACIÓN $\Rightarrow$ SOLICITACIÓN $\Rightarrow$ ESFUERZO

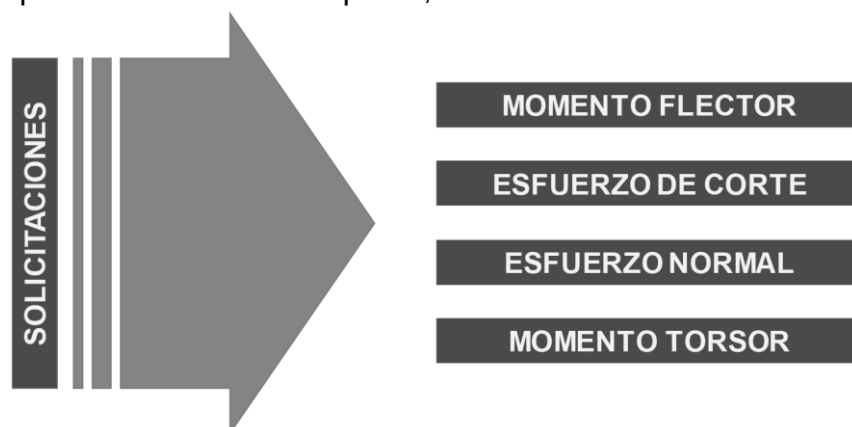
No es posible que exista deformación sin solicitación, y ésta sin una carga externa que la produzca.

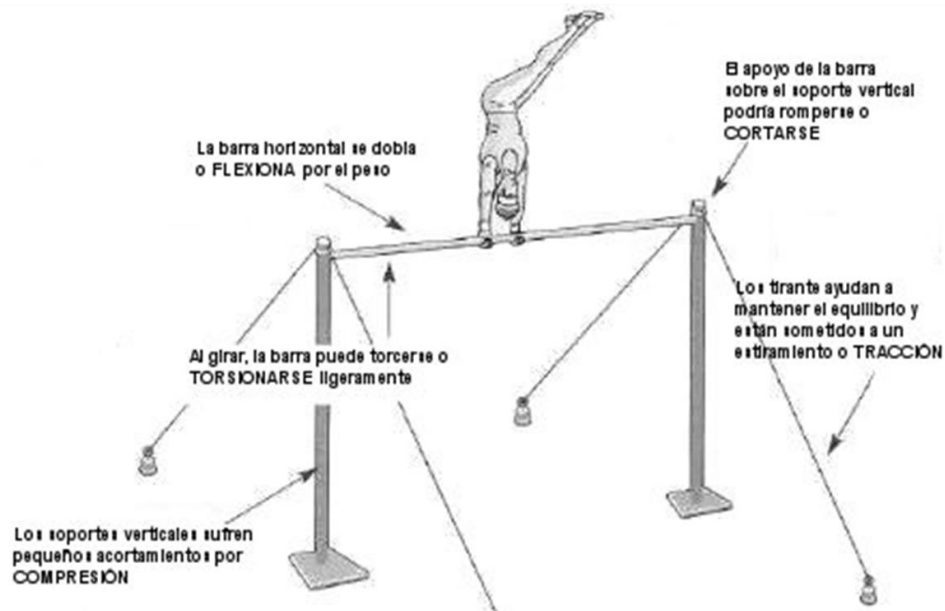


LAS FUERZAS EXTERIORES DAN ORIGEN A FUERZAS INTERIORES DENTRO DEL MATERIAL

Si las fuerzas exteriores exceden ciertos valores propios de cada material, las fuerzas interiores no podrán equilibrarlas y las distancias intermoleculares crecerán hasta que la cohesión desaparezca.... y el cuerpo se rompe.

Para nuestras estructuras es de gran importancia determinar para cada material, los valores máximos que pueden resistir sin romperse, limitando sus deformaciones.

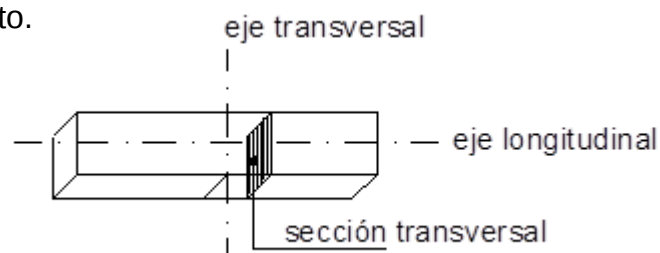




3-2. SECCION

En general, en los elementos estructurales podemos identificar un **eje longitudinal** de la pieza y, seccionando con un plano perpendicular a dicho eje, se obtiene lo que denominamos **sección transversal** o simplemente **sección**.

La sección es en realidad lo que debemos dimensionar, ya que la longitud o luz del elemento es un dato del proyecto.



3-3. TIPOS DE SOLICITACIÓN

Según la forma de actuar de las cargas se producen diferentes tipos de SOLICITACIÓN.

En cada una de las infinitas secciones de una pieza estructural, pueden producirse las siguientes solicitaciones, ya sea de forma individual, o combinadas entre sí:

- PRODUCIDAS POR FUERZAS
 - TRACCIÓN
 - COMPRESIÓN
 - CORTE
- PRODUCIDAS POR PARES (MOMENTOS)
 - FLEXIÓN
 - TORSIÓN

3-3.1. ESFUERZOS NORMALES DE TRACCIÓN

Tomando una sección cualquiera, el esfuerzo de TRACCIÓN, denominado también “TRACCIÓN AXIL” o “NORMAL DE TRACCIÓN”, se produce porque **las fuerzas que están a un lado u otro de la sección tienden a estirar la pieza, a separar a dos secciones próximas**. La deformación característica es el “alargamiento” en la dirección de del eje de la barra (longitudinal) y disminuyendo su sección (transversal).



Fig. 3-2. Esfuerzo de tracción

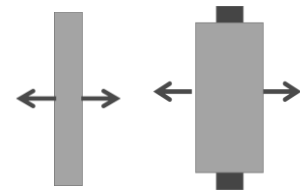


Fig. 3-3. Estiramiento de la sección

Para calcular el esfuerzo de tracción es necesario calcular todas las fuerzas que existen a un lado de la sección y que producen estiramiento, para lo cual hay que proyectar TODAS LAS FUERZAS A UN LADO DE LA SECCION (o al otro) EN UN EJE PERPENDICULAR A LA SECCION.



El Esfuerzo de Tracción en una sección cualquiera de un elemento estructural, es igual a la **sumatoria de las proyecciones de todas las fuerzas** existentes a un **costado de la sección** (ó al otro costado), en un **eje perpendicular a la sección que produce ESTIRAMIENTO**

3-3.2. ESFUERZOS NORMALES DE COMPRESIÓN

Tomando una sección cualquiera, el esfuerzo de COMPRESIÓN, denominado también “COMPRESIÓN AXIL” o “NORMAL DE COMPRESIÓN”, se produce porque **las fuerzas que están a un lado u otro de la sección tienden a ACORTAR la pieza, a juntar a dos secciones próximas**. La deformación característica es el “acortamiento” en la dirección de del eje de la barra (longitudinal) y aumentando su sección (transversal).

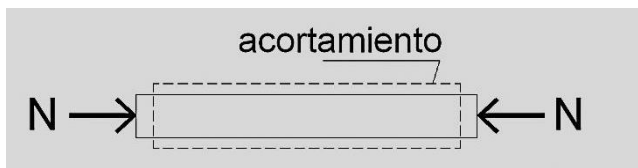


Fig. 3-4. Esfuerzo de compresión

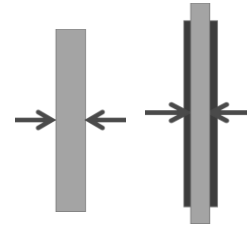


Fig. 3-5. aplastamiento de la sección

Para calcular el esfuerzo de compresión es necesario calcular todas las fuerzas que existen a un lado de la sección y que producen acortamiento, para lo cual hay que proyectar **TODAS LAS FUERZAS A UN LADO DE LA SECCION (o al otro) EN UN EJE PERPENDICULAR A LA SECCION**.



El **Esfuerzo de Compresión** en una sección cualquiera de un elemento estructural, es igual a la **sumatoria de las proyecciones de todas las fuerzas** existentes a un **costado de la sección** (o al otro costado), en un **eje perpendicular a la sección que produce ACORTAMIENTO**

3-3.3. ESFUERZO DE CORTE

Tomando una sección cualquiera, el esfuerzo de CORTE, se produce porque **las fuerzas que están a un lado u otro de la sección tienden a DESLIZAR UNA PARTE DE LA BARRA respecto a la OTRA**.

El esfuerzo actúa en forma "TANGENCIAL" (paralela) a la sección y tiende a deslizar una sección respecto de la otra.

La deformación característica es el deslizamiento relativo de ambas secciones, como el efecto que produce una tijera.

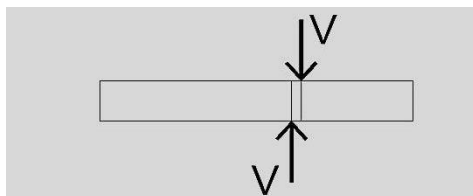


Fig. 3-6. Esfuerzo de corte

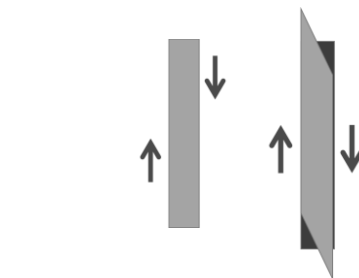
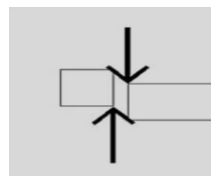
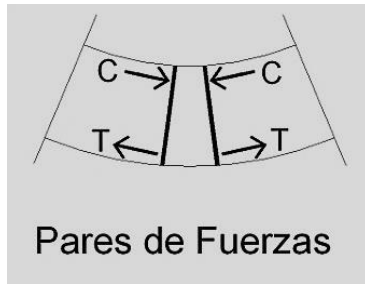


Fig. 3-7. Deslizamiento por corte

Para calcular el esfuerzo de CORTE es necesario calcular todas las fuerzas que existen a un lado de la sección y que actúan perpendicular al eje de la barra, para lo cual hay que proyectar **TODAS LAS FUERZAS A UN LADO DE LA SECCION (o al otro) EN UN PLANO PARALELO A LA SECCION**.



El **Esfuerzo de CORTE** en una sección cualquiera de un elemento estructural, es igual a la **sumatoria de las proyecciones de todas las fuerzas** existentes a un **costado de la sección** (o al otro costado), en un **PLANO PARALELO A LA SECCION**.



3-3.4. FLEXIÓN-MOMENTO FLECTOR

Al aplicar las cargas en el plano perpendicular a la sección transversal y no coincidir su recta de acción con los apoyos donde se generan las reacciones, la pieza “SE CURVA”.

Cuando un elemento resistente está solicitado a flexión, dos secciones próximas y paralelas tienden a girar una con respecto a la otra de tal modo que sus distancias relativas se alteran acercándose en una zona y alejándose en la otra, provocando estados de compresión y tracción simultáneos.

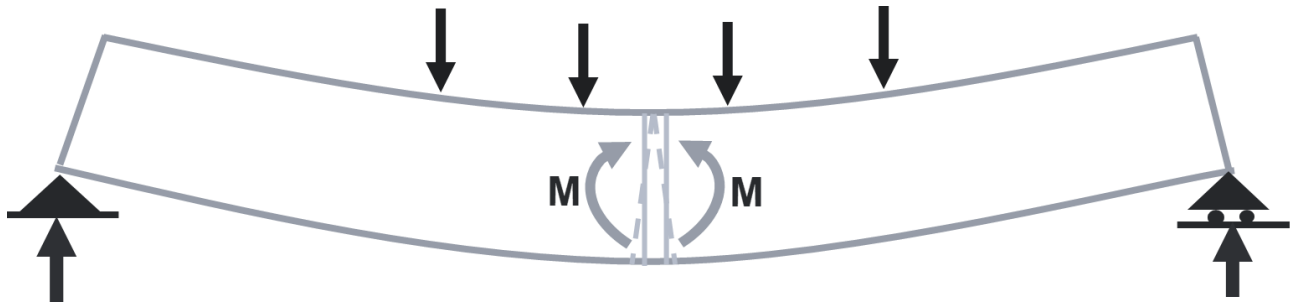


Fig. 3-7. Flexión en una viga simplemente apoyada

La deformación característica es la curvatura de la pieza.

Las fibras de la sección que sufren las máximas tracciones o compresiones son las extremas y a medida que las fibras se acercan al centro de la sección, las tensiones van disminuyendo hasta valer cero, en el llamado plano o **eje neutro**.

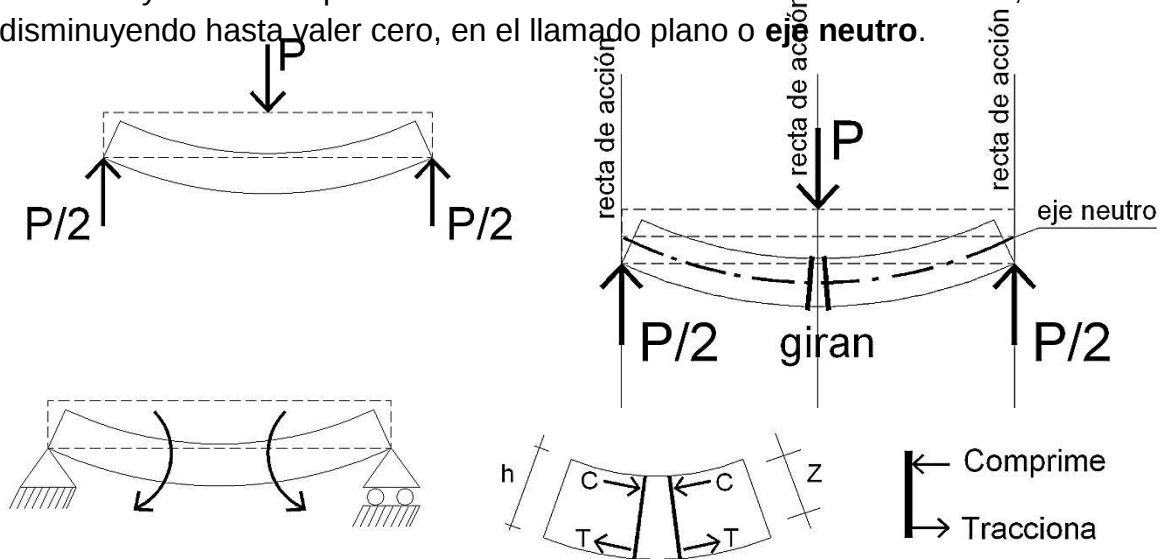


Fig. 3-8. Esfuerzo interno de flexión produce compresiones y tracciones

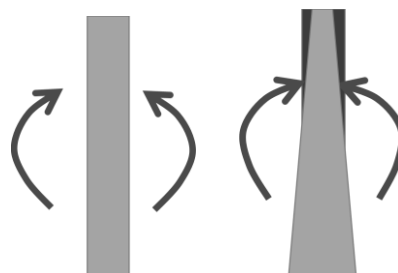


Fig. 3-9. Momento Flector



El **Momento Flector** en una sección cualquiera de un elemento estructural, es igual a la **sumatoria de los momentos de todas las fuerzas** existentes a un **costado de la sección** (o al otro costado), **RESPECTO A LA SECCION.**

3-3.5. TORSIÓN- MOMENTO TORSOR

Se origina por dos momentos iguales y de sentido contrario actuando alrededor del eje longitudinal.

Cuando un elemento resistente está solicitado a torsión dos secciones próximas tienden a girar una con respecto a la otra alrededor de un eje común a las dos, manteniendo sus distancias relativas.

La deformación característica es el giro relativo de ambas secciones (respecto al eje de la pieza)

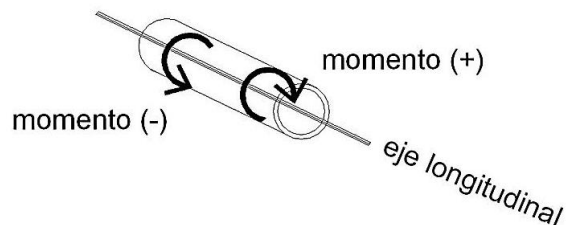


Fig. 3-10. Momento Torsor

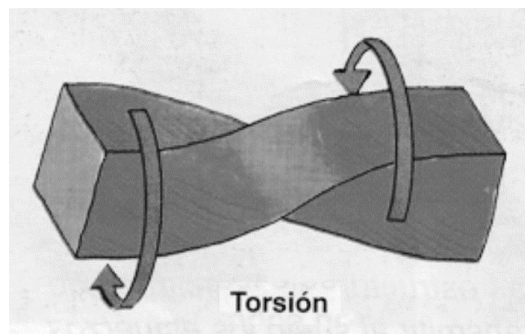
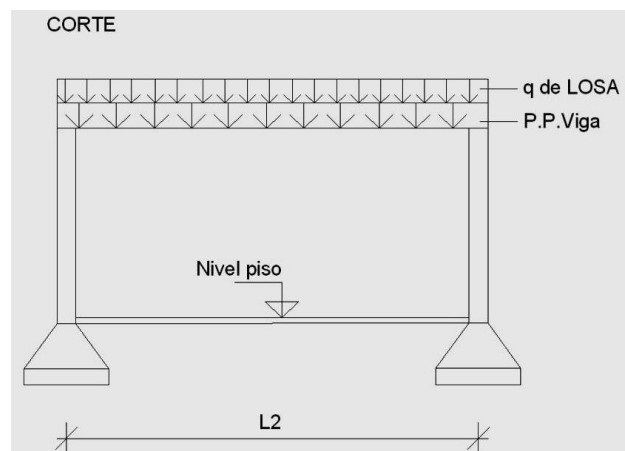
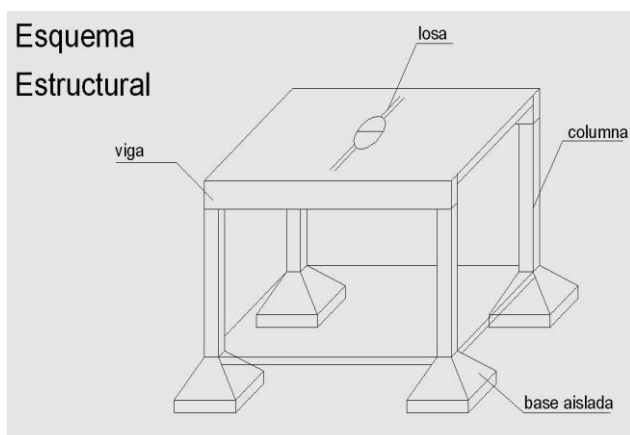


Fig. 3-11. Torsión ejemplos

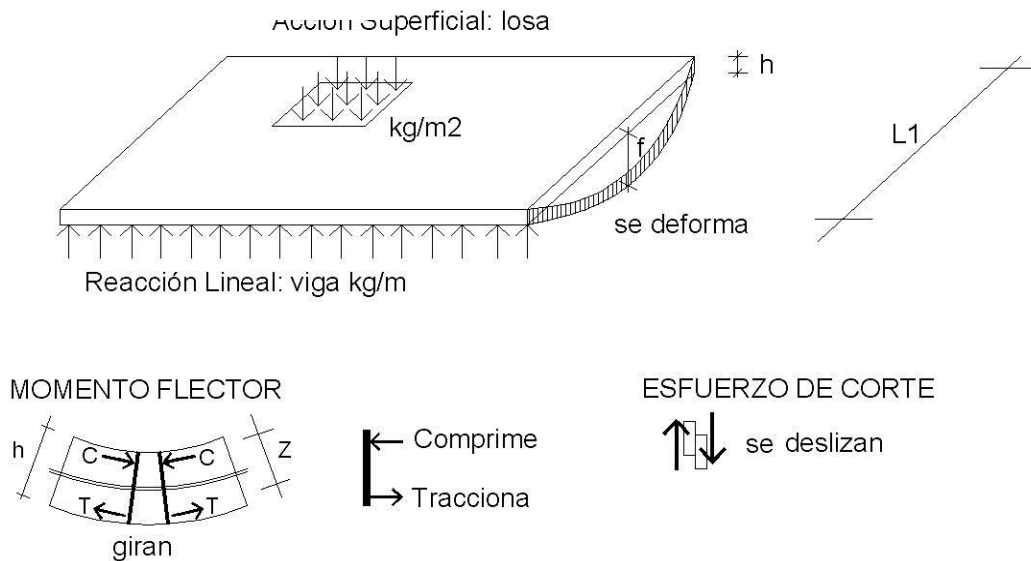
3-4. EJEMPLOS DE SOLICITACIONES EN ESTRUCTURAS ARQUITECTÓNICA

EJEMPLO 1- Determinamos cualitativamente a que sollicitación está trabajando cada elemento estructural:



⁹ <https://mdehilado.wordpress.com/torsion/> IMAGEN

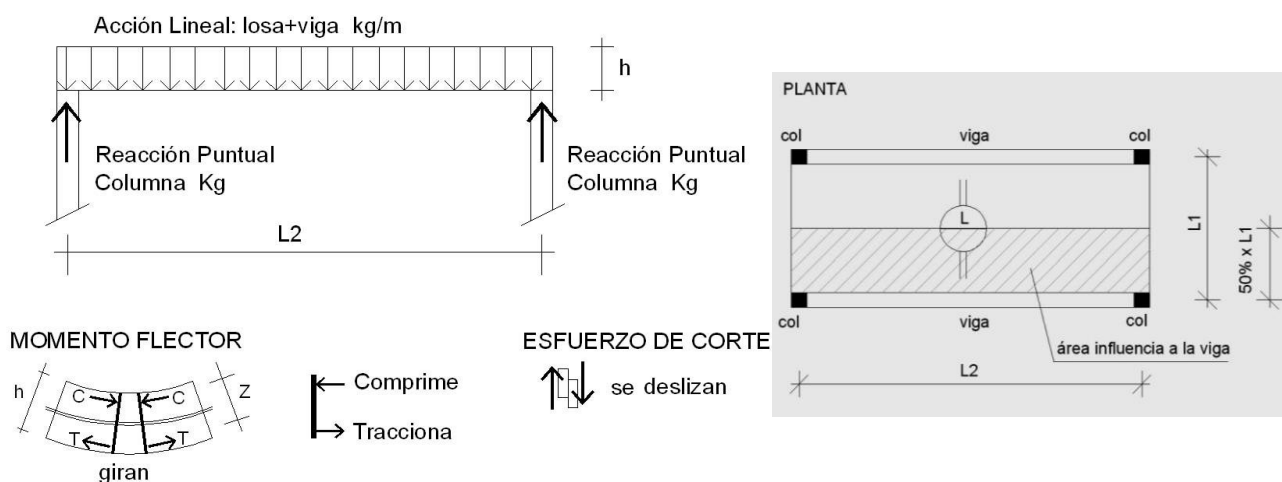
1-A- FLEXION EN LA LOSA



Las losas están sometidas a **cargas en su superficie**, perpendicular a ella, producidas por el peso propio, y las sobrecargas. Por efecto de estas cargas, losa se "curva" hacia abajo, o sea se flexiona, **las fibras superiores tienden a "acortarse" y las inferiores a "alargarse"**.

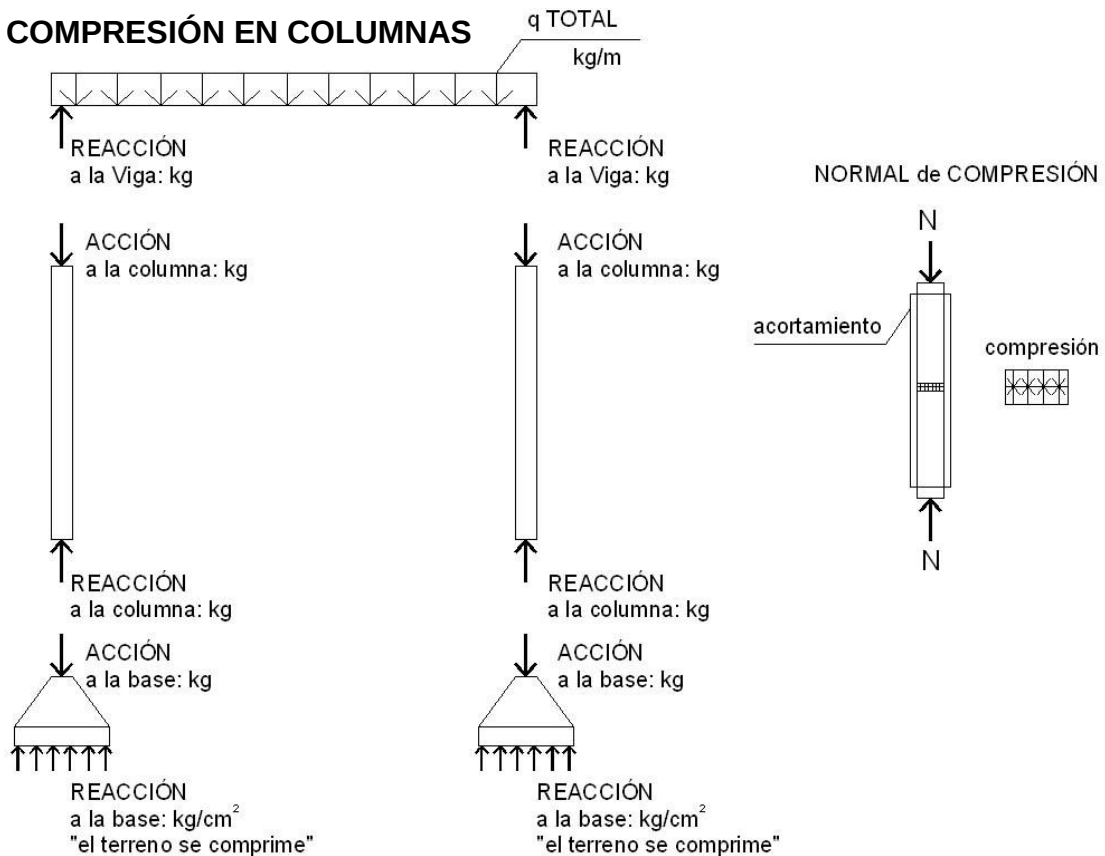
Al ser una superficie, esta flexión se produce en las dos direcciones, flexión en "x" y en "y". Según la relación entre los lados (ly/lx) puede curvarse adoptando una forma cilíndrica o una forma semiesférica.

1-B- FLEXIÓN EN LA VIGA



En las vigas, por ser un elemento tipo barra (la longitud mucho mayor que la altura y el ancho de la sección) si la **carga** actúa como se ve en el gráfico, **perpendicular al eje longitudinal**, este elemento se curva también, a lo largo del eje, con lo cual las **fibras superiores se "acortan" y las inferiores se "alargan"**

1-C- COMPRESIÓN EN COLUMNAS



Las columnas también son elementos tipo barra como las vigas, nada más que reciben las cargas coincidiendo con el eje longitudinal, lo cual produce en estos elementos que **todas las fibras tienen a “acortarse”** de la misma forma, es decir que toda la sección se **comprime**.

Esta compresión es transmitida al terreno o suelo de fundación, mediante una base o fundación, la cual evita que la columna se hunda en el suelo, para lo cual esta se hace más ancha que la columna lo cual permite que se distribuya uniformemente esta compresión en una mayor superficie. El terreno se comprime y responde con una reacción uniformemente distribuida en toda la superficie.

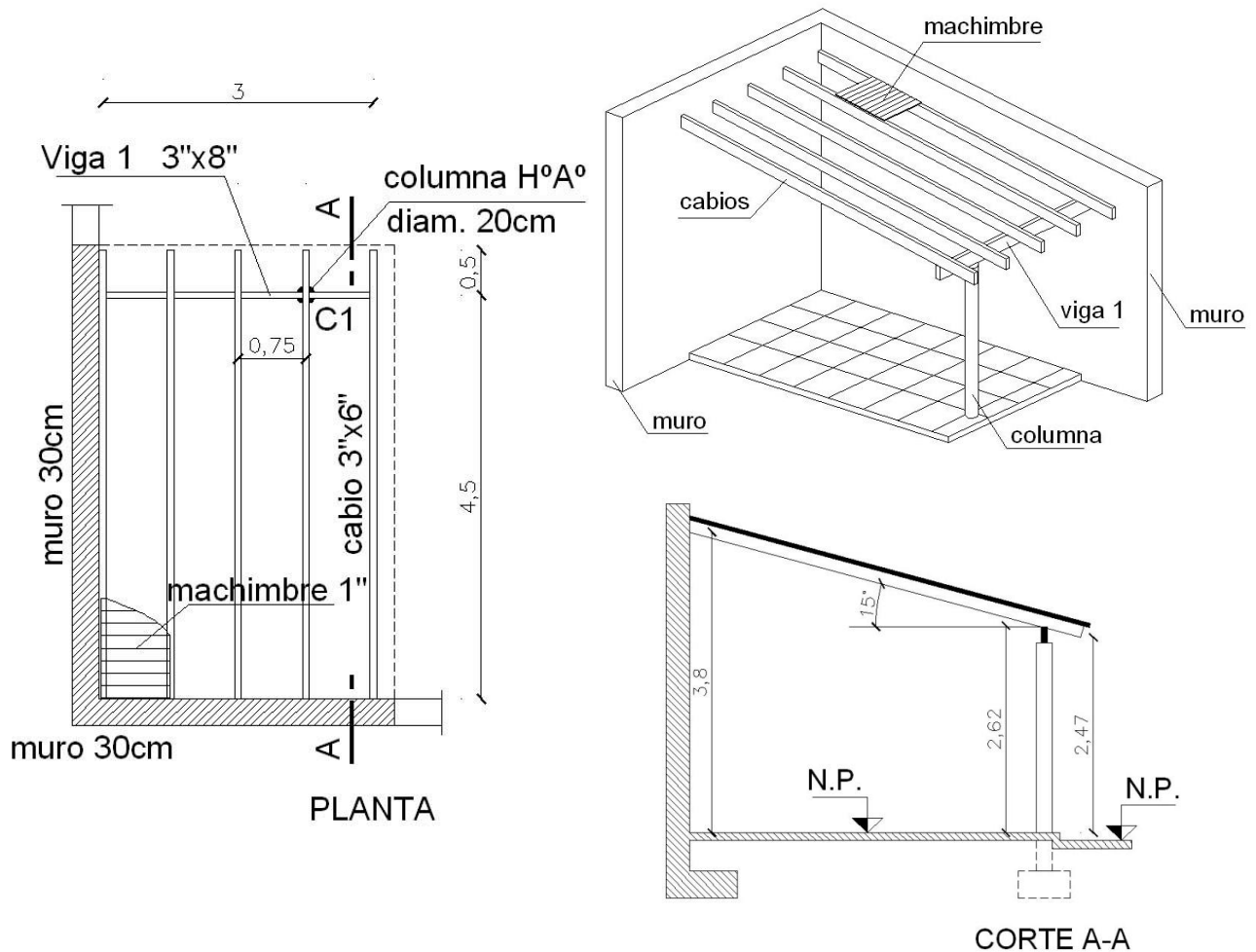
EJEMPLO 2- CÁLCULO DE LAS SOLICITACIONES DE UNA ESTRUCTURA

Para explicar cómo se cuantifican y representan las solicitaciones, trabajaremos sobre un caso concreto, a modo de ejemplo.

Para la siguiente estructura cuya planta, corte y perspectiva se muestran, vamos a determinar:

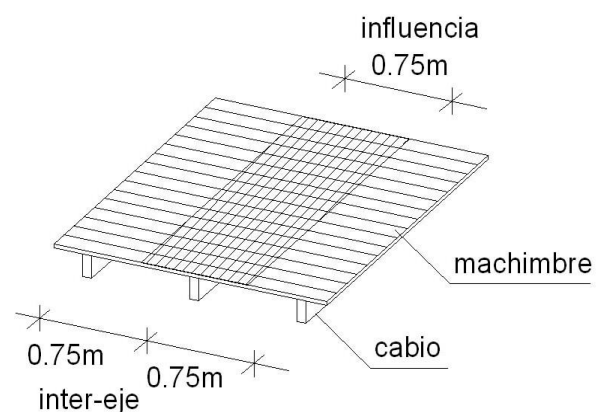
1. Reacciones y solicitaciones de un cabio interior con sus correspondientes diagramas.

2. Reacciones y solicitaciones de la Viga 1 con sus correspondientes diagramas.
3. Solicitaciones sobre la columna C1.



Del análisis de cargas por metro cuadrado de cubierta, ya realizada la combinación de carga permanente y sobrecarga de diseño, resultó una carga máxima

$$q_{\max} = 89 \text{ kg/m}^2$$



1-ANÁLISIS DE CARGA SOBRE EL CABLE

Madera de VIRAPITÁ – $P_e = 962 \text{ kg/m}^3$

Sección cable 4"x6" (0,10 m x 0,15m)

Área de influencia del cable 0,75m

- **Carga sobre el cable = $q_{\max}$ x distancia entre ejes + peso propio**

De cubierta = $89\text{kg/m}^2 \times 0,75\text{m} \dots\dots\dots = 66,75\text{ kg/m}$

Peso Propio del cable = $(0,10\text{m} \times 0,15\text{m} \times 962\text{kg/m}^3) \dots\dots\dots = 14,43\text{ kg/m}$

Total Carga Lineal del Cable = $66,75\text{kg/m} + 14,43\text{kg/m} = 81,18\text{ kg/m}$

Carga en proyección horizontal: $81,18\text{kg/m}$ = **84 kg/m** (q_p)
 $\cos 15^\circ$

- **CÁLCULO DE REACCIONES**

$\Sigma M_A = 0 \rightarrow R_b$

$$84\text{ kg/m} \cdot 4,5\text{ m} \cdot \frac{(4,5)}{2} - R_b \cdot 4,5\text{ m} + 84\text{ kg/m} \cdot 0,5\text{ m} \cdot 4,75\text{ m} = 0$$

$$850,5\text{ kgm} - R_b \cdot 4,5\text{ m} + 199,5\text{ kgm} = 0$$

$$R_b = \frac{1050\text{ kgm}}{4,5\text{ m}} \rightarrow \mathbf{R_b = 233,3\text{ kg}}$$

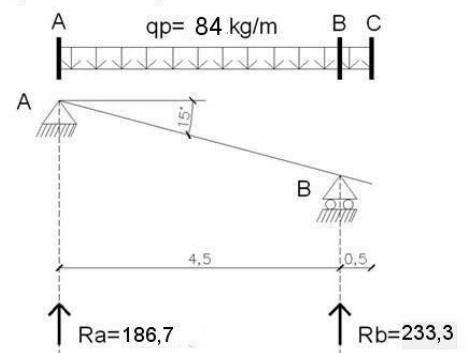
$\Sigma M_B = 0 \rightarrow R_a$

$$R_a \cdot 4,5\text{ m} - 84\text{ kg/m} \cdot 4,5\text{m} \cdot (4,5/2) + 84\text{ kg/m} \cdot 0,5\text{ m} \cdot 0,25\text{ m} = 0$$

$$R_a \cdot 4,5\text{ m} - 850,5\text{ kgm} + 10,5\text{ kgm} = 0$$

$$R_a = \frac{840\text{ kgm}}{4,5\text{ m}} \rightarrow \mathbf{R_a = 186,7\text{ kg}}$$

Diagrama de Carga del Cable



VERIFICACIÓN DEL EQUILIBRIO EXTERNO:

$\Sigma f_y = 0$ **$\Sigma f_y = (84\text{kg/m} \cdot 5\text{ m}) - 186,7\text{ kg} - 233,3\text{ kg} = 0$** VERIFICA

- **CÁLCULO DE LAS SOLICITACIONES DEL CABLE**

A- ESFUERZO DE CORTE

Comenzamos calculando los esfuerzos de corte del cable, para lo cual aplicamos lo que nos indica la definición de esfuerzo de corte en una sección cualquiera:



El Esfuerzo de Corte en una sección cualquiera de un elemento estructural, es igual a la sumatoria de las proyecciones de todas las fuerzas existentes a un costado de la sección (o del otro costado), sobre un plano paralelo a la sección.

Designamos el esfuerzo de corte con la letra **V** (mayúscula). Como sería imposible calcular esfuerzo de corte en cada una de las secciones, resulta muy útil construir un **Diagrama de Esfuerzo de Corte**, de la siguiente

1. A partir del Diagrama de Carga de la viga, se ubican las **secciones significativas**, es decir secciones donde suceda algo notable, ej: reacción, carga puntual.... algo que marque un antes y un después. Se las designa con letras, A,B,C, etc

2. Cada una de esas secciones se analiza antes(a) y después (d) del cambio que allí se produce: antes y después de la reacción, antes y después de la aparición de una carga puntual, antes y después del cambio de valor de una carga distribuida, etc. y vamos calculando el valor del esfuerzo de corte en cada una de esas secciones.

Los valores obtenidos se representan a modo de ordenadas (perpendiculares) en un gráfico a escala llamado Diagrama de Esfuerzos de Corte, que se traza a partir de una línea referencial que tiene exactamente la misma inclinación que la viga analizada.

Los valores de Corte se pueden dibujar hacia arriba o abajo libremente, ej: los positivos arriba del eje de la viga o abajo, es indistinto ya que lo que interesa es el valor de la fuerza.... pero sí es importante que en un mismo diagrama se mantenga la convención elegida.

- Cálculo de Esfuerzos de Corte:

$$V_{Aa} = 0 \text{ kg}$$

$$V_{Ad} = 186,7 \text{ kg} \cdot \cos 15^\circ = \mathbf{180,34 \text{ kg}}$$

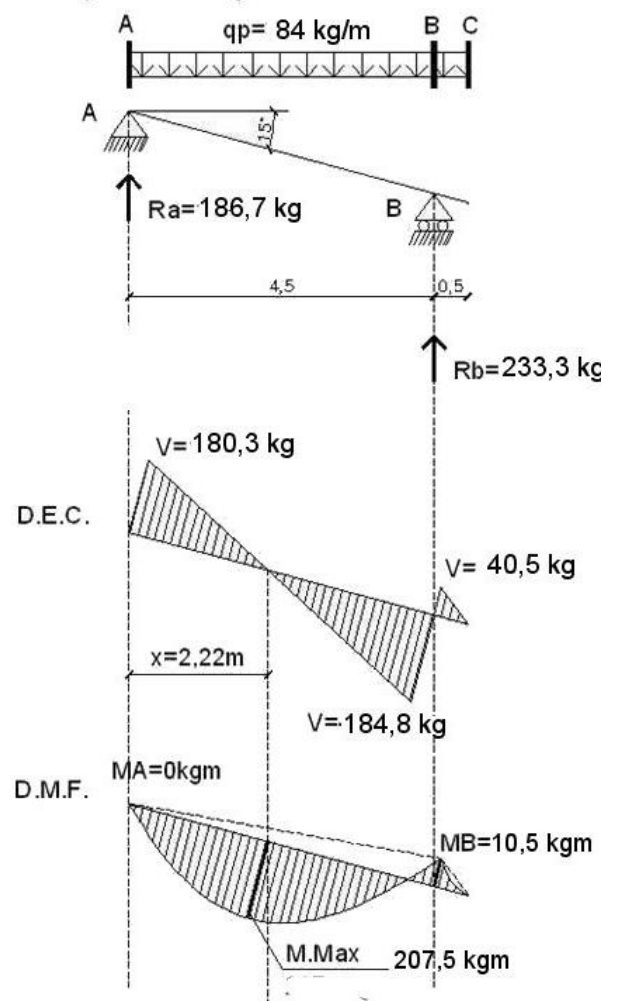
$$V_{Ba} = 186,7 - (84 \text{ kg/m} \cdot 4,5 \text{ m}) \cdot \cos 15^\circ = \mathbf{-184,8 \text{ kg}}$$

$$V_{Bd} = -184,8 \text{ kg} + 233,3 \text{ kg} \cdot \cos 15^\circ = \mathbf{40,55 \text{ kg}}$$

$$V_{Ca} = 40,55 - (84 \text{ kg/m} \cdot 0,5 \text{ m}) \cdot \cos 15^\circ = \mathbf{0 \text{ kg}}$$

$$V_{Cd} = \mathbf{0 \text{ kg}} \quad \text{VERIFICA!!!}$$

Diagrama de Carga del Cabello



Existe una estrecha relación entre el esfuerzo de corte y el momento flector, que nos indica que en las secciones donde **el esfuerzo de corte se hace cero o cambia de signo, hay un momento máximo.**

Esto nos interesa especialmente, ya que, para dimensionar, por lo general, debemos tomar el valor del momento flector máximo, por ello es muy útil saber en qué sección se produce. En el diagrama de esfuerzo de corte del cabio, vemos que hay dos secciones donde se produce este cambio de signo, a 2,22 m del apoyo A y en el apoyo B, donde comienza el voladizo.

B- MOMENTO FLECTOR



El Momento Flector en una sección cualquiera de un elemento estructural, es igual a la sumatoria de los momentos de todas las fuerzas existentes a un costado de la sección (ó al otro costado), con respecto a dicha sección.

Por lo tanto, vamos a calcular los momentos flectores en esas dos secciones aplicando la definición:

- **Momento máximo entre los apoyos**, tomando las fuerzas que están a la izquierda de la sección (podríamos haber tomado, si quisiéramos, las fuerzas de la derecha):

$$M_{max} = 186,7kg \times 2,22m - 84 \frac{kg}{m} \times 2,22m \times \frac{2,22m}{2}$$

$$M_{max} = 414,5kg.m - 207 kg.m$$

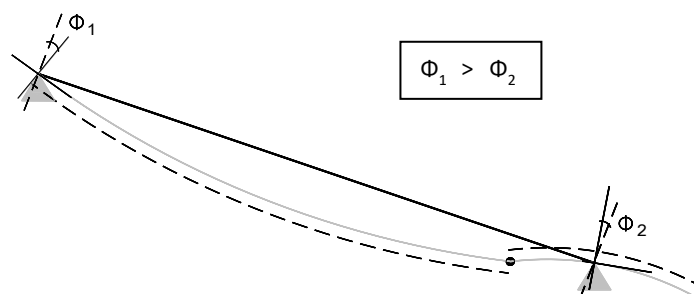
$$M_{max} = 207,5 kgm$$

- **Momento en apoyo B**, máximo para el voladizo, tomando en este caso las fuerzas que están a la derecha, por ser más sencillo:

$$M_B = 84 \frac{kg}{m} \times 0,5m \times \frac{0,5m}{2}$$

$$M_B = 10,5 kg.m$$

El Diagrama de Momentos Flectores se dibuja, generalmente, en relación con la zona en dónde se producen tracciones: por debajo del eje de la viga si las tracciones están por debajo o por arriba del eje si las tracciones están por arriba. Por ello resulta útil, previo a dibujar el diagrama, imaginarse cómo se deformaría (deformada) la viga por efecto de las cargas aplicadas. En el caso del cabio, la deformada sería así:



Vemos, que, por efecto del voladizo, la sección que está sobre el apoyo derecho (B) gira menos que la que está sobre el apoyo izquierdo (A) y que en la zona del apoyo B y del voladizo, la curvatura de la viga cambia de sentido. Por lo tanto, en toda esa zona, las

tracciones originadas por flexión, pasan de estar en el borde inferior a estar en el borde superior de la viga.

El punto en donde se produce este cambio de curvatura, se denomina “punto de inflexión”, y corresponde exactamente a un punto en donde el momento flector vale cero.

(ver el diagrama de momentos flectores del cable y su relación con la deformada graficada).

Ejemplo 3: CÁLCULO DE LAS SOLICITACIONES DE LA VIGA V1

Sección de V1: 13cm x 20cm

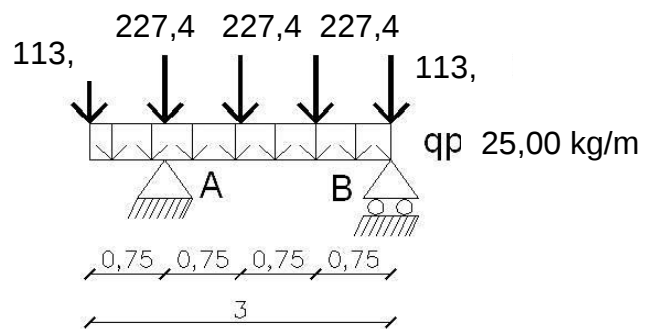
Diagrama de Cargas:

En la V1 hay dos tipos de carga:

uniforme (peso propio viga)

y **puntual** (cables)

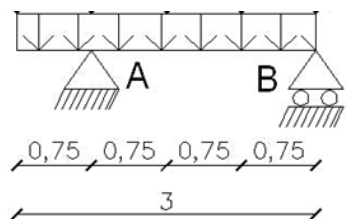
Diagrama de Carga Viga 1: "real"



Dos Alternativas de resolución:

ALTERNATIVA 1:

Transformando las cargas puntuales en una **carga distribuida equivalente**. Esto se puede aplicar siempre y cuando las cargas puntuales NO estén a más de 1m de separación entre ejes, sus valores sean todos iguales y estén separadas equidistantemente. Es un método simplificado de cálculo, para obtener Reacciones, Corte y Momento, y es posible aplicarlo con estas condiciones ya que el efecto que producen las cargas puntuales al estar tan cerca entre sí, es el mismo que si toda la acción fuera uniforme.



ALTERNATIVA 2 Tomando las cargas como están aplicadas realmente, es decir, carga uniforme debido al peso propio y cargas puntuales debido a la acción que los cables hacen sobre la viga V1.

RESOLVEMOS CON CARGA “EQUIVALENTE”

DIAGRAMA DE CARGAS Y REACCIONES

Peso propio de V1 = Area x Pe

• Área (6"x8") $= 0,13m \times 0,20m$
 $= 0,026m^2$

• Pe (peso específico) $= 962 \text{ kg/m}^3$ $q_{pp} =$

Peso Propio de V1 = $(0,03m^2 \times 962 \text{ kg/m}^3) =$

$q_{pp} = 28,9 \text{ kg/m}$

Carga Equivalente de las cargas concentradas de 227,6 kg cada 75 cm (por regla de tres):

cada $0,75 \text{ m} \rightarrow 227,4 \text{ kg}$

cada $1 \text{ m} \rightarrow "q_e"$

Entonces: $q_e = \frac{227,4 \text{ kg}}{0,75 \text{ m}} =$

$303,2 \text{ kg/m}$

La carga distribuida total sobre la V1 resulta.

Peso propio V1 + q equivalente = D.E.C.

$303,2 + 25 = 329 \text{ kg/m}$

CÁLCULO DE REACCIONES

$\Sigma M_A = 0 \rightarrow R_B$

$$-R_B \times 2,25 \text{ m} + 329 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 2,25 \text{ m} \times \frac{2,25 \text{ m}}{2}$$

$$- 329 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 0,75 \text{ m} \times \frac{0,75 \text{ m}}{2} = 0$$

$$-R_B \times 2,25 \text{ m} + 832,8 \text{ kg} \cdot \text{m} + 92,53 \text{ kg} \cdot \text{m} = 0$$

$$-R_B \times 2,25 \text{ m} = -740,27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$R_B = \frac{-740,27 \text{ kg} \cdot \text{m}}{-2,25 \text{ m}}$$

$R_B = 329 \text{ kg}$

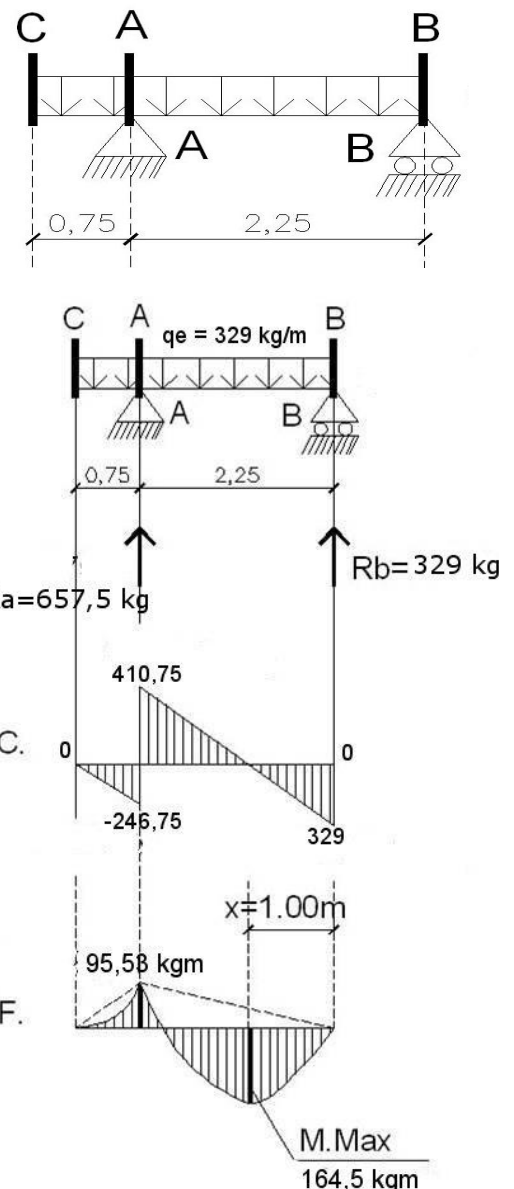
$\Sigma M_B = 0 \rightarrow R_A$

$$329 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 0,75 \text{ m} \times 2,62 \text{ m} + R_A \times 2,25 \text{ m} - 329 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 2,25 \text{ m} \times \frac{2,25 \text{ m}}{2} = 0$$

$$-646,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + R_A \times 2,25 \text{ m} - 832,8 \text{ kg} \cdot \text{m} = 0$$

$$R_A = \frac{1479,3 \text{ kg} \cdot \text{m}}{-2,25 \text{ m}}$$

$R_A = 657,5 \text{ kg}$



VERIFICACIÓN DEL EQUILIBRIO EXTERNO:

$$\sum F_y = 0$$

$$329 \frac{kg}{m} \times 3m - 329 kg - 657,5 kg \cong \quad \text{Verifica}$$

(la pequeña diferencia se debe a los redondeos decimales en los cálculos)

- CÁLCULO DE LAS SOLICITACIONES DE LA VIGA V1**

Recordemos: marcar secciones notables en el diagrama de cargas y analizar “antes y después” de cada una de ellas, en orden (ej: de izquierda a derecha).

$$V_C = 0 \text{ kg}$$

$$V_{Ai} = -329 \text{ kg/m} \cdot 0,75 \text{ m} = -246,75 \text{ kg}$$

$$V_{Ad} = -246,75 \text{ kg} + 657,5 \text{ kg} = 410,75 \text{ kg} \quad V_{Bi} = 410,75 \text{ kg} - 329 \text{ kg/m} \cdot 2,25 \text{ m} = -$$

$$329,5 \text{ kg} \quad V_{Bd} = -329,5 \text{ kg} + 329 \text{ kg} \approx 0 \text{ Kg}$$

VERIFICA

Donde el Esfuerzo de Corte cambia de signo se encuentra el momento máximo, en esa sección el corte es igual a cero, por ello, para determinar “x” podemos plantear:

$$\text{Esfuerzo de Corte en “x”} = 0$$

Tomando las fuerzas de la derecha, por ejemplo, será:

$$329 \text{ kg} - 329 \cdot x = 0$$

$$\text{Despejando } x = 1 \text{ m}$$

Tomamos entonces momento flector a 1 m del apoyo B, y éste será el momento flector máximo en **el tramo**:

$$M_{max} = -329 \text{ kg} \times 1m + 329 \frac{kg}{m} \times 1m \times \frac{1m}{2}$$

$$M_{max} = 164,5 \text{ kg.m}$$

Momento en el **voladizo**:

$$M_{vol} = 329 \frac{kg}{m} \times 0,75m \times \frac{0,75m}{2} = 95,53 \text{ kg.m}$$

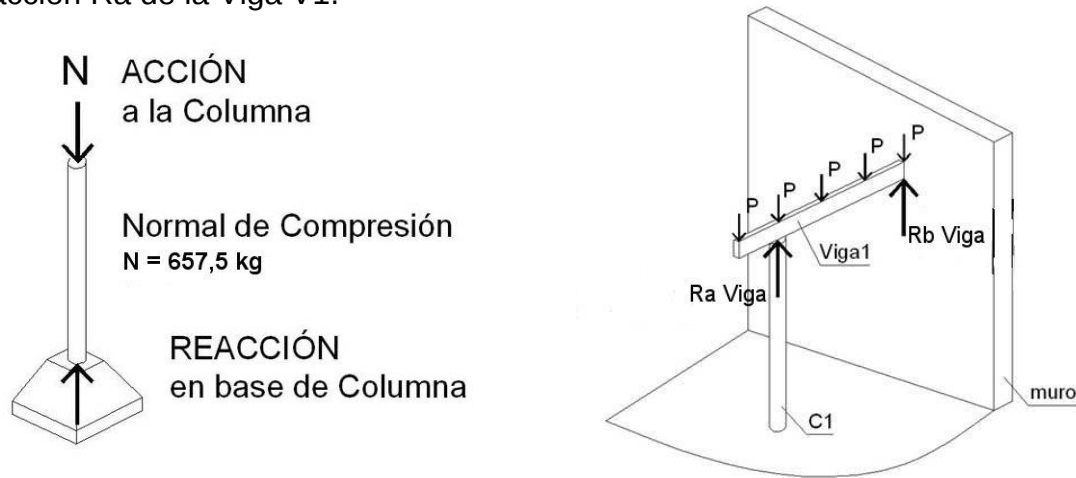
- SOLICITACIONES DE COLUMNA C1**

La Viga 1 encuentra sus reacciones en un muro de mampostería de 30 cm y en una columna de 20 cm de diámetro.

La reacción Ra de la viga es acción en la columna C1.

Se considera carga AXIAL o NORMAL en la columna, cuando la fuerza está centrada y es paralela al eje longitudinal del elemento.

La columna tiene un Esfuerzo Axial o Normal de valor = 657,5 kg es decir, el valor de la reacción Ra de la Viga V1.



Recordando la definición de Esfuerzo Normal:



Esfuerzo Normal en una sección cualquiera de un elemento estructural, es igual a la sumatoria de las proyecciones de todas las fuerzas existentes a un costado de la sección (ó del otro costado), sobre un eje perpendicular a la sección.

Ahora podemos calcular los esfuerzos normales del cabio de nuestro ejemplo:

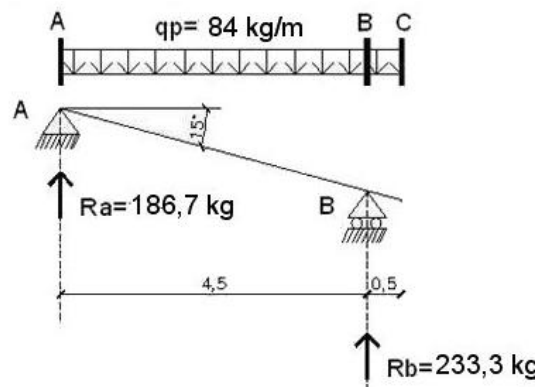
$$N_{Aa} = 0 \text{ kg}$$

$$N_{Ad} = 186,7 \text{ kg} \cdot \sin 15^\circ = 48,32 \text{ kg}$$

$$N_{Ba} = 48,32 - (84 \text{ kg/m} \cdot 4,5 \text{ m}) \cdot \sin 15^\circ = -49,5 \text{ kg}$$

$$N_{Bd} = -49,5 \text{ kg} + 233,3 \text{ kg} \cdot \cos 15^\circ = 10,88 \text{ kg}$$

$$N_C = 10,88 - (84 \text{ kg/m} \cdot 0,5 \text{ m}) \cdot \cos 15^\circ = 0 \text{ kg}$$



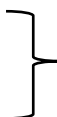
CAPITULO 4: DEFORMACIONES

4-1. INTRODUCCIÓN

El diseño arquitectónico es ideado a partir de un proceso proyectual en donde intervienen distintas condicionantes de implantación, funcionales, culturales, formales y tecnológicas, podemos deducir entonces que dentro de este última la variable estructural juega un rol importante para determinar la materialización futura del proyecto.

En la concepción de sistema estructural más adecuado y eficiente para la propuesta arquitectónica debemos ir precisando que tipo estructural adoptar, cuáles serán los diferentes componentes que van a conformarlo. Para ello es necesario que dichas decisiones se hagan con algún criterio fundado sobre la base de conocimientos técnicos y científicos, sobre todo de las características de cada MATERIAL y de la importancia de disponerlo correctamente mediante la FORMA GEOMÉTRICA con la que daremos dimensión a cada uno de sus elementos de acuerdo al esfuerzo al que estén sometidos.

Teniendo en cuenta:

- Cargas aplicadas
 - Vínculos o apoyos
- 

A partir de allí tendremos que encontrar y definir:

- Material
- Forma seccional (dimensiones)

4-2. MATERIALES

Los materiales influyen en el comportamiento estructural, porque son más o menos deformables, y porque tienen mayor o menor resistencia, también porque transmiten más o menos los cambios térmicos, estas características de los materiales se denominan CARACTERÍSTICAS MECANICAS, propias de su estructura molecular.

Una de las características mecánicas más importantes de un material es la Rigidez o capacidad de deformarse sin romperse. Existen dos tipos de comportamientos posibles:

COMPORTAMIENTO ELÁSTICO

El material se deforma por acción de una fuerza, pero al retirarse esta el material recupera su forma original.

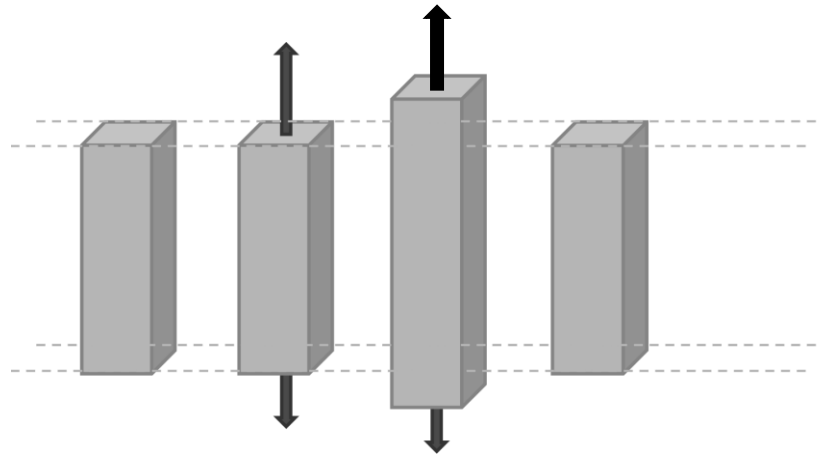


Fig. 4-1. Comportamiento elástico de una barra traccionada

COMPORTAMIENTO PLÁSTICO

El material se deforma por acción de una fuerza, pero al retirarse esta el material recupera en parte su forma original, pero queda con alguna deformación permanente.

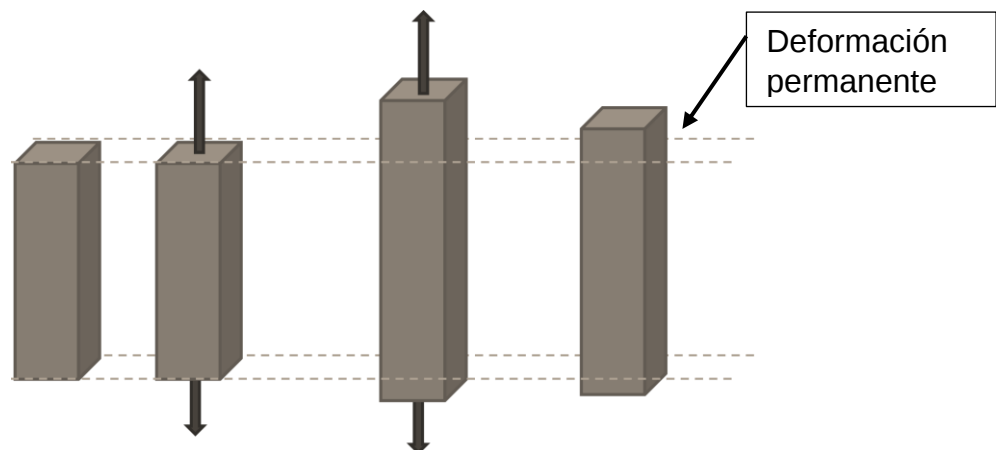


Fig. 4-2. Comportamiento plástico de una barra traccionada

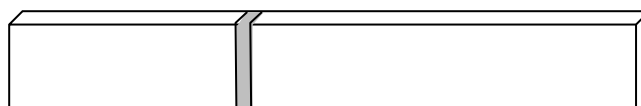
Será necesario entonces tener conocimientos sobre comportamiento de materiales en general y la influencia de las formas, para poder introducirnos luego al estudio de los principales materiales estructurales.

4-3. TENSIÓN Y DEFORMACIÓN ESPECÍFICA

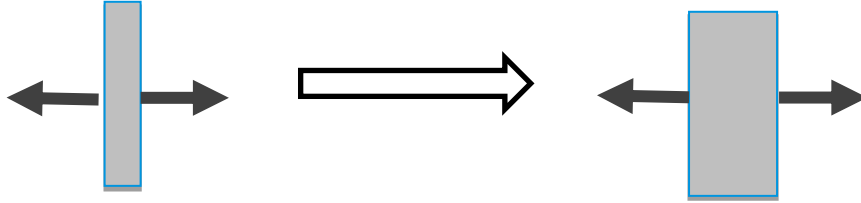


Cada SOLICITACION (Momento flector, Corte, Tracción o Compresión) le produce a una sección deformaciones diferentes.

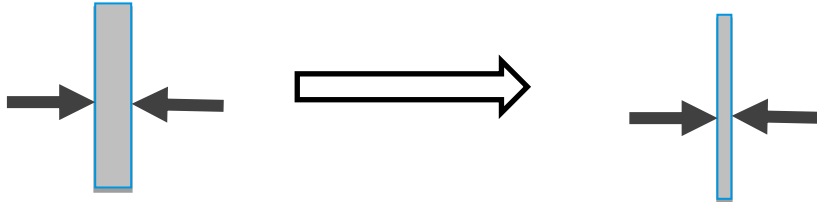
Vamos a analizar que le sucede a una sección de un elemento estructural como el que vemos en la imagen:



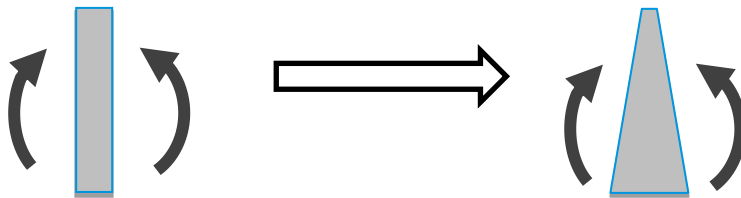
- Si la sollicitación es de **TRACCION** todas las fibras de la sección se **ESTIRAN**



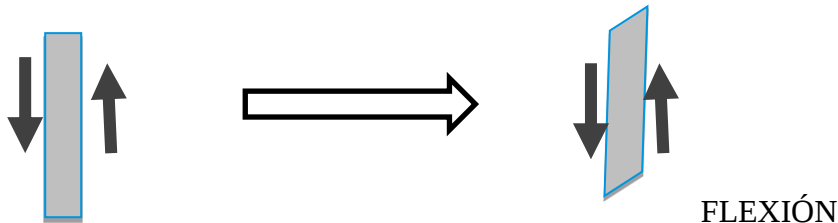
Si la sollicitación es de **COMPRESION** todas las fibras de la sección se **ACORTAN**



- Si la sollicitación es de **FLEXION** algunas fibras se **ESTIRAN** y otras se **ACORTAN**



- Si la sollicitación es de **CORTE** todas las fibras de la sección se **DESPLAZAN UNAS RESPECTO DE LAS OTRAS**



4-3.1. EL MATERIAL ¿Cómo puede influir el material en estas deformaciones?

Es fácil comprender que si el elemento propuesto es de GOMA o de PIEDRA la fuerza que hay que hacer para producir estas deformaciones es diferente.

En el caso de la GOMA con pequeños esfuerzos lograríamos grandes deformaciones y podríamos alcanzar grandes deformaciones antes de la rotura (tiene un comportamiento de baja resistencia, pero muy elástico).

Si pensamos en la piedra hay que aplicar fuerzas muy superiores para producir una deformación, pero una vez que se deforma, con poco esfuerzo más ya se rompe (tiene un comportamiento con elevada resistencia, pero frágil)

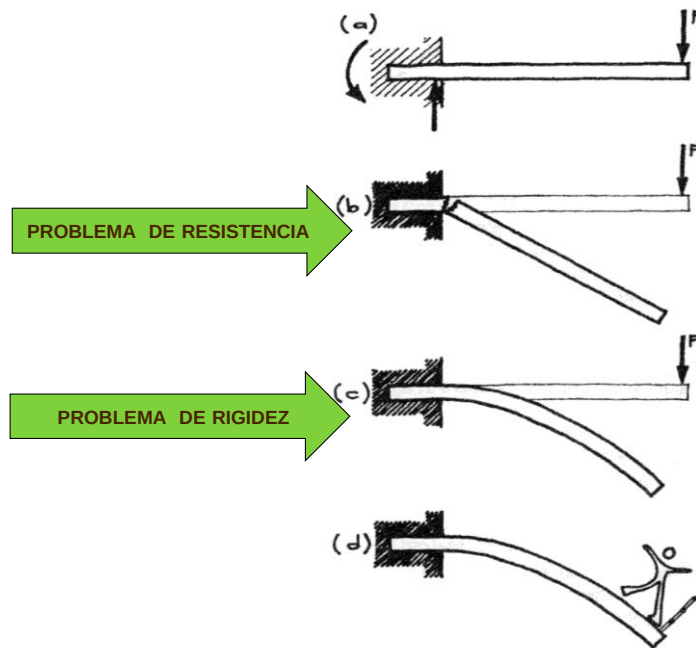


Fig. 4-3. Resistencia vs rigidez¹⁰

Los materiales estructurales comunes tienen un comportamiento intermedio, ni tan deformables ni tan frágiles. Los que estudiaremos son: HORMIGON ARMADO, MADERA y ACERO.

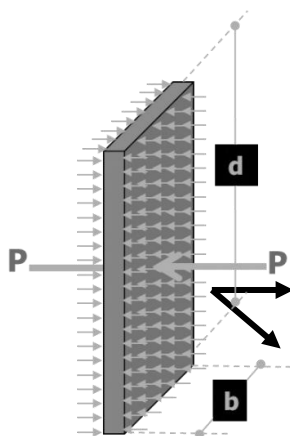
Para interpretar mejor el comportamiento de los diferentes materiales estructurales vamos a repasar algunos conceptos que nos permitan hacer un análisis de sus capacidades resistentes y rigideces y compararlos entre sí.

4-3.2. TENSIÓN



Es la relación entre la fuerza aplicada y el área en el cual se aplica.

Consideremos la fuerza P aplicada en una superficie A , de ancho b y altura d .



La tensión F será: $F = \frac{P}{A} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$

La tensión se representa con las letras: σ o F o f

Donde $A = b \cdot d$ (área de la sección)

Es decir que, Si aumenta la fuerza P , aumenta la tensión F
Si disminuye el área A también aumenta la tensión

Fig. 4-4. Tensión-fuerza aplicada en un área

¹⁰ Imágenes y gráficos del libro "Intuición y razonamiento en el diseño estructural" del Prof. Arq. Daniel Moisset de Espanés

La **capacidad resistente** de un material se expresa muchas veces como una tensión considerando que si la tensión que producen las fuerzas aplicadas supera la tensión que es capaz de resistir el material, entonces se produciría la falla.

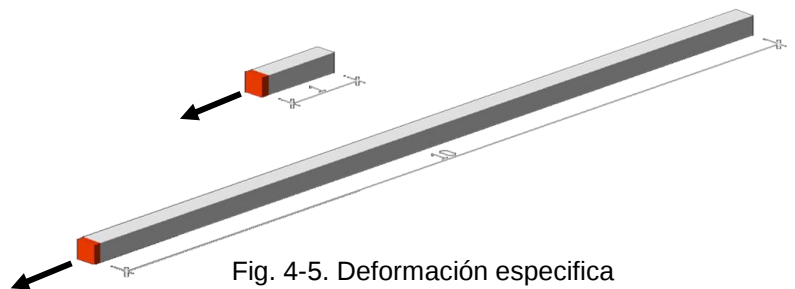
4-3.3. DEFORMACIÓN ESPECÍFICA



Se denomina DEFORMACION ESPECÍFICA a la deformación por unidad de longitud.

Que representa LO QUE SE DEFORMA una pieza EN RELACION A LA LONGITUD INICIAL DEL ELEMENTO

Vemos lo que sucede con estas dos barras, la longitud original (L_0) de una de ellas es 1m y la otra 10 m, las dos con la misma sección.



Al aplicarle una fuerza P , ambas se estiran la misma longitud $\Delta L = 1\text{cm} = 0,01\text{m}$.

El estiramiento absoluto $\Delta L = 1\text{cm} = 0,01\text{m}$ es el mismo, pero en la barra de menor longitud resulta más significativo que en la barra larga (si estuviéramos viendo esta experiencia nos parecería que la barra pequeña se estira más que la otra), esto es porque la

DEFORMACION ESPECIFICA ES MAS GRANDE EN LA BARRA MAS CORTA

Podemos expresar la Deformación Específica como la relación entre la deformación y la longitud inicial: $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$

¿Qué unidades tiene esta Deformación?

La deformación específica resulta adimensional, es decir no tiene dimensión, porque según podemos observar el numerador es una longitud (m, cm, mm, etc.) y el denominador también.

Una manera de expresarla es en forma de porcentaje.

En el ejemplo de las barras que planteábamos las deformaciones específicas serían

$$\text{Barra 1} \quad \varepsilon = \frac{0,01 \text{ m}}{1 \text{ m}} \text{ ó } \frac{1 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} = 0,01 = 1\%$$

$$\text{Barra 2} \quad \varepsilon = \frac{0,01 \text{ m}}{10 \text{ m}} \text{ ó } \frac{1 \text{ cm}}{1000 \text{ cm}} = 0,001 = 0,1\%$$

4-3.4. DIAGRAMAS TENSIÓN / DEFORMACIÓN

Para determinar el comportamiento de los materiales frente a las cargas se hacen ensayos y se representan los resultados en gráficos que permiten interpretarlos.

Estos ensayos se realizan a los materiales en laboratorios, con probetas normalizadas (es decir con medidas específicas). Básicamente, estos ensayos consisten en aplicar fuerzas cada vez más grandes a las probetas y medir el estiramiento o acortamiento producido con cada una de estas fuerzas. Se puede calcular así la tensión resultante (dividiendo cada fuerza aplicada por el área de la probeta) y la deformación específica, ya que se conoce la longitud inicial L_0 de la probeta.

Estos valores obtenidos para cada probeta se representan en un diagrama donde se relacionan las tensiones resultantes con las deformaciones específicas que se producen en el elemento.



Todos los diagramas presentan una **zona ELÁSTICA** donde las **deformaciones son proporcionales a las tensiones** y donde al retirarse la fuerza el elemento vuelve a su forma original sin deformación.

A esta zona sigue una **zona PLÁSTICA** donde al incrementarse la tensión aparecen deformaciones permanentes de forma que si se retira la fuerza aplicada el elemento ya no vuelve a su forma original y solo recupera parte de esta, quedando con algunas deformaciones permanentes.

Por último, la zona de **ROTURA** donde el material colapsa.

Todos los materiales presentan este comportamiento, pero en alguno la zona Elástica es más pronunciada que en otros donde esta zona es muy pequeña y casi inexistente. Al estudiar más adelante la capacidad resistente de cada uno veremos cómo aprovechar estas propiedades mecánicas en el diseño estructural.

Vemos aquí los diagramas de tres de los materiales de uso más frecuentes en la construcción actual:

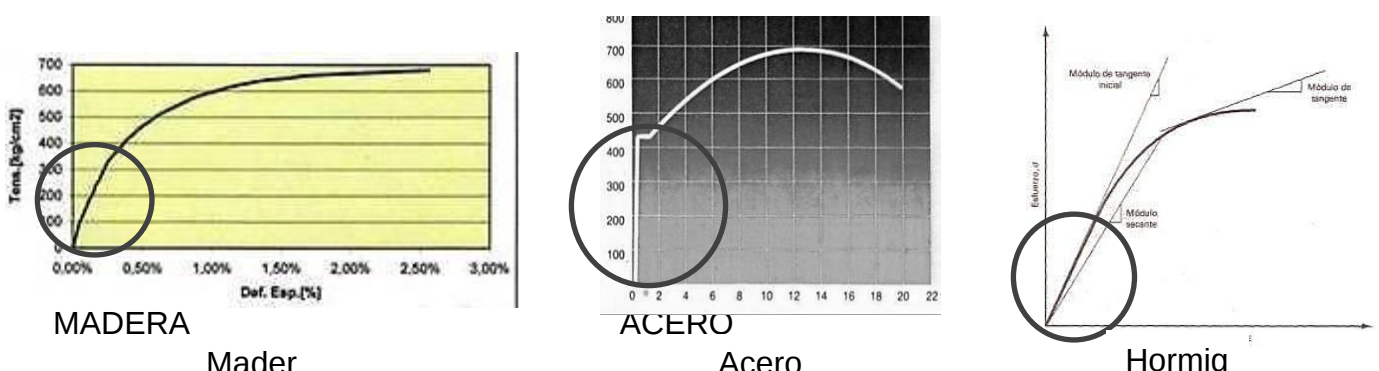


Fig. 4-6. Diagramas de Tensión-Deformación para diferentes materiales

Podemos observar que son parecidos en su forma, pero tienen valores muy distintos en cuanto a las tensiones que puede soportar cada material y las deformaciones que pueden soportar sin romperse.

Comparativamente:

En todos los materiales tenemos una zona elástica, marcada con un círculo en los tres gráficos primeros, en esa zona se cumple la LEY DE HOOKE (Robert Hooke – físico y astrónomo – Siglo XV), que dice:



Dentro del período elástico, las tensiones F , son directamente proporcionales a las deformaciones ϵ .

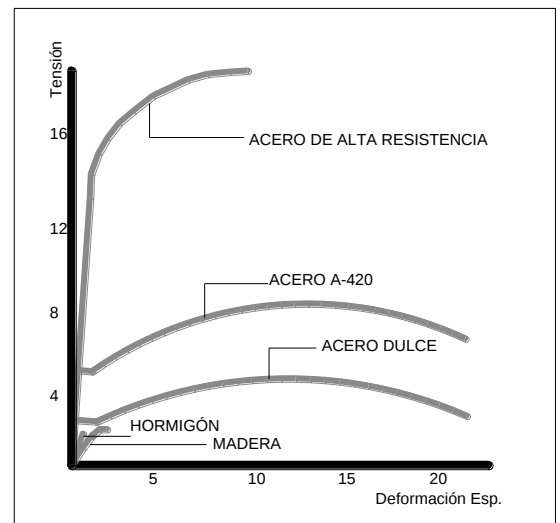


Fig. 4-7. Comparación diagramas Tensión - Deformación

La razón de esta proporcionalidad fue enunciada por primera vez por Thomas Young (Siglo XVIII) y se denomina **MÓDULO DE ELASTICIDAD** ó Módulo de Young.

$$E = \frac{F}{\epsilon} (kg/cm^2)$$

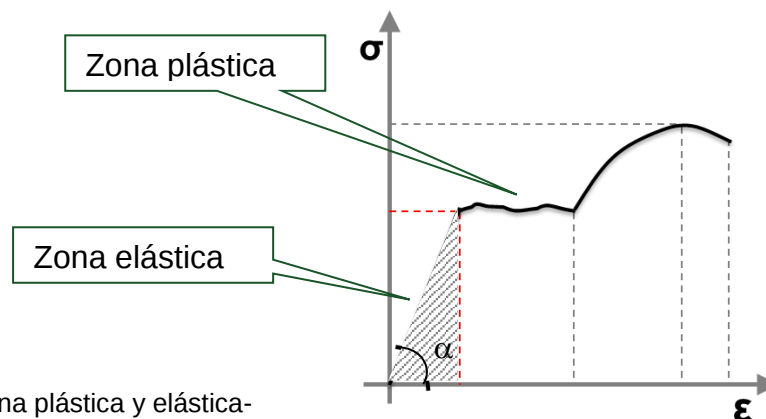


Fig. 4-8. Ejemplo de zona plástica y elástica- Diagrama esquemático de Tensión - Deformación ACERO

4-3.5. MÓDULO DE ELASTICIDAD (E)



Es la magnitud que representa la rigidez propia de cada material frente a esfuerzos axiales o flectores, independientemente de la forma, el tamaño y los vínculos de la pieza estructural.

Es una característica **MECÁNICA del material**.

- Cada material tiene su correspondiente módulo de elasticidad E .
- Cuanto mayor sea E , significa que el material es menos deformable.
- Cuanto menor sea E , significa que el material es mas deformable.

En el grafico el módulo E representa la inclinación de las líneas rectas que identifican la zona elástica del material, es decir que “a mayor módulo de elasticidad E la inclinación de la recta es mayor y el material menos deformable” (ejemplo Acero) y “a menor módulo de elasticidad E la inclinación de la recta es menor y el material es más deformable” (ejemplo: MADERA).

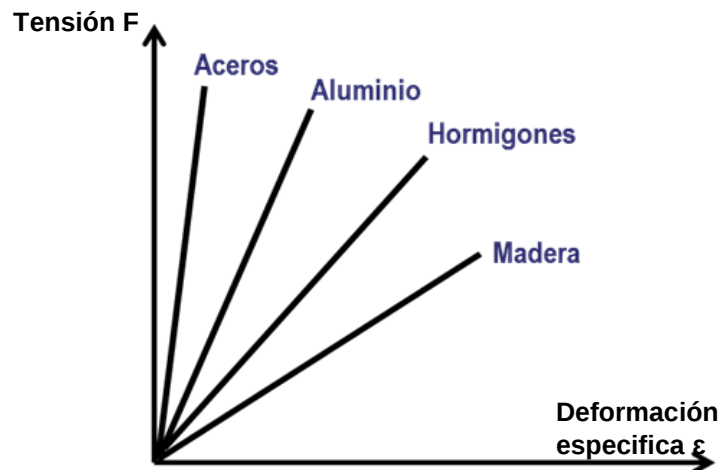


Fig. 4-9. Comparación zona elástica diferentes materiales

4-3. FORMA SECCIONAL

Los materiales influyen en el comportamiento estructural, pero además de esto, también es importante la forma que tenga la sección del elemento estructural, estas características que dependen de la geometría de la sección se denominan CARACTERISTICAS O PARAMETROS GEOMETRICOS de la sección.

4-3.1. ÁREA O SUPERFICIE

Entre los parámetros geométricos el que más comúnmente se utiliza es el AREA. Cada forma tiene una expresión matemática que permite calcular la superficie que corresponde a esa forma, y podemos intuitivamente afirmar que “a mayor área tendríamos mayor resistencia porque tenemos mas material” y eso resulta en muchos casos correcto. Pero a veces la disposición de la superficie es más importante que la cantidad de material involucrado, y nos encontramos con que tenemos MAYOR AREA, ¡¡¡¡¡PERO...contrariamente a lo esperado LA CAPACIDAD DEL ELEMENTO PARA RESISTIR CARGAS SIN ROMPERSE O SIN DEFORMARSE EXCESIVAMENTE ES MENOR!!!!

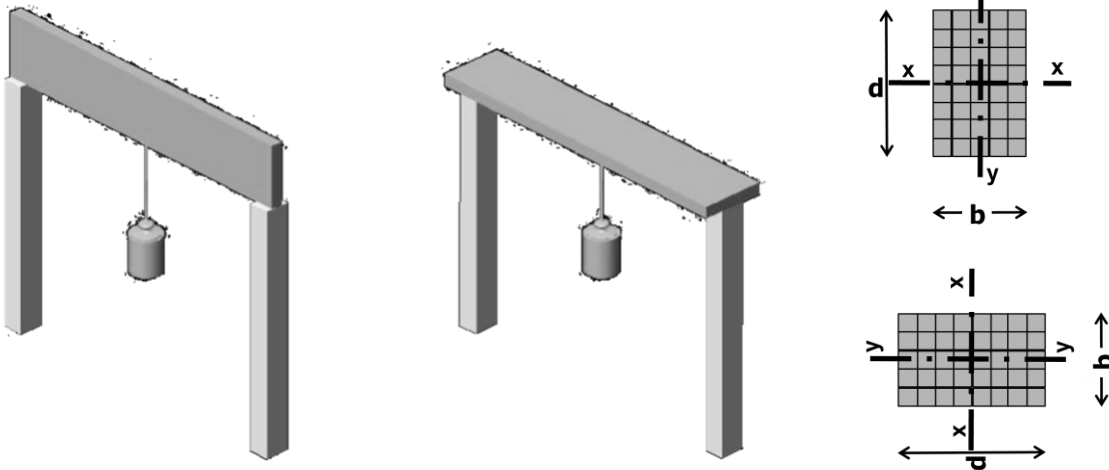


Fig. 4-10.

En la figura 4-10 se puede ver claramente lo que se expresó en el párrafo anterior, porque intuitivamente nos damos cuenta que la misma sección se comportara mejor o peor frente a la carga colgada según como se coloque la forma de la viga, y nos damos cuenta fácilmente que si la altura mayor de la sección se coloca en forma vertical se va a deformar menos que si se coloca en forma horizontal.

4-3.2. MOMENTO DE INERCIA

Es decir que **el material influirá en cómo se deforma una barra**, pero además **influirá la forma** que tenga la sección y **como se utiliza esa forma**.

La disposición del material de la sección modifica la capacidad de deformarse y la resistencia del elemento estructural y es una propiedad o **parámetro geométrico** denominado **MOMENTO DE INERCIA**

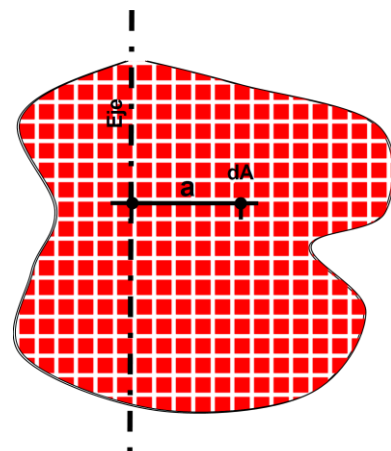


Se llama Momento de Inercia de una superficie elemental dA , con relación a un eje, al producto de esta superficie elemental por el cuadrado de su distancia al eje:

$$I_i = a^2 \cdot dA$$

Si subdividimos la superficie en pequeñas superficies iguales de area “a” y calculamos cada uno de los productos de esas áreas por sus respectivas distancias a un eje, la suma de todos esos productos es el **MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION TOTAL RESPECTO A ESE EJE**.

Lo cual nos indica que alejando material del eje el momento de inercia es mayor, y la sección tendrá mayor “INERCIA” a deformarse respecto a ese eje.



En FLEXION nos interesa la INERCIA A FLEXIONARSE del elemento. Es por eso que nos interesa definir EJES DE FLEXION o EJES PRINCIPALES que son los que definen la MAYOR O MENOR INERCIA DE LA SECCION

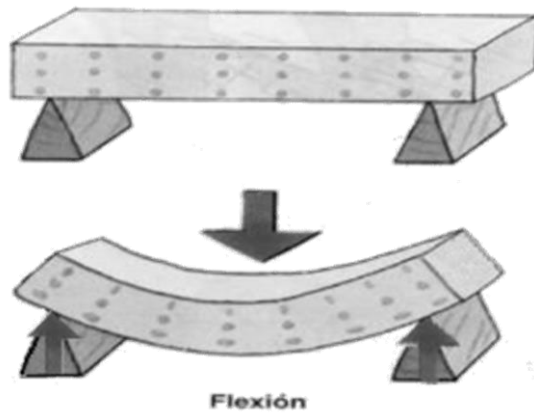
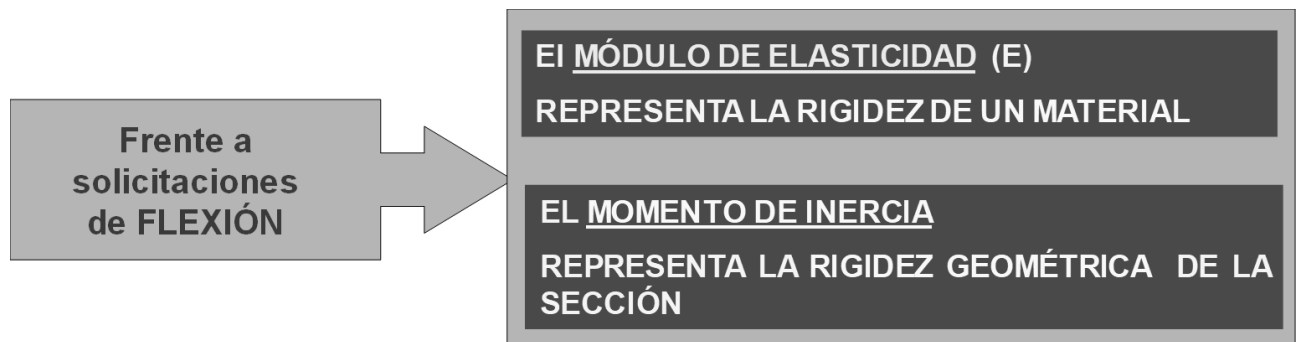


Fig. 4-11. inercia en flexión

- Sintetizando entonces:



4-3.3. CÁLCULO DE MOMENTO DE INERCIA

En el caso de figuras sencillas el momento de Inercia de la sección respecto a los ejes principales que pasan por el centro de gravedad se encuentran ya representados por formulas simples que les dejamos aquí para que las puedan usar:

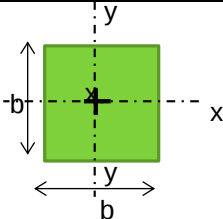
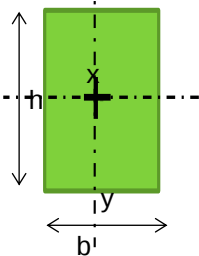
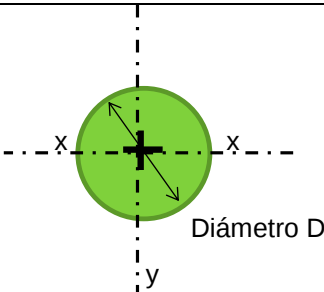
FORMA GEOMETRICA	AREA	MOMENTO DE INERCIA RESPECTO A "x" I_x	MOMENTO DE INERCIA RESPECTO A "y" I_y
	$A = b \cdot b = b^2$	$I_x = \frac{b^4}{12}$ $I_x = I_y$	$I_y = \frac{b^4}{12}$
	$A = b \cdot h$	$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$ $I_x \text{ distinto } I_y$	$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$
	$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$	$I_x = \frac{\pi \cdot D^4}{64}$ $I_x = I_y$	$I_y = \frac{\pi \cdot D^4}{64}$

Fig. 4-12. Tablas de parámetros geométricos de formas simples

En algunos casos especiales, tales como las **secciones de acero**, considerando que este material es muy pesado (7800kg/m^3) y además de elevado precio, se utilizan secciones que tienen el máximo aprovechamiento de la inercia con el menor peso posible, por ello se hacen secciones con formas diferentes, alejando material del eje de flexión.

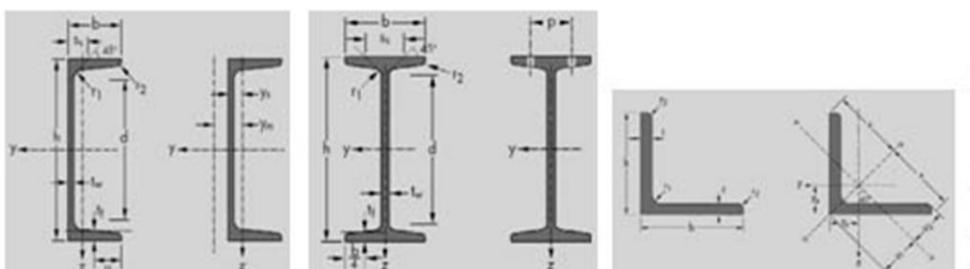
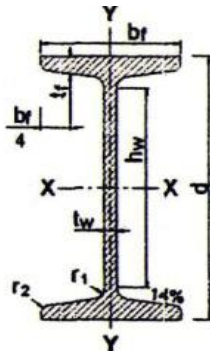


Fig. 4-12. Secciones de acero

Para simplificar el cálculo en estos casos se proveen tablas donde se encuentran sintetizadas los parámetros geométricos de las secciones:



Ag = Área bruta de la sección transversal.

I = Momento de Inercia de la sección.
respecto de los ejes principales.

$r = \sqrt{I/A}$ Radio de giro .

S = Módulo resistente elástico de la sección

Q = Momento estático de media sección.

Z = Módulo plástico de la sección.

Designación	Dimensiones						Relaciones		Ag	Peso	X - X					Y - Y					
	d	bf	tf	hw	tw=r ₁	r ₂	bf/2tf	hw/tw			I _x	S _x	r _x	Q _x	Z _x	I _y	S _y	r _y	Q _y	1,5.S _y	Z _y
	mm	mm	mm	mm	mm	mm					cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ³	cm ³
80	80	42	5,9	59	3,9	2,3	3,56	15,1	7,57	5,94	77,8	19,5	3,20	11,4	22,8	6,29	3,00	0,91	2,46	4,50	4,93
100	100	50	6,8	75	4,5	2,7	3,68	16,7	10,6	8,34	171	34,2	4,01	19,9	39,8	12,2	4,88	1,07	4,02	7,32	8,04
120	120	58	7,7	92	5,1	3,1	3,77	18,0	14,2	11,1	328	54,7	4,81	31,8	63,6	21,5	7,41	1,23	6,12	11,12	12,24
140	140	66	8,6	109	5,7	3,4	3,84	19,1	18,2	14,3	573	81,9	5,61	47,7	95,4	35,2	10,7	1,40	8,85	16,05	17,70
160	160	74	9,5	125	6,3	3,8	3,89	19,8	22,8	17,9	935	117	6,40	68,0	136	54,7	14,8	1,55	12,28	22,20	24,55
180	180	82	10,4	142	6,9	4,1	3,94	20,6	27,9	21,9	1450	161	7,20	93,4	187	81,3	19,8	1,71	16,50	29,70	33,00
200	200	90	11,3	159	7,5	4,5	3,98	21,2	33,4	26,2	2140	214	8,00	125	250	117	26,0	1,87	21,58	39,00	43,16
220	220	98	12,2	176	8,1	4,9	4,02	21,7	39,5	31,1	3060	278	8,80	162	324	162	33,1	2,02	27,61	49,65	55,21
240	240	106	13,1	192	8,7	5,2	4,05	22,1	48,1	36,2	4250	354	9,59	206	412	221	41,7	2,20	34,68	62,55	69,37
260	260	113	14,1	208	9,4	5,6	4,01	22,1	53,3	41,9	5740	442	10,4	257	514	288	51,0	2,32	42,56	76,50	85,11
280	280	119	15,2	225	10,1	6,1	3,91	22,3	61,0	47,9	7590	542	11,1	316	632	364	61,2	2,45	51,07	91,80	102,1
300	300	125	16,2	241	10,8	6,5	3,86	22,3	69,0	54,2	9800	653	11,9	381	762	451	72,2	2,56	60,29	108,3	120,6
320	320	131	17,3	258	11,5	6,9	3,79	22,4	77,7	61,0	12510	782	12,7	457	914	555	84,7	2,67	70,96	127,1	141,9
340	340	137	18,3	274	12,2	7,3	3,74	22,5	86,7	68,0	15700	923	13,5	540	1080	674	98,4	2,80	82,35	147,6	164,7
360	360	143	19,5	290	13,0	7,8	3,67	22,3	97,0	76,1	19610	1090	14,2	638	1276	818	114	2,90	95,96	171,8	191,9
380	380	149	20,5	306	13,7	8,2	3,63	22,3	107	84,0	24010	1260	15,0	741	1482	975	131	3,02	109,8	196,4	219,6
400	400	155	21,6	323	14,4	8,6	3,59	22,4	118	92,4	29210	1460	15,7	857	1714	1160	149	3,13	125,5	223,5	251,0

Altura total
De
diferentes
secciones

Área total
de
diferentes
secciones

Inercia
respecto
de "x"
de
diferentes
secciones

Inercia
respecto
de "y"
de
diferentes
secciones

Fig. 4-13. Parámetros geométricos de Secciones IPN de acero

4-3.4. USO DE SECCIONES CON CRITERIOS DE EFICIENCIA

En la elección de la sección más adecuada el uso del momento de inercia más conveniente con la misma cantidad de material, hace que pensemos en sección de mayor altura y menor ancho como más conveniente que una de mayor ancho que altura.

- Igual área → igual peso → igual costo → puede tener distinta inercia

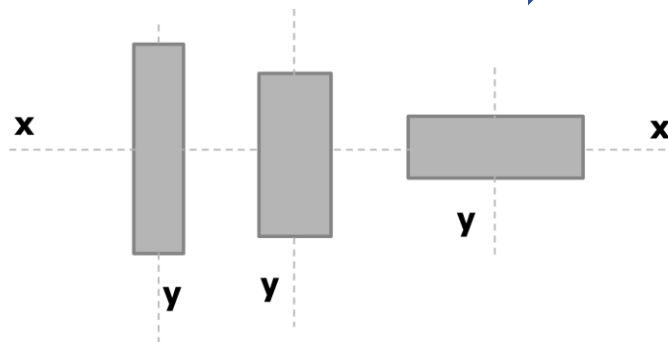


Fig. 4-14. Secciones rectangulares

En las secciones rectangulares de la figura 4-14, tenemos la misma cantidad de material por lo cual tendrán el mismo costo, pero frente a flexión alrededor del eje “x” las dos primeras serán mas eficientes y soportaran mas cargas que la última ya que la altura es mayor que el ancho y tendrá mayor Momento de Inercia.

La elección de una o de otra responderá además a otras variables como por ejemplo:

- **Ancho del apoyo** – el apoyo sobre columnas o muros condiciona el ancho posible a usar para la viga.
- **Altura máxima posible**- puede ser que no se pueda hacer una viga con una determinada altura por la necesidad de espacio por debajo o por arriba que debe ser dejado libre (como puertas o ventanas)
- **Exigencias de diseño** – por lo cual no se quiere ver asomar la viga de la losa

Es decir que influirán una serie de variables, por lo cual el criterio de eficiencia debe ser tenido en cuenta considerando además todas estos condicionantes también.

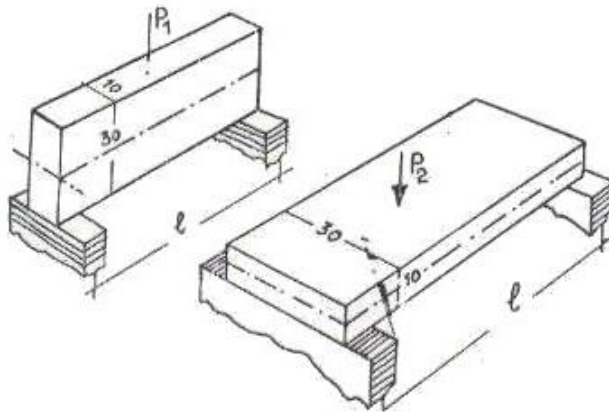


Fig. 4-15. Uso eficiente de la sección rectangular a flexión

En el caso por ejemplo de chapas metálicas que se utilizan para cubiertas se puede observar que si la chapa es lisa la capacidad de resistir su peso o las cargas que le lleguen sería muy baja y la chapa se deforma fácilmente, pero al darle forma de ondas se logra aumentar su rigidez a flexión sin cambiar el material y casi con la misma cantidad de acero, solo modificando la forma.

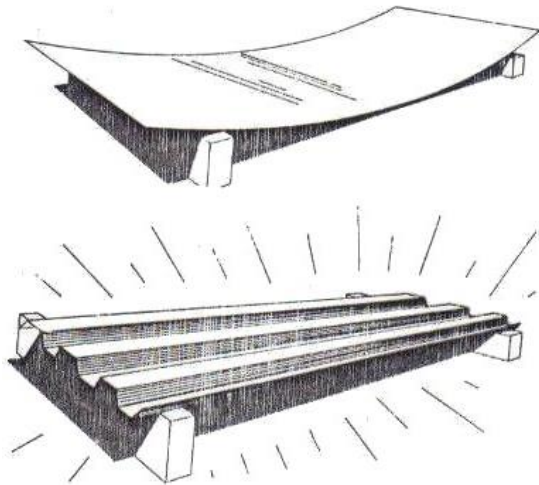


Fig. 4-16. Uso eficiente de la inercia en chapas metálicas

4-4. DEFORMACIONES

Lo visto hasta acá nos enseña que para predecir las deformaciones que tendrá un elemento estructural tenemos que conocer:

- materiales y
- forma seccional.

Por otro lado, es importante saber que todos los materiales se deforman y lo que podemos controlar es que las deformaciones sean dentro de valores que no produzcan efectos no deseados o peligrosos en las estructuras.

Deformación admisible: Es decir que los cm que se deforma una viga serán tales que los elementos que quedan asociados a ella (cubierta, aberturas, cielorrasos, etc.) no se vean

afectados de manera que produzcan problemas de funcionamientos (ej. puertas que no se abren porque la viga por encima este muy deformada) o de seguridad (ej. cielorrasos asociados a vigas de cubierta o losas que se desprenden o se caen por las deformaciones excesivas de estas)

Para simplificar diremos que las reglamentaciones de diseño de estructuras dan recomendaciones sobre las deformaciones máximas deseables y estas están en general en función o dependiendo de la luz a cubrir. Y dado el alcance de esta publicación solo nos referiremos a elementos en flexión.

Los reglamentos argentinos de estructuras de Acero CIRSOC 301 EL y de estructuras de MADERA CIRSOC 601 dan las siguientes recomendaciones para las maximas deformaciones admisibles en elementos flexados.

Siendo la “luz” la distancia entre ejes de apoyos.

DEFORMACIONES MAXIMAS EN MADERA-REGLAMENTO CIRSOC 601

Destino	Deformación Instantánea	Deformación Final
Viviendas y oficinas	Luz/360	Luz/ 300
Comercio, Recreación e Institucional	Luz/360	Luz/240
Industria y rurales	-----	Luz/200

DEFORMACIONES MAXIMAS EN ACERO-REGLAMENTO CIRSOC 301-EL

Destino	Deformación admisible
Techos en general	Luz/200
Techos con carga frecuente de personas (no mantenimiento) Pisos en general	Luz/250
Pisos o techos que soporten elementos y revestimientos susceptibles de fisuración	Luz/300

En estructuras de **madera**, se debe considerar la **deformación diferida** (a través del tiempo) que puede sufrir el material, por acción de las cargas de larga duración.

Esta deformación final (Δ_f) se obtiene, aplicando a la deformación instantánea Δ_i un factor de deformación K_{cr}

Valores de K_{cr}		
Elementos secos	Vigas de madera aserrada y laminada. Condición de servicio seca.	1,5
	Vigas de madera aserrada y laminada. Condición de servicio húmeda.	2,0
Elementos verdes	Vigas de madera aserrada o sección circular que secan bajo carga.	3,0

- Deformación final $\Delta_f = \Delta_i \cdot K_{cr}$

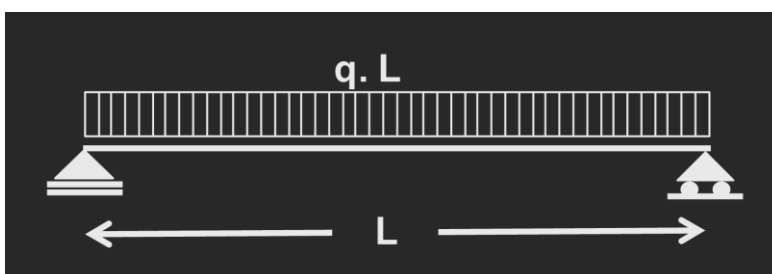
Deformaciones máximas: en el calculo de la máxima deformación que se espera se producirá en un elemento flexionado intervienen las siguientes variables:

- Tipo de material según el parámetro mecánico E (módulo de elasticidad longitudinal) que representa la rigidez del material
- Tipo de sección, forma seccional según el parámetro geométrico I (momento de inercia) respecto al eje de flexión.
- Tipo de cargas ya que no es igual si la carga es uniformemente distribuida o no, si existen cargas puntuales y con que disposición.
- Longitud del elemento ya que no es lo mismo si la longitud es mayor o menor
- Tipo de vínculos, ya que los empotramientos impiden giros y mejoran el comportamiento a las deformaciones y las articulaciones no.

Se presentan aquí una serie de fórmulas que nos permiten calcular estas deformaciones máximas esperadas para luego proceder a la comparación con las flechas o deformaciones admisibles y decidir si la configuración del elemento es la correcta (material, forma, vínculos etc.)

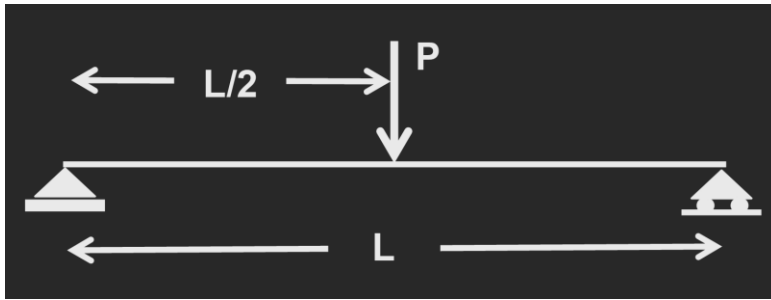
$$f_{max} \leq f_{adm}$$

- a) Viga simplemente apoyada con carga distribuida uniformemente



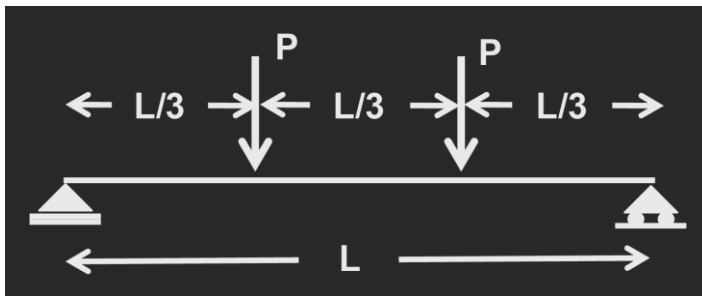
$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{I \cdot E}$$

b) Viga simplemente apoyada con carga concentrada al centro



$$f_{max} = \frac{P}{48} \cdot \frac{L^3}{I \cdot E}$$

c) Viga simplemente apoyada con 2 cargas concentradas iguales a un tercio de la luz



$$f_{max} = \frac{23 \cdot P}{648} \cdot \frac{L^3}{I \cdot E}$$

d) Viga simplemente apoyada con carga triangular.



$$f_{max} = 0,01304 \cdot \frac{QL^4}{I \cdot E}$$

CONCLUSIONES:

Analizando las expresiones anteriores, que representan solo algunos de los casos de cargas más comunes de elementos flexionados, podemos responder a las siguientes preguntas

- ¿Aumentar el módulo E disminuye o aumenta las deformaciones?
- ¿Aumentar el módulo E significa que el material es más rígido o más deformable?
- ¿El momento de inercia es inversamente proporcional a las deformaciones? ¿Esto qué significa?
- ¿El valor de la carga aplicada es directamente proporcional a las deformaciones? Justifique.
- ¿si modificamos la longitud de una viga, a pequeñas variaciones de la longitud la variación de la deformación también será pequeña o grande?

CAPITULO 5: ESTRUCTURAS DE MADERA

5-1. GENERALIDADES

5-1.1. ANATOMÍA DE LA MADERA

La madera es un material orgánico y natural con una estructura celular.

Sus características físicas y mecánicas dependen de la forma y rapidez de crecimiento en función de las condiciones particulares del clima y del suelo.

Para comprender el funcionamiento estructural de este material, es necesario conocer el desarrollo y crecimiento del árbol.

El árbol está conformado por tres partes bien definidas: raíces, tronco y corona.



Fig. 5-1

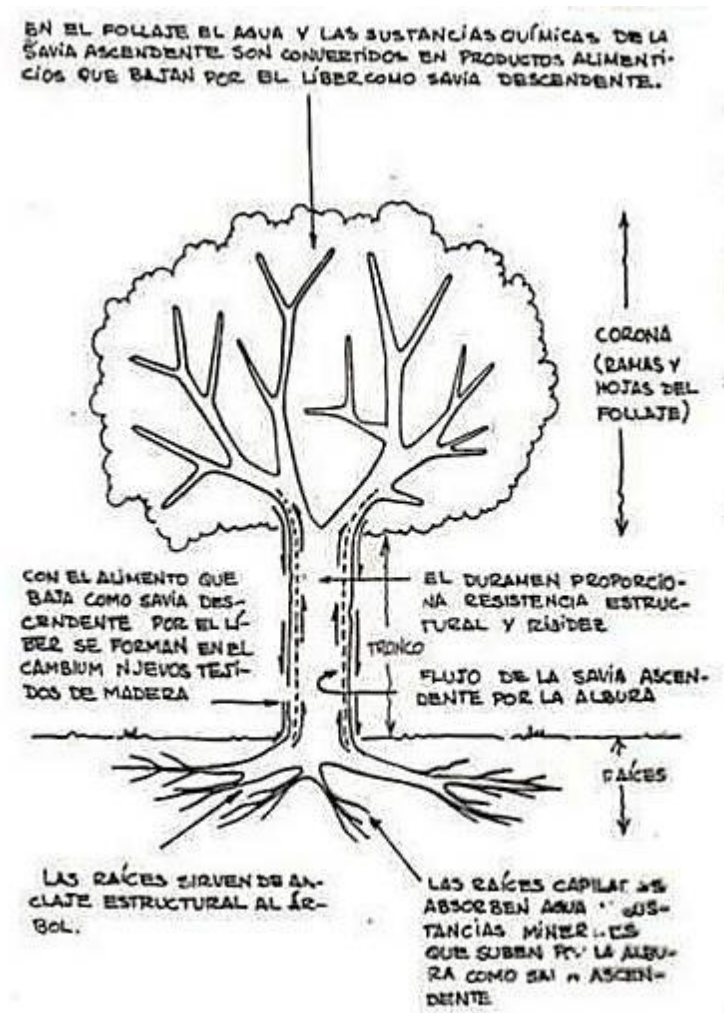


Fig. 5-2. Estructura del árbol

Raíces: absorben agua y sustancias minerales; son el anclaje del árbol al terreno.

Tronco: Contiene las células de crecimiento. Por su interior ascienden las sustancias minerales y desciende el alimento formado por el follaje.

Corona: transforma las sustancias minerales en alimento mediante un proceso donde interviene la fotosíntesis

Su crecimiento se produce en la periferia del tronco, con la formación debajo de la corteza de anillos concéntricos.

De manera esquemática podemos definir a la madera como un haz de células tubulares (fibras) orientadas en dirección paralela al eje longitudinal del tronco, con otros haces de

tubos más pequeños orientados en dirección perpendicular, encargados de llevar el alimento o savia de la periferia al centro y que se intercalan con los haces longitudinales.

Este tipo de estructura mostrará distintas capacidades resistentes en sentido longitudinal o en sentido transversal a las fibras del tronco, comportándose como un material anisótropo.

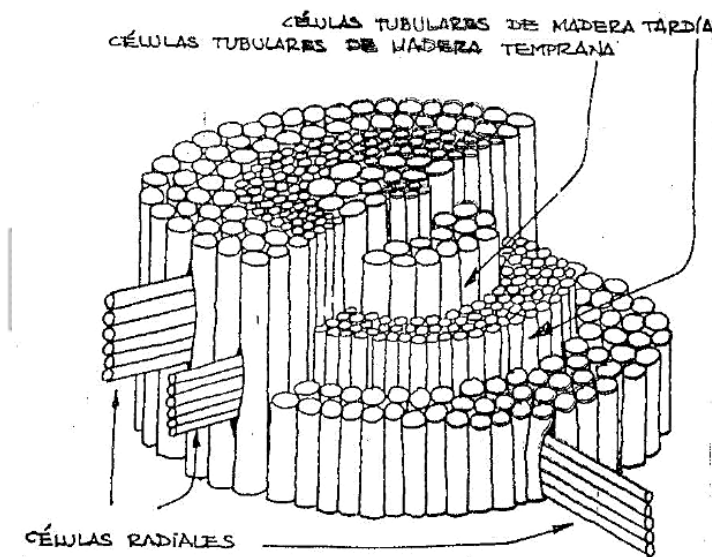


Fig. 5-3. Estructura celular de la madera

5-1. 2. FORMAS DE COMERCIALIZACION DE LA MADERA

Según la forma de comercialización podemos encontrar disponible en el mercado distintos tipos de madera para distintos usos:

- **Madera aserrada:** es el más simple de los productos de madera elaborada, el más fácil de producir y el que se utiliza desde hace más tiempo. Es la madera que se obtiene por diferentes cortes del tronco.
- **Madera laminada:** son piezas de eje recto o curvo, constituidas por láminas o tablas unidas con un adhesivo específicamente formulado. El espesor normal de las láminas varía entre 20 y 45 mm. Es de gran utilización en la actualidad por la posibilidad de lograr con ella estructuras de luces importantes y con formas variadas.
- **Madera recompuesta:** son placas conformadas por astillas de madera en diversas direcciones, encoladas con adhesivos plásticos y prensadas. (Ej OSB)
- **Madera compensada:** son placas formadas por un número impar de chapas de madera superpuestas, alternando la dirección de las fibras en forma perpendicular. Las chapas son adheridas mediante la aplicación de resinas especiales y procesos de presión a alta temperatura. (Ej Fenólico)

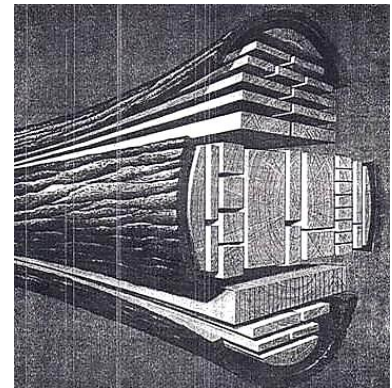


Fig. 5-4. Aserrado de un tronco

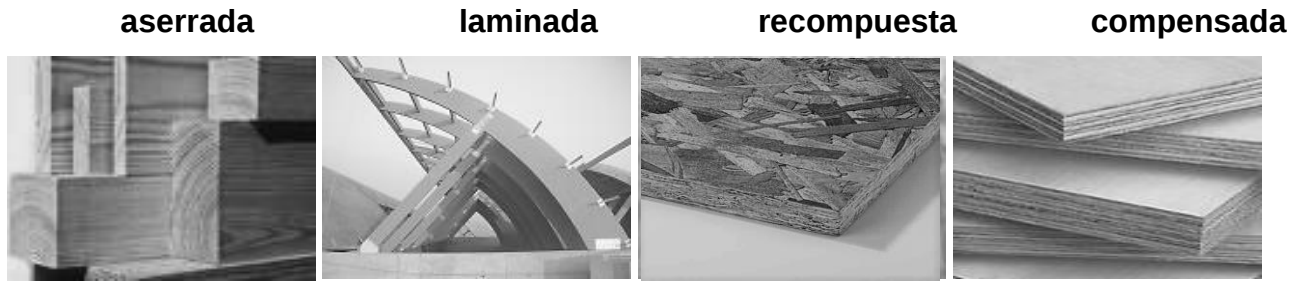


Fig. 5-5. Formas de comercialización de la madera

Estos dos últimos son muy utilizados en sistemas constructivos tales como Baloon Frame y Wood Frame, de viviendas moduladas en madera,



Fig. 5-6. Ejemplo vivienda modulada en madera

5-1.3. TIPOS DE MADERA SEGÚN ESTRUCTURA INTERNA

Según las características de las fibras longitudinales, podemos clasificar las maderas en dos grandes grupos:

- **Coníferas:** presentan células longitudinales abiertas en las extremidades por donde circula savia, no presentando vasos.
- **Frondosas:** sus células longitudinales son cerradas en las extremidades y la savia circula en otras células con extremidades abiertas yuxtapuestas (vasos).

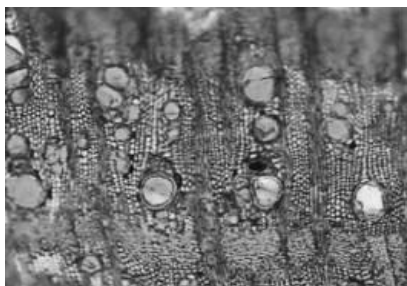


Fig. 5-7. Frondosa (microscopio)

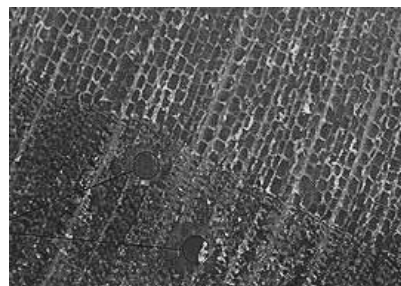


Fig. 5-8. Conífera (microscopio)



Fig. 5-9. FRONDOSAS



Fig. 5-10. CONÍFERAS

5-2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA MADERA

La madera es un material higroscópico que tiende a absorber o perder agua según la humedad relativa ambiente, ya que parte del agua está en los espacios intercelulares de su estructura (agua libre) y parte impregnando las paredes de las células. Recién cortada puede llegar a tener más del 200% de humedad.

Cuando el agua libre se ha llegado a eliminar totalmente (puede eliminarse con procedimientos de secado al aire libre) y todavía se encuentran saturadas las paredes de las células, la madera se encuentra en el llamado punto de saturación de las fibras (aproximadamente 30% de humedad).



Fig. 5-11. Acopio de madera

5-2.1. ESTABILIDAD DIMENSIONAL-HUMEDAD DE EQUILIBRIO

Mientras se produce el secado hasta lograr el valor de saturación de las fibras, **NO se producen variaciones dimensionales** en la madera. Si se continúa el secado por debajo de este punto se logrará llegar a un **punto de equilibrio con el aire** y allí el contenido de humedad dependerá de la temperatura y de la humedad relativa ambiente (humedad de equilibrio).



Humedad de Equilibrio: Contenido de humedad que se encuentra en equilibrio con la humedad ambiente, por lo cual la madera no absorbe ni entrega humedad al entorno.

En general los cambios dimensionales son mayores en maderas de densidad alta (duras) que en las maderas de densidad baja (blandas).

Estas consideraciones implican que es necesario procurar que el contenido de humedad al momento de la colocación sea el más cercano posible al contenido de humedad de equilibrio, ya que la madera siempre buscará equilibrarse con el medio donde se encuentre.

5-2.2. CLASIFICACION DE LA MADERA-(NORMA IRAM 9662-1-2006)

Uno de los factores más críticos y de gran influencia en la resistencia de la madera aserrada son las particularidades o defectos que ésta presenta, que son apreciables a simple vista y que tienen distintos grados de incidencia en las propiedades mecánicas.

CRITERIOS DE CLASIFICACION DE LA MADERA ASERRADA PINO PARANA DE MISIONES ARGENTINA

La madera se clasifica según los defectos que se pueden visualizar, en tres clases en función de los parámetros indicados en la siguiente tabla¹¹:

Parámetro		Unidad	Clase 1	Clase 2	Clase 3
Médula			No admitida	Se admite	Se admite
Nudosidad *			< 0,4	< 0,6	≤ 0,6
Dirección de las Fibras		cm/cm	Desviación < 1:12	Desviación < 1:9	Desviación < 1:7
Densidad			No se admiten densidades excepcionalmente bajas		
Fisuras	No pasantes		Se admiten fisuras con profundidad menor al 50% del grosor de la pieza		
			Largo ≤ 1,0 m y ≤ 1/4 de la longitud de la pieza		Largo ≤ 1,5 m y ≤ 1/2 de la longitud de la pieza
	Pasantes	m	Se admiten en los extremos y su largo ≤ que el ancho de la pieza		Largo ≤ 1,0 m y ≤ 1/4 de la longitud de la pieza. En extremos su largo ≤ 2 veces el ancho de la pieza.
Combado		mm/mm	10/2000		20/2000
Encorvado		mm/mm	8/2000		12/2000
Revirado		mm/mm	< 1 mm por c/25 mm de ancho		< 2 mm por c/25 mm de ancho
Ataque Biológico			No se admiten zonas atacadas por hongos causantes de pudrición. Se admiten orificios causados por insectos con diámetro < 2 mm.		
Arista faltante		mm/mm	Transversalmente menor que 1/3 de la cara o canto donde aparece. Sin restricciones para el largo		
* Cociente entre la medida del nudo mayor y el ancho de la superficie sobre la que se presenta, en %					

Fig. 5-12- Tabla de clasificación visual de la Madera

¹¹ Apéndice 1- Suplemento 1 – CIRSOC 601-2013

5-3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA MADERA

El comportamiento mecánico de la madera se debe entender a partir de su anatomía, ya que muestra **mayor capacidad para resistir esfuerzos de tracción, compresión y flexión transversal, pero poca resistencia al corte, en la dirección paralela a las fibras** (corte longitudinal del tronco) que en sentido perpendicular (corte radial o tangencial del tronco), aumentando su resistencia al corte, pero teniendo poca resistencia a la flexión longitudinal y a esfuerzos normales en esta última dirección.

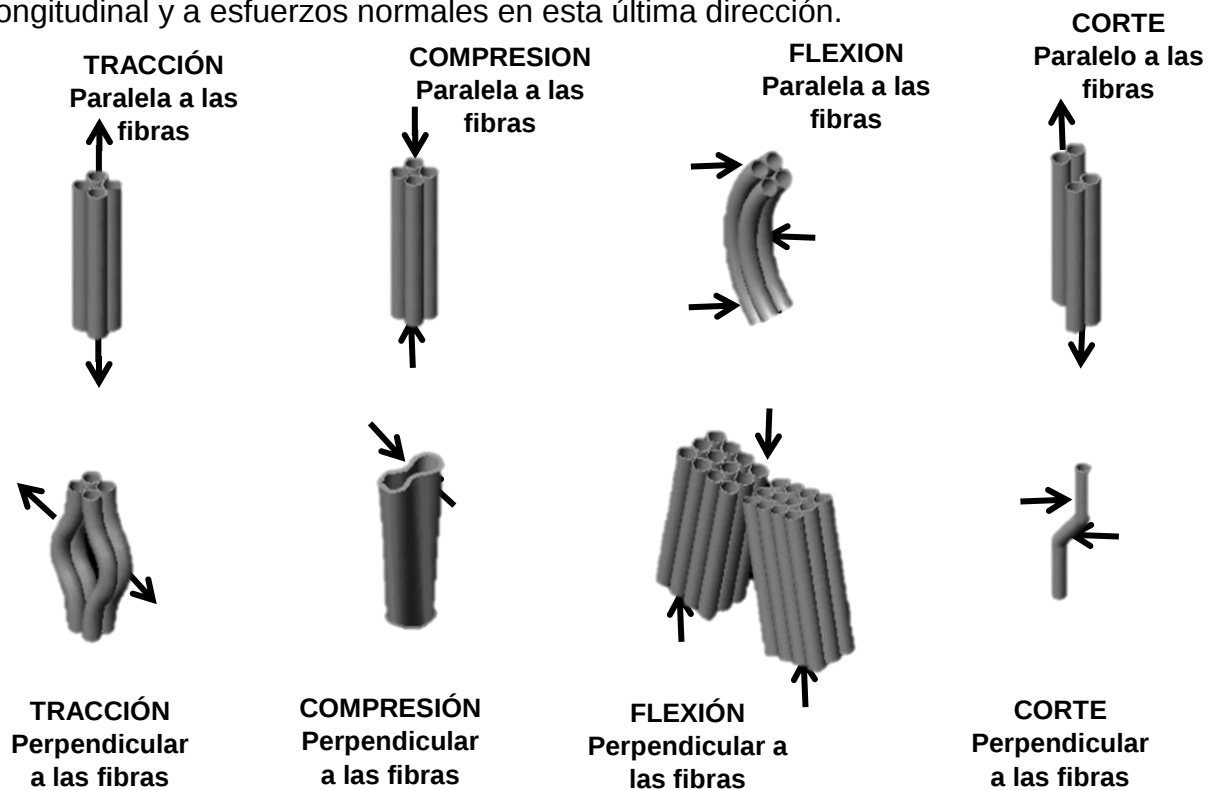


Fig. 5-13- solicitaciones en madera-PARALELO Y PERPENDICULAR a las fibras



Debido a la **anisotropía** y a la **heterogeneidad** de la madera como material, nos interesa la **tensión máxima capaz de soportar**, que se determina generalmente **aplicando esfuerzos de tracción, de flexión o de compresión** en muestras tomadas al efecto y en máquinas de prueba.

5-3.1 RESISTENCIA DE LA MADERA - VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Durante años en el país se utilizaron con éxito maderas duras de especies nativas (propias del lugar), tales como Lapacho, Virapitá, Anchico, Quebracho, etc. Estas maderas tienen un buen comportamiento estructural, pero no resultan convenientes para reforestación, ya que son de lento crecimiento, por ello su utilización pone en riesgo el equilibrio ecológico de las regiones donde estas se encuentran originalmente.

Es interés de los profesionales dedicados al estudio de las especies de **madera de reforestación** es que se difunda el uso de estas, las cuales son de **rápido crecimiento** y

tienen excelentes propiedades y comportamiento estructural, preservando las especies nativas de lento crecimiento y cuya función ambiental es muy importante.

Especies de forestaciones: PINO PARANA, PINO TAEDA, PINO ELLIOTIS, ALAMO, EUCALIPTUS GRANDIS.

Con la aprobación del **Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601**, se impulsan estudios o investigaciones que apunten a obtener valores de resistencia y módulo de elasticidad de algunas especies como EUCALIPTUS GRANDIS, PINO PARANA o PINO TAEDA o ELLIOTIS.



Fig.5-14. Plantaciones de pinos

En el **Suplemento 1 del Reglamento CIRSOC 601: Estructuras de Madera**, se especifican los **valores de diseño de referencia** para las tensiones y el módulo de elasticidad correspondiente a madera aserrada, de estas especies de reforestación, clasificadas además según el lugar de procedencia.¹²



Los elementos estructurales de madera presentaran **distintas capacidades resistentes en sentido longitudinal o en sentido transversal** a las fibras del tronco, comportándose como un material **anisótropo**.

Sintetizando, la madera presenta diferentes características según:

- Especie (pino, eucaliptus, etc)
- Procedencia (lugar de crecimiento)
- Tipo de sollicitación (Tracción, Compresión, Flexión, Corte)
- Dirección de la sollicitación (Paralela o Perpendicular a las fibras)

5-3.2. TENSIONES DE DISEÑO DE REFERENCIA Y DENSIDADES

Para determinar la Tensión que resiste un tipo de madera, se deben realizar ensayos, a partir de la repetición de varios ensayos y de la utilización de la estadística, se obtiene lo que se denomina **TENSION DE REFERENCIA** del tipo de madera ensayado (F), el cual representa una tensión que no puede ser alcanzada solo por el 5% de las probetas que constituyen el lote ensayado.

¹² <https://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/601/CIRSOC601-completo.pdf>

Teniendo en cuenta también la influencia de la calidad de la madera, clasificada en 2 o 3 clases según los defectos que presenta y según la tabla de clasificación aportada por la Norma IRAM según Figura 5-12.

Estos resultados se representan en gráficos como el que se presenta en la Fig. 5-16. Y se obtiene de ellos cual es la Tensión máxima, cual es el Modulo de Elasticidad de esta madera.

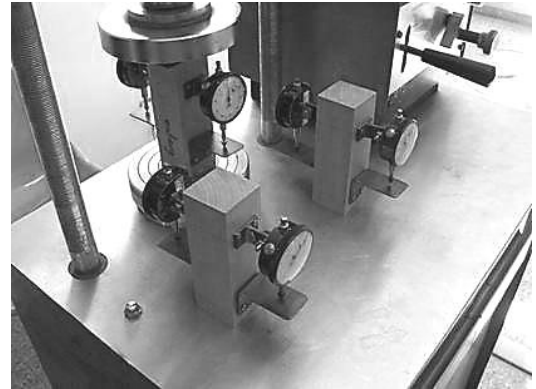


Fig. 5-15. Ensayo a compresión de probetas

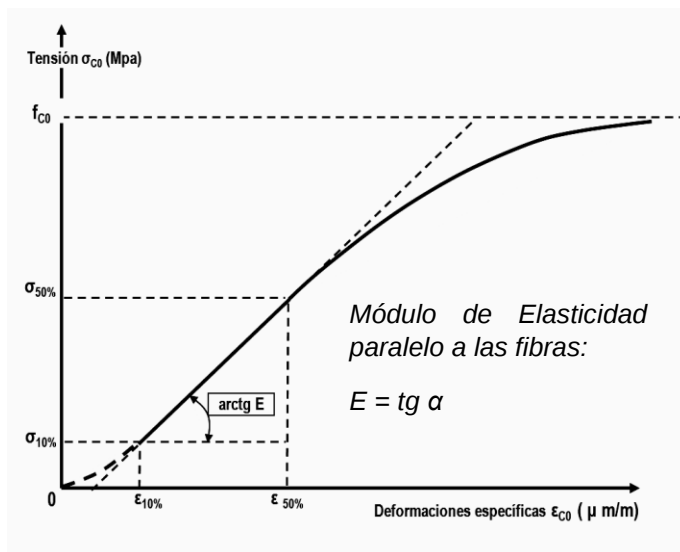


Fig. 5-16. DIAGRAMA TENSIÓN - DEFORMACIÓN

“Los valores de diseño de referencia estipulados en este Reglamento y sus Suplementos expresan las propiedades del material en las condiciones de servicio usuales en la mayoría de las estructuras portantes de madera o materiales derivados de la madera. Consecuentemente, numerosos factores de ajuste aplicables son iguales a 1 en la mayoría de las situaciones de diseño”.¹³

A partir del uso de la estadística se determinarán valores promedios de deformación específica que se volcarán en diagramas tensión-deformación.

La **rigidez de la madera**, que representa la **capacidad de deformarse elásticamente** e en la dirección paralela a la fibra, debe ser definida a partir de su módulo de elasticidad longitudinal (E), obtenido en el tramo lineal del diagrama.



La **TENSION DE REFERENCIA** es una tensión, obtenida por ensayos de probetas libres de defectos y con un valor de humedad controlada y condiciones que pueden diferir de aquellas que podemos encontrar en nuestras estructuras.

En el Reglamento CIRSOC 601 brinda Tablas con los valores de tensiones de diseño de referencia de la madera aserrada y la madera laminada ya tipificadas en diferentes zonas de nuestro país y que son datos que pueden utilizarse de manera confiable, también se proveen las densidades para diferentes especies de reforestación de nuestro país.

¹³ Textual pag. 12-Cap 2- Reglamento CIRSOC 601-2013

Dichas Tablas se muestran a continuación.

Las unidades de tensiones de referencia y módulos de elasticidad están expresadas en N/mm² (1 N/mm² = 10 kg/cm²) mientras que las unidades para las densidades están en kg/m³.

Siendo:

- **F_b**: Tensión de referencia por flexión
- **F_t**: Tensión de referencia por tracción
- **F_v**: Tensión de referencia por corte paralelo a las fibras
- **F_{c⊥}**: Tensión de referencia por compresión perpendicular a las fibras
- **F_c**: Tensión de referencia por compresión paralela a las fibras
- **E**: Módulo de elasticidad de referencia
- **E_{0,05}**: Módulo de elasticidad para cálculo de deformaciones en situaciones críticas
- **E_{min}**: Módulo de elasticidad para cálculo de la estabilidad de vigas y columnas
- **δ_{0,05}**: Densidad característica obtenida con el 12% de humedad.
- **MADERA ASERRADA - EUCALIPTUS GRANDIS** (de Entre Ríos, Corrientes y Misiones)

Clase de Resistencia	F _b	F _t	F _v	F _{c⊥}	F _c	E	E _{0,05}	E _{min}	δ _{0,05}
1	9,4	5,6	0,9	1,8	7,2	12000	8100	5100	430
2	7,5	4,4	0,8	1,7	6,6	10800	7200	4600	430
3	5,6	3,4	0,6	1,5	5,6	10000	6700	4200	430

- **MADERA ASERRADA - PINO TAEDA y ELIOTIS** (del Noroeste Argentino)

Clase de Resistencia	F _b	F _t	F _v	F _{c⊥}	F _c	E	E _{0,05}	E _{min}	δ _{0,05}
1	6,2	3,7	0,7	0,9	6,0	7700	5200	3300	420
2	3,2	1,9	0,4	0,8	4,5	6500	4300	2700	390

- **MADERA ASERRADA - PINO PARANA** (de Misiones)

Clase de Resistencia	F _b	F _t	F _v	F _{c⊥}	F _c	E	E _{0,05}	E _{min}	δ _{0,05}
1	10,6	6,3	1,1	1,0	7,5	13300	8900	5700	440
2	6,6	4,1	0,7	0,8	6,3	11400	7700	4900	390
3	5,0	3,1	0,6	0,8	5,3	10000	6700	4200	390

- **MADERA LAMINADA ENCOLADA** (para las especies anteriores)

Especie	Grado de Resistencia	F _b	F _t	F _v	F _{c⊥}	F _c	E	E _{0,05}	E _{min}
Pino taeda y Eliotti	1	6,3	3,5	0,7	0,9	6,3	11200	7500	4700
	2	4,1	2,3	0,4	0,8	4,1	6700	4500	2800
Pino Paraná	1	7,5	4,1	0,8	1,0	7,5	13400	9000	5700
	2	6,3	3,5	0,7	0,9	6,3	11600	7800	4900
Eucalipto Grandis	1	7,5	4,1	0,8	1,8	7,5	13400	9000	5700
	2	6,6	3,7	0,8	1,7	6,6	11600	7800	4900



Estos valores de tablas¹⁴ corresponden a los resultados de **ensayos en condiciones controladas de humedad, temperatura y tamaño**. Cualquier cambio en estas condiciones de ensayo **debe ser corregido**, por ello en los cálculos se utilizan los **Valores de Referencia ajustados**.

5-3.3. TENSION DE REFERENCIA AJUSTADA

Para obtener una Resistencia de Cálculo (llamada también Resistencia de Diseño Ajustada), estas tensiones de referencia deben ser multiplicadas por una serie de factores de ajuste, los cuales tienen en cuenta la diferencia entre las condiciones de Humedad, Carga, Temperatura, Tamaño, Vínculos o Forma de la puesta en obra comparada con los mismos parámetros en los ensayos.

Se obtiene así la **TENSION DE REFERENCIA AJUSTADA (F')**

Los **factores de ajuste** de la **tensión de referencia**, que **permiten obtener la tensión de referencia ajustada**, tienen que ver con las condiciones particulares que tendrá la estructura calculada y son:

- Factor de ajuste por duración de la carga (**C_D**)
- Factor de condición de servicio (**C_M**)
- Factor de temperatura (**C_t**)
- Factor de estabilidad lateral (**C_L**)
- Factor de tamaño (**C_F**) o Factor de volumen (**C_v**)
- Factor de distribución de carga (**C_r**)
- Factor de Estabilidad lateral de miembros comprimidos (**C_p**)

Así, las tensiones de diseño de referencia ajustada para las distintas solicitaciones, resultan de aplicar a la tensión de referencia correspondiente varios de estos factores:

Tensión de referencia ajustada de FLEXIÓN	$F'_b = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_r$
Tensión de referencia ajustada de CORTE	$F'_v = F_v \times C_D \times C_M \times C_t$
de referencia ajustada de COMPRESIÓN	$F'_c = F_c \times C_D \times C_M \times C_t \times C_p$
Tensión de referencia ajustada de TRACCIÓN	$F'_t = F_t \times C_D \times C_M \times C_t$

¹⁴ Tablas corresponden al Suplemento 1 del CIRSOC 601-2013

Aplicando estos mismos coeficientes al módulo de elasticidad de referencia especificado para cada especie, se puede obtener el módulo de elasticidad longitudinal de referencia ajustado:

MÓDULO DE ELASTICIDAD
longitudinal de referencia
ajustado.

$$E' = E \times C_M \times C_t$$

Las razones para la aplicación de cada uno de estos coeficientes, así como los valores de los mismos, se muestran a continuación.

1- FACTOR DE AJUSTE POR DURACIÓN DE LA CARGA (C_D)

La madera tiene la propiedad de soportar **cargas máximas sustancialmente mayores** cuando éstas actúan durante un **tiempo breve** que cuando lo hacen durante un tiempo prolongado.

Los valores de diseño de referencia para las tensiones, indicados en el Reglamento, se refieren al material cuando es sometido a una carga que lo solicita, al nivel de su tensión de diseño, durante un tiempo acumulado de aproximadamente 10 años, que corresponde a una sobre carga de uso, por ejemplo. Cuando la carga tiene otra duración mayor o menor corresponde corregir la resistencia con un valor mayor o menor que uno.

Si hay varias cargas de diferente duración actuando, el Reglamento dice:



En combinaciones de carga que involucren cargas de distinta duración se adoptará el coeficiente C_D que corresponda a la carga de menor duración.

Es decir que en condiciones de cargas que involucren:

- cargas permanentes y sobrecargas el coeficiente será $C_D = 1$,
- si actúan cargas cortos períodos de aplicación, como viento o sismo el coeficiente será $C_D = 1,6$
- cargas de media duración como nieve, será $C_D = 1,15$.

Estos y otros valores corresponden diferentes duraciones de carga se pueden obtener de la Tabla 4.3.2. de la página 75 del Reglamento CIRSOC 601.

2- FACTOR DE CONDICION DE SERVICIO (C_M)

Todos los valores de diseño de referencia se obtienen para lo que se denomina un contenido de humedad en servicio correspondiente a un ambiente ventilado y semi cubierto (estado seco), con una humedad promedio de 16% al 19%.



En condiciones normales de uso en una vivienda y en ambientes cubiertos o semicubiertos, utilizando madera estacionada, el coeficiente C_M será 1.

Sólo en caso de utilizar madera verde o si la condición de uso durante la vida útil de la estructura será a la intemperie o en ambiente húmedo, estos valores tendrán que ser multiplicados por un coeficiente C_M según la siguiente tabla:

Factor de Condición de Servicio C_M					
F_b	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	$E, E_{0,05}, E_{min}$
0,85	1,0	0,97	0,67	0,2	0,9

3- FACTOR DE TEMPERATURA (C_t)

Ante un aumento de temperatura la resistencia de la madera disminuye, pero al mismo tiempo disminuye su contenido de humedad, lo cual es favorable y, cuando la temperatura baja, todo este proceso ocurre exactamente al revés.



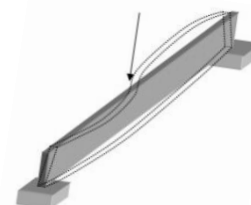
Dentro de un rango de temperatura menor a 40° o hasta 65° si es un efecto momentáneo, no hay necesidad de considerar este efecto y C_t será = 1

En el caso de temperaturas mayores, este coeficiente adoptará los valores de la siguiente tabla:

Tensiones y Módulo de Elasticidad	Condición de servicio en estado:	Factor de Temperatura C_t		
		$T \leq 40^\circ$	$40^\circ < T \leq 52^\circ$	$52^\circ < T \leq 65^\circ$
$F_t, E, E_{0,05}, E_{min}$	cualquiera	1,0	0,9	0,9
$F_b, F_v, F_{c\perp}, F_c$	seco	1,0	0,8	0,7
	húmedo	1,0	0,7	0,5

4- FACTOR DE ESTABILIDAD LATERAL (C_L)

En un elemento sometido a flexión existe el riesgo de pandeo lateral, es decir que si estos elementos flexionados (por ejemplo, una viga) no están vinculados a un plano rígido (ej. machimbre superior) en su borde comprimido, por efecto de la flexión pueden deformarse hacia los costados, volcarse o torsionarse.



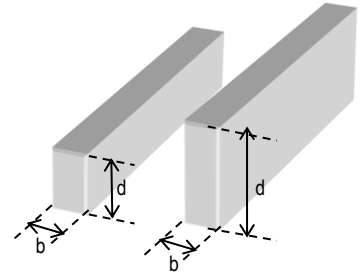
Este coeficiente de estabilidad lateral está determinado por la **relación altura/ancho** de la sección (esbeltez de la sección), por las **condiciones de vínculo, tipo y posición de la carga**.



Si se cumplen ciertas relaciones entre la altura y ancho de la sección y se garantiza que los apoyos de la viga impiden el giro y desplazamiento lateral, se puede tomar $C_L = 1$.

Estas relaciones son:

- Si relación altura “d” sobre ancho “b” está entre 1 y 2
→ $1 < d/b \leq 2 \rightarrow C_L = 1$
- Si relación altura “d” sobre ancho “b” está entre 2 y 5
→ $2 < d/b \leq 5$ y se asegura la **vinculación del borde comprimido de la viga a un plano rígido** → $C_L = 1$



Si no se cumplen estas relaciones, se deben tomar otros valores para el factor de estabilidad lateral, los que se encuentran tabulados en el Manual que acompaña el Reglamento 601.

5- FACTOR DE TAMAÑO (C_F) (Madera aserrada)

En caso de utilizar madera laminada se debe utilizar el Factor de Volumen (C_V).

La altura de referencia en flexión y el ancho de referencia en tracción para secciones de madera aserrada serán iguales a 15 cm. En caso de no tener esa altura el elemento se debe multiplicar por un factor de tamaño C_F , cuyos valores se pueden sintetizar de la siguiente manera:

- Si $d \leq 10\text{cm} \rightarrow C_F = 1,1$
- Si $10\text{cm} < d \leq 20\text{cm} \rightarrow C_F = 1$
- Si $d > 20\text{cm} \rightarrow C_F = 0,9$

Para secciones con alturas mayores a 30 cm debe calcularse el valor de C_F según la fórmula: $C_F = \left(\frac{150}{d}\right)^{0,2} \leq 1,3$

El valor de “b” debe colocarse en mm.

6- FACTOR DE VOLUMEN (C_V) (Madera laminada)

La altura de referencia en flexión será igual a 60cm y el ancho de referencia en flexión, para secciones de madera laminada, igual a 15 cm. En caso de no tener esas dimensiones el elemento se debe multiplicar por un factor de volumen C_V :

$$C_V = \left(\frac{600}{d}\right)^{0,1} \left(\frac{150}{b}\right)^{0,05} \leq 1,1$$

Los valores de “b” y “d” deben colocarse en mm.

7- FACTOR DE DISTRIBUCION DE CARGAS (C_r)

En caso de un conjunto de elementos estructurales con separaciones iguales o similares y que se encuentren lateralmente conectados a través de un sistema continuo (puede ser el caso de las correas de un entrepiso o techo de madera) los valores de resistencia pueden ser aumentados con un factor **$C_r = 1,1$** .

Si no se tiene control o no hay seguridad de cumplir las condiciones de conexión lateral deberá tomarse **$C_r = 1$** .

5-3.4. SÍNTESIS COEFICIENTES DE AJUSTE

Como se ve en los párrafos anteriores, en:

- casos normales de uso, para viviendas o estructuras sencillas
- con ambientes de condiciones de humedad normales y temperaturas menores a 40°
- en ambientes cubiertos o semi-cubiertos
- si se respetan las relaciones de altura/ancho de secciones entre 1 y 5

Prácticamente **todos de los coeficientes de ajuste son igual a 1**, y sólo varía el coeficiente C_D en función de las combinaciones de cargas aplicadas: permanentes + sobrecargas de uso; permanentes + sobrecargas de uso + nieve ó permanentes + viento ó sismo.

A modo de síntesis, y simplificadamente podemos establecer los siguientes factores de ajuste, para estructuras corrientes:



$C_M, C_t, C_r, C_F = 1$

$C_D = 1$ para D+L (permanentes + sobrecargas)

$C_D = 1,15$ para D+L+S (permanentes + sobrecargas + nieve)

$C_D = 1,6$ para D+L+W ó E (permanentes + sobrecargas + viento ó sismo)

5-3.5. MÓDULO DE ELASTICIDAD AJUSTADO

Para el cálculo de las deformaciones de un material es necesario conocer su rigidez por el valor de su módulo de elasticidad medio, obtenido del valor medio del ensayo de una serie de probetas.

En el caso de la madera, el módulo de elasticidad paralelo a las fibras debe ser tomado como el **Módulo de Elasticidad AJUSTADO**, utilizando los coeficientes de ajustes ya descriptos

$$E' = E \times C_M \times C_t$$



Se acepta entonces, que para los casos corrientes de estructuras, anteriormente descriptos, resultara **$E' = E$** (C_M y $C_t = 1$)

5-4. CONSIDERACIONES FINALES - LA MADERA COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

5-4.1. BENEFICIOS

- Proceso de producción con menos requerimientos de energía que otros materiales y que beneficia al medio ambiente por la producción de oxígeno de las explotaciones forestales. Condiciones de sustentabilidad ambiental.
- En la arquitectura actúa como reguladora de la humedad, por su capacidad higroscópica
- Buen comportamiento como aislante térmico y acústico con relación a otros materiales.
- No genera puentes térmicos en la aislación.
- Riqueza expresiva por las posibilidades formales de la madera laminada y alto valor estético en la concepción de los espacios arquitectónicos
- Facilidad de trabajo con herramientas comunes y facilidad de transportación por su bajo peso.
- Disminución de los tiempos de obra en relación a la construcción húmeda.
- Economía de cimentaciones debido a su bajo peso.

5-4.2. OBJECIONES

- Incertidumbres con respecto a las resistencias y deformaciones (necesidad de realizar ensayos para cada madera)
- Deformaciones diferidas por la fluencia lenta, que deben ser consideradas en la verificación estructural.
- Deformabilidad de las uniones por la combinación con elementos metálicos de sujeción.
- Necesidad de protección contra el ataque de insectos.

5-5. DIMENSIONADO DE ESTRUCTURAS EN MADERA

En el uso de la madera como material estructural tenemos como desafío la elección del elemento más adecuado para cumplir esa función que implica variables que tendremos que considerar y que afectan esa decisión, las que son muchas y de diferentes orígenes

El proceso implica:

1- ELEGIR LA MADERA según:

- DISPONIBILIDAD EN EL SITIO
- USO DE MADERAS CON CRITERIOS ECOLOGICOS (maderas de forestación sobre maderas nativas)
- Criterios estéticos o de diseño arquitectónico (tamaño, color, terminación, etc)
- FORMA (rectangular, circular, placa, compuesta)
- Tipo de madera ASERRADA O LAMINADA

2- ENCONTRAR las DIMENSIONES (ancho y altura) DE LA SECCION según:

- El diseño arquitectónico lo permita.
- La resistencia de la sección sea suficiente para soportar las solicitaciones generadas por las cargas.
- La deformación máxima permitida para el elemento que no comprometa el uso o la seguridad.
- El objetivo último de todo análisis estructural es poder llegar a determinar cuáles son las dimensiones que requieren cada una de las partes que componen una estructura, o verificar las dimensiones predeterminadas.

Quiere decir que una vez elegida la madera debemos:

PREDIMENSIONAR y VERIFICAR

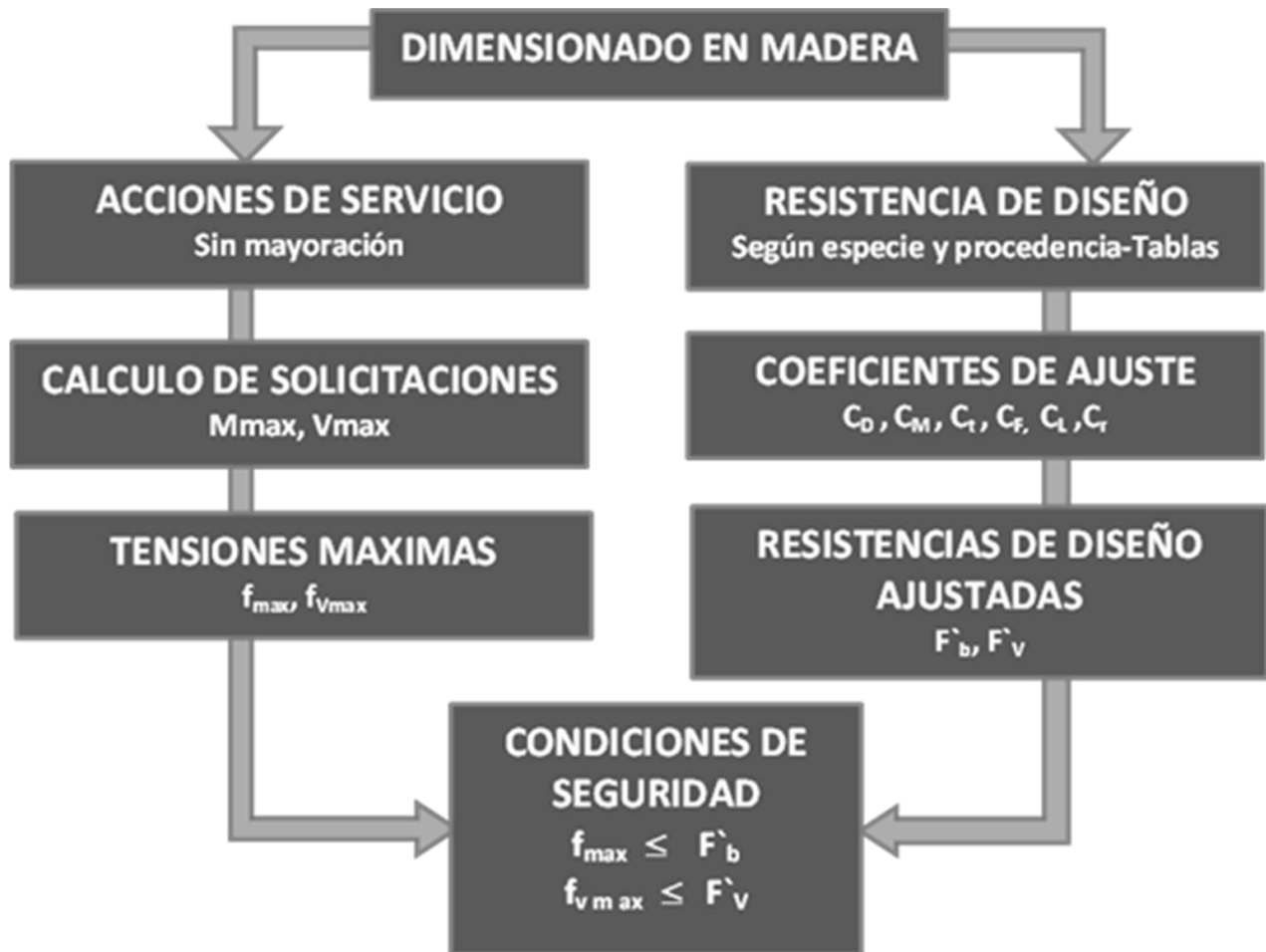
5-5.1. PREDIMENSIONADO Y VERIFICACION DE VIGAS DE MADERA

PREDIMENSIONADO: el criterio para predimensionar es:

- Experiencia profesional permite proponer una sección y luego verificarla
- Según la luz a cubrir las vigas pueden dimensionarse proponiendo un ancho y estimando su altura según

	ALMA LLENA	$h = \frac{L}{17}$	Voladizo $h = \frac{L}{8}$
	ALMA RETICULADA	$h = \frac{L}{16}$	
	LAMINADA	$h = \frac{L}{20}$	
	DOBLE T		

VERIFICACION: con la sección elegida tenemos que encontrar la solicitación máxima que actúa sobre ella y la resistencia que tiene esa madera con esas dimensiones. Para luego comparar según el cuadro que sigue a continuación:



Es decir que por un lado tenemos que encontrar la tensión máxima que producen las cargas en el elemento

f_{max} (Tensión máxima producida por la flexión)

f_{vmax} (Tensión máxima producida por corte)

Por otro lado, determinar la resistencia de la madera a ese esfuerzo

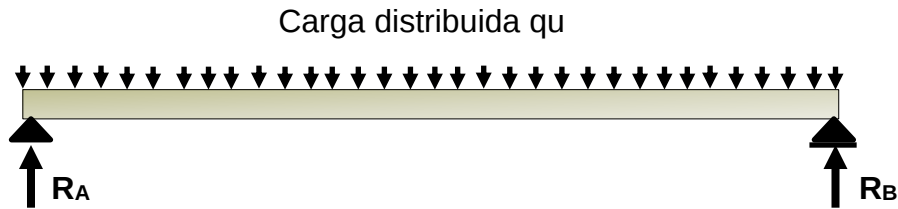
F'_b (Resistencia de diseño ajustada a flexión)

F'_v (Resistencia de diseño ajustada a corte)

Ya hemos visto como obtener la Resistencia ajustada de la madera, veremos ahora como encontramos la Tensión máxima producida por la flexión y el corte.

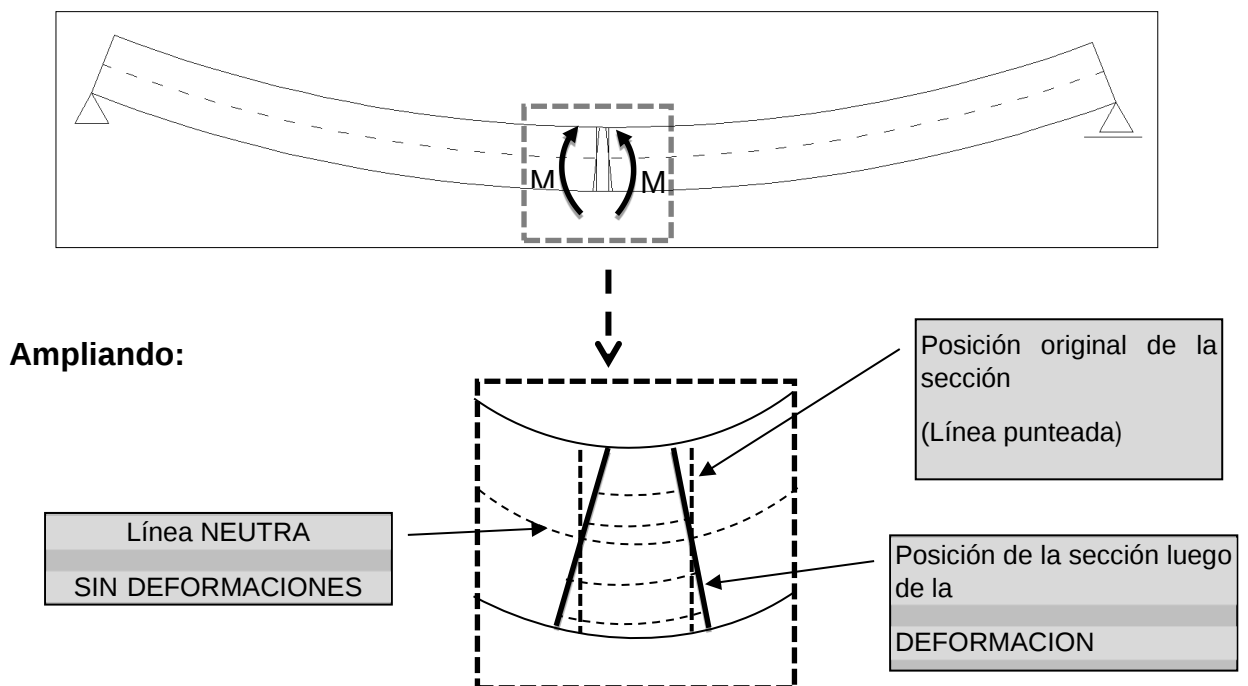
5-5.2. TENSIONES MAXIMAS PRODUCIDAS POR FLEXIÓN

Analizamos las Tensiones que resultan de la flexión de un elemento, en una viga sometida a carga distribuida:



En el grafico se puede ver que, al flexionarse la viga por efecto de las cargas, el eje de la pieza se curva y produce un giro de las distintas secciones.

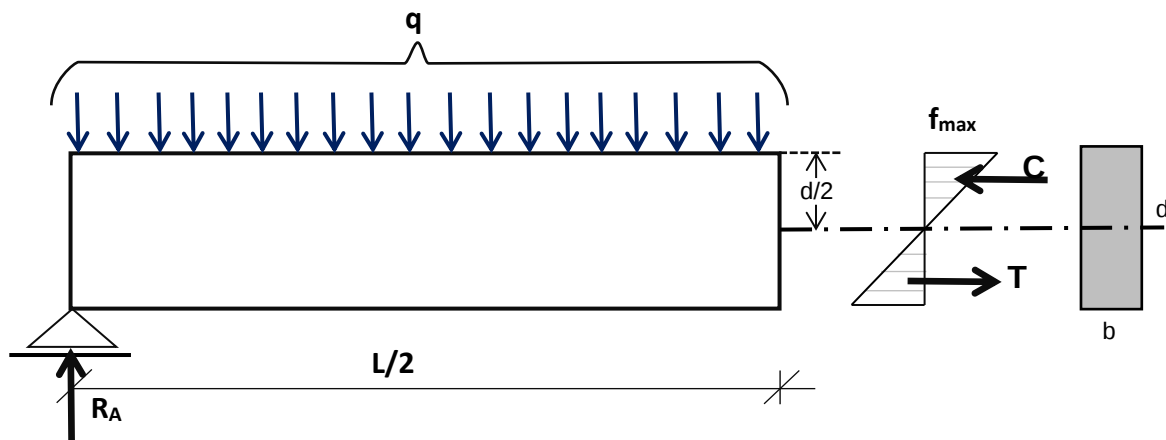
Exagerando la deformación debido al momento flector, y adoptando la hipótesis de que las secciones se mantienen planas, con lo cual, al deformarse el eje de la pieza, estas deben rotar y algunas fibras se van a estirar y otras se acortaran:



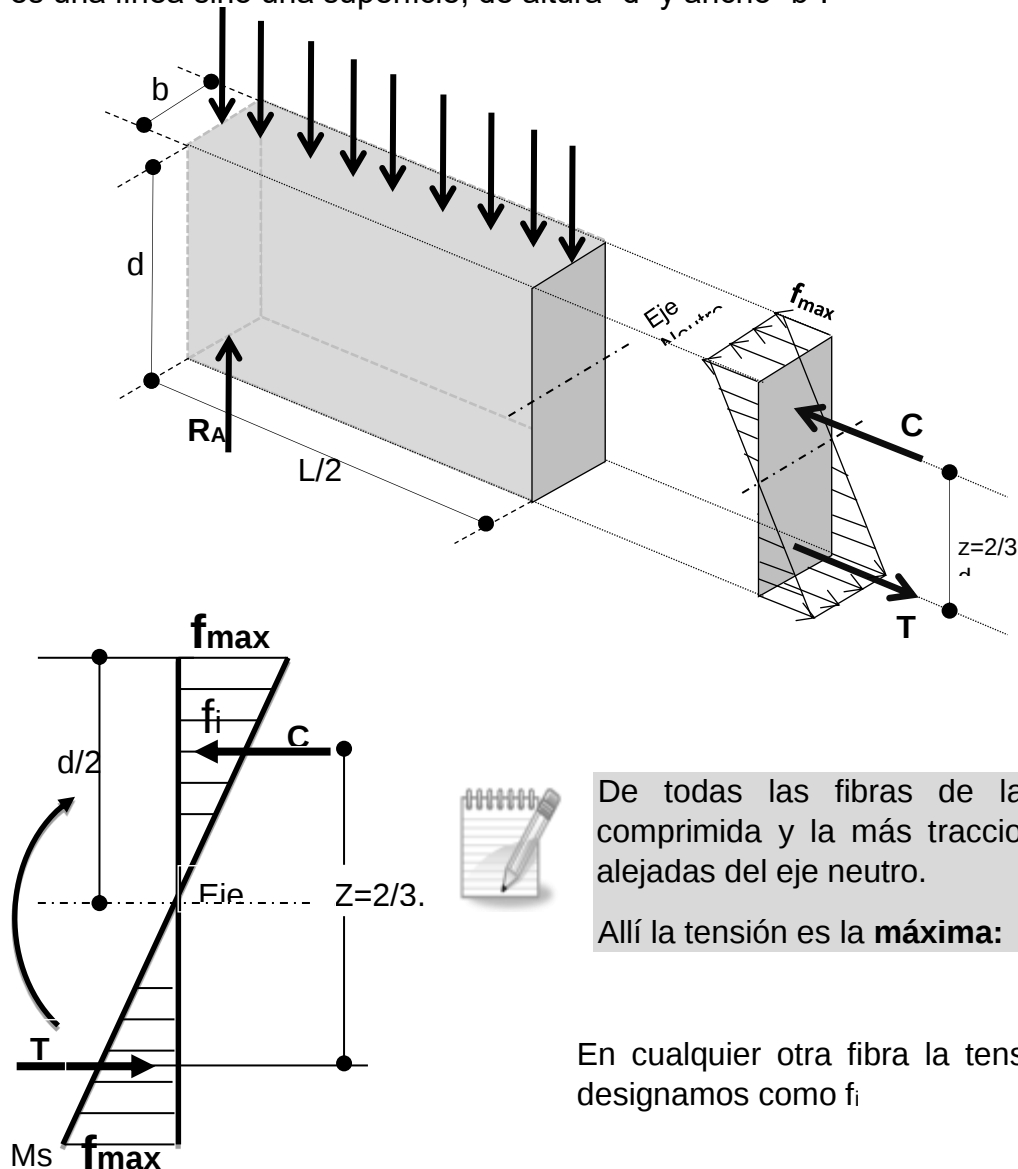
En el grafico ampliado se puede ver que, al girar las secciones, producto de las deformaciones, las fibras superiores se ACORTAN (ZONA COMPRIMIDA) y las inferiores se ALARGAN (ZONA TRACCIONADA) y una fibra ubicada al centro queda de IGUAL longitud (LINEA O EJE NEUTRO)

Es evidente que las fibras por encima del eje neutro que se comprimen (se acortan) y las de abajo que se traccionan (se estiran) producto de la flexión, generan un triángulo de tensiones de compresión y otro de tensiones de tracción (triangular porque a medida que nos alejamos del eje neutro es mayor el acortamiento o el alargamiento), llegando al MAXIMO EN LOS BORDES SUPERIOR O INFERIOR DE LA SECCION.

Justamente las resultantes de estas tensiones de compresión y de tracción serían dos fuerzas, C y T, que constituyen la cupla que equilibra al momento M_s .



No podemos dejar de tener en cuenta el carácter espacial de la viga, donde la sección no es una línea sino una superficie, de altura "d" y ancho "b":



De todas las fibras de la sección la más comprimida y la más traccionada son las más alejadas del eje neutro.

Allí la tensión es la **máxima**: $f_{m\acute{a}x}$

En cualquier otra fibra la tensión es menor y la designamos como f_i

O sea, la resultante de las fibras comprimidas puede representarse por una fuerza C y la de las fibras traccionadas por otra fuerza T; ambas forman el par de fuerzas cuyo momento es el MOMENTO RESISTENTE DE LA SECCION, y que, para mantener el equilibrio, debe ser igual al momento solicitante:

$$M_s = C \cdot z \quad \text{o} \quad M_s = T \cdot z$$

La distancia “z” entre T y C es 2/3 de la altura “d” porque tanto T como C están ubicadas en el centro de gravedad del triángulo de tensiones que representan, y si recordamos geometría, el centro de gravedad de un triángulo se encuentra a 1/3 de la altura.

$$M_s = C \cdot \frac{2}{3} d \quad \text{o} \quad M_s = T \cdot \frac{2}{3} d$$

La resultante de las tensiones de compresión C, la podemos obtener como la superficie del triángulo multiplicada por el ancho de la sección:

$$C = T = \frac{f_{\max} \cdot b \cdot d/2}{2}$$

Remplazando en la fórmula de momento resistente: $M_s = C \cdot z = T \cdot z = \frac{f_{\max} \cdot d/2}{2} \cdot b \cdot \frac{2}{3} d$

Realizando algunas operaciones matemáticas, llegamos a la siguiente expresión:

$$M_s = f_{\max} \cdot \frac{b \cdot d^2}{6}$$

**Modulo
Resistente
Elástico S_x**

de donde podemos despejar $f_{\max}$:

$$f_{\max} = \frac{M_{\max}}{S_x}$$



$f_{\max}$ representa la tensión en la fibra más solicitada, que es la MÁS ALEJADA DEL EJE NEUTRO

Podemos ver que la tensión máxima generada por el momento flector se puede obtener utilizando un parámetro geométrico de la sección que es el MODULO RESISTENTE ELASTICO que identificaremos con la letra S y un subíndice “x” que indica cual es el eje alrededor del cual se produce la flexión

- En una sección rectangular

$$S_x = \frac{b \cdot d^2}{6}$$

Si queremos obtener la tensión f_i , en una fibra cualquiera que no sea la más alejada del eje neutro, calculamos el momento de inercia de la sección y lo dividimos por la distancia del eje neutro a esa fibra: $f_i = \frac{M}{I_{x/i}} = \frac{M}{I_x} \cdot i$



LA VIGA ESTARÁ BIEN DIMENSIONADA SI LAS TENSIONES DE SUS FIBRAS EXTREMAS, EN LA SECCIÓN DE MÁXIMO MOMENTO FLECTOR, NO SUPERAN LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DE CÁLCULO DEL MATERIAL.

$$f_{\max} = \frac{M_{\max}}{S_x} \leq F'_b$$

Donde:

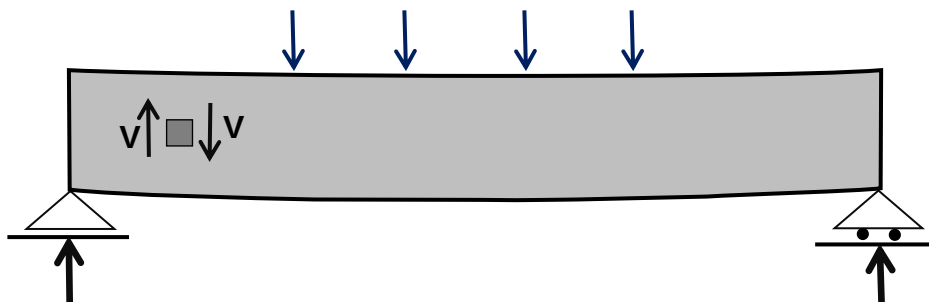
$f_{\max}$ = máxima tensión en la fibra más alejada, producida por el máximo momento flector.

$M_{\max}$ = es el máximo momento flector obtenido con alguna combinación de carga.

S_x = Módulo elástico resistente, representa una característica geométrica de la sección.

F'_b = Tensión de diseño ajustada según los coeficientes de ajustes vistos en el principio del capítulo.

5-5.3. TENSIONES MAXIMAS POR CORTE

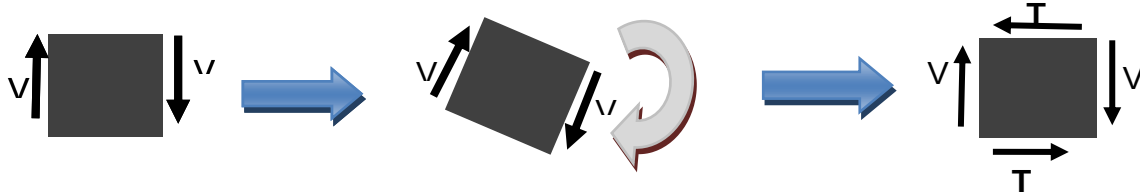


Una viga sometida a cargas en un plano perpendicular a su eje longitudinal como la del gráfico, se flexiona y cada una de las secciones tiene un esfuerzo de corte producido porque las cargas a un lado de ella tienden a deslizarlo hacia abajo y las del otro lado hacia arriba con lo cual se produce un efecto de “tijera” que “corta” la viga.

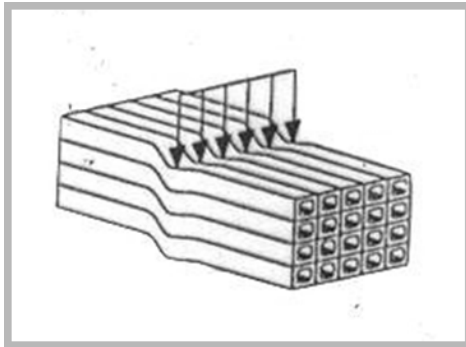
Si tomamos un pequeño elemento con forma de cubo dentro de la viga, por efecto del esfuerzo de corte este elemento intentaría girar, o deformarse, ya que el corte es igual y de sentido contrario según consideremos las fuerzas que están a la derecha y las que están a la izquierda de la sección.

Ahora, nos preguntamos: ¿Por qué no gira? Y la respuesta puede ser muy evidente:

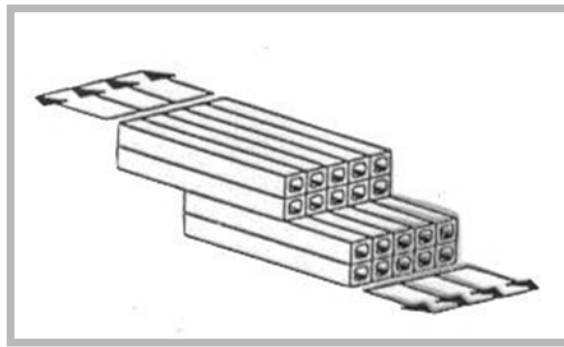
No gira porque está rodeado de otros cubos que van formando toda la pieza, y entre ellos existe la cohesión propia del material, por lo cual lo que sucede es que a este intento de girar se oponen fuerzas denominadas rasantes o de cizallamiento que impiden el giro y restablecen el equilibrio:



Estas fuerzas que equilibran se llaman fuerzas T tangenciales, impiden el giro pero producen un efecto de deslizamiento entre las fibras que debe ser resistido también por el material. Es decir que el material debe al mismo tiempo :



Cortadura



Deslizamiento

Estas fuerzas tangenciales o de deslizamiento se distribuyen en toda la sección pero son máximas en el centro, y se pueden expresar como una tensión f_v que tiene la siguiente distribución:

En una sección rectangular, se puede utilizar una expresión que nos da la **MAXIMA TENSION DE CORTE**:

$$f_v = 1,5 \frac{V_{\max}}{b \cdot d} \leq F'_v$$

Siendo:

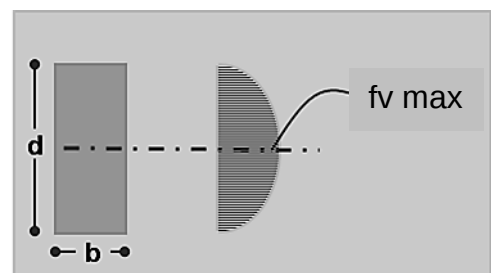
$V_{\max}$ = máximo valor de corte

b = ancho de la sección

d = altura de la sección

f_v = máxima tensión de corte

F'_v = Resistencia de diseño de referencia ajustada por los factores vistos al iniciar el capítulo.



Para saber si estas tensiones de corte son soportadas por la sección elegida debemos comparar tensiones con la resistencia al corte del material:

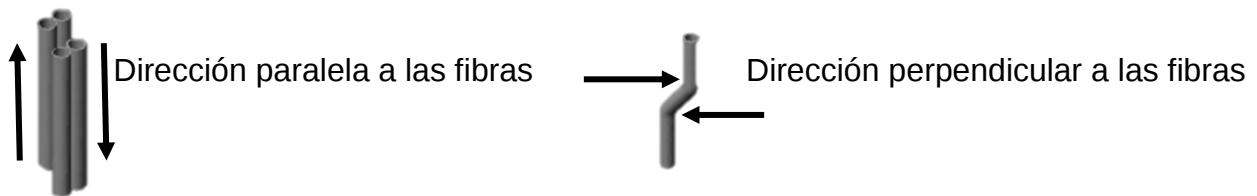


Si la tensión máxima de corte es menor que la Resistencia al corte $\Rightarrow$ VERIFICA

$$\text{Si } f_v \leq F'_v \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

¿Cuál es entonces la resistencia a corte de la madera?

Es importante destacar que la MADERA tiene diferente resistencia a corte en la dirección paralela a las fibras que en la dirección perpendicular a las fibras



Como ya sabemos, a las solicitaciones de corte se le corresponden fuerzas de cizallamiento que son perpendiculares y de la misma magnitud. Por ello, al verificar al corte debemos considerar la capacidad resistente **más baja** de la madera, que es la **paralela a las fibras**.

5-5.3. PROCESO DE VERIFICACIÓN A FLEXIÓN y CORTE EN MADERA

Como en todo proceso de dimensionado, lo primero que debemos hacer es pre-dimensionar. Esto se puede realizar en base a casos conocidos, experiencia previa o expresiones que dan secciones aproximadas que luego deberán ser ajustadas.

Para vigas rectas de altura constante podemos determinar la altura de la sección con la relación $h = L/16$; donde h = altura de la sección y L = longitud de la viga

Luego se deberá seguir el proceso de dimensionado, o verificación de las dimensiones dadas "a priori", según se indica en el siguiente gráfico:



La viga estará BIEN DIMENSIONADA A FLEXION si las tensiones de sus fibras extremas en la sección de MÁXIMO MOMENTO FLECTOR, NO SUPERAN LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DE CÁLCULO DE LA MADERA UTILIZADA

$$f_{\max} = \frac{M_{\max}}{S_x} \leq F'_b$$



La viga estará BIEN DIMENSIONADA a CORTE si las tensiones máximas PRODUCIDAS POR EL CORTE NO SUPERAN LA RESISTENCIA A CORTE DE LA MADERA ELEGIDA

$$f_v = 1,5 \frac{V_{\max}}{b \cdot d} \leq F'_v$$

5-5.4. EJEMPLO DE VERIFICACIÓN DE DIMENSIONADO A FLEXIÓN Y CORTE DE UNA VIGA DE MADERA.

Consideremos el caso de una viga de madera, con un pequeño voladizo que recibe cargas distribuida de la cubierta y su peso propio.

Carga distribuida de cubierta $q_D = 48 \text{ kg/m}^2$ y la sobrecarga $q_{Lr} = 30 \text{ kg/m}^2$. La viga esta predimensionada con 4"x8" en PINO ELLIOTIS.

Los datos de peso específico y resistencia de esta madera se obtendrán de la tabla vista anteriormente, considerando que es de calidad o grado 1.

F_b = Resistencia de diseño de referencia a flexión = $6,2 \text{ N/mm}^2 = 62 \text{ kg/cm}^2$ (recordemos que esta es la resistencia obtenida mediante ensayos y debe ser ajustada con los coeficientes que corresponde)

F_v = Resistencia de diseño de referencia a corte = $0,7 \text{ N/mm}^2 = 7 \text{ kg/cm}^2$

ρ = Peso específico de la madera = 420 kg/cm^3

1- DETERMINAMOS SOLICITACIONES MAXIMAS A CORTE Y A FLEXION-

A) Determinaremos las cargas actuantes sobre la viga.

- Carga total que le trasmite la cubierta $q_1 = q_D + q_{Lr} = 48 \text{ kg/m}^2 + 30 \text{ kg/m}^2$

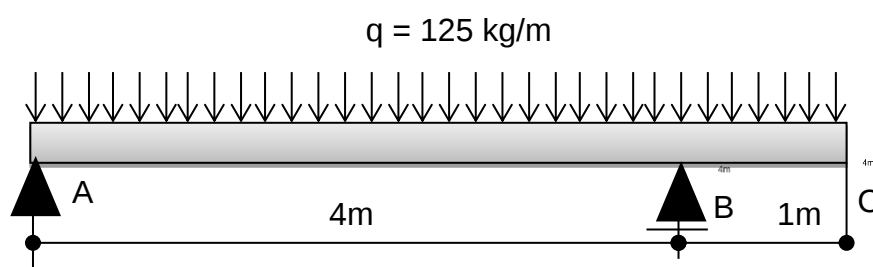
$$q_1 = 78 \text{ kg/m}^2$$

- La separación entre vigas es 1,5m

Carga sobre la viga que trasmite la cubierta $q_2 = 78 \text{ kg/m}^2 \times 1,5\text{m} = 117 \text{ kg/m}$

- Peso propio $q_2 = b \times d \times \rho = 0,10\text{m} \times 0,20\text{m} \times 420 \text{ kg/m}^3 = 8,4 \text{ kg/m}$

- Carga total sobre la viga $q = q_1 + 12 = 125 \text{ kg/m}$



B) Calculamos las REACCIONES:

$$\sum M_A = 125 \text{ kg/m} \times 5 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} - R_B \times 4 \text{ m} = 0$$

$$R_B = (125 \times 5 \times 2,5) / 4 = 390,6 \text{ kg}$$

$$\sum M_B = -125 \text{ kg/m} \times 4 \text{ m} \times 2 \text{ m} + R_A \times 4 \text{ m} + 125 \text{ kg/m} \times 1 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} = 0$$

$$R_A = (125 \times 4 \times 2 - 125 \times 1 \times 0,5) / 4 = 234,4 \text{ kg}$$

C) Realizamos el cálculo y el diagrama de ESFUERZO de CORTE:

$$V_{Ai} = 0$$

$$V_{Ad} = 234,4 \text{ kg}$$

$$V_{Bi} = 234,4 - 125 \times 4 = 265,6 \text{ kg}$$

$$V_{Bd} = -265,6 + 390,6 = 125 \text{ kg}$$

$$V_{Ci} = 125 - 125 \times 1 = 0 \text{ kg}$$

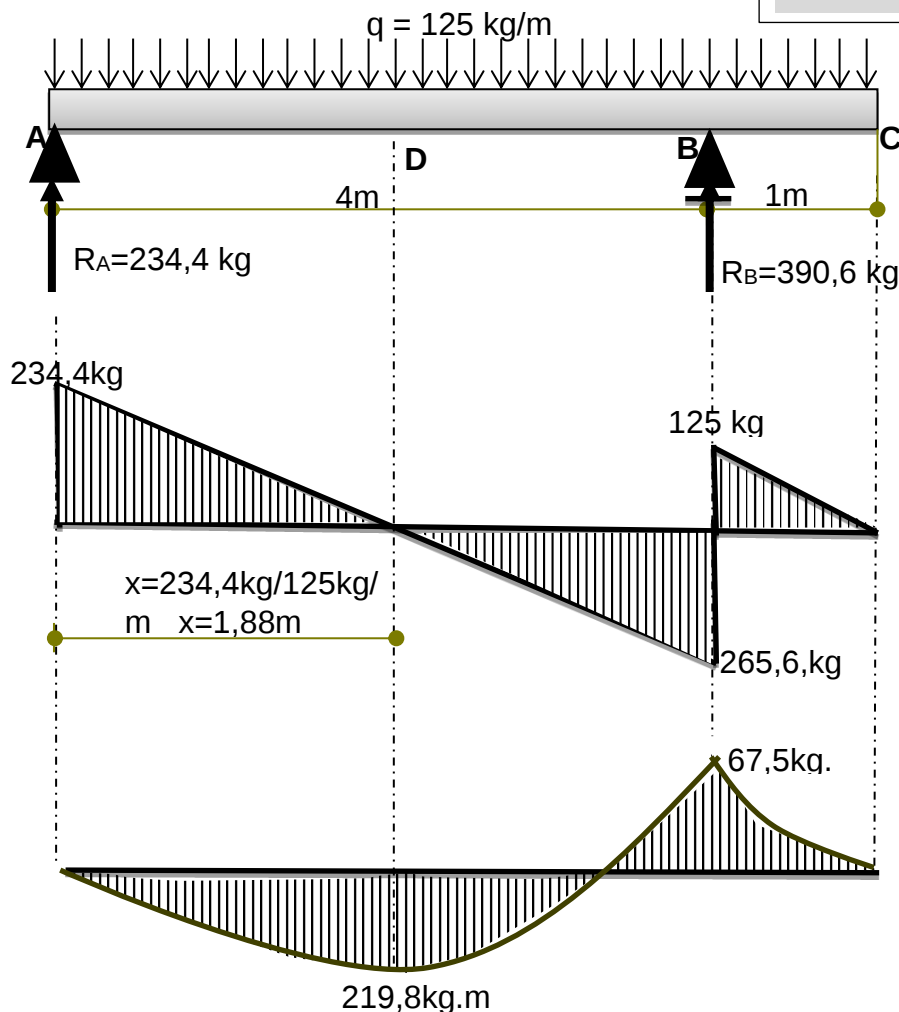
$$V_{\max} = 265,6 \text{ kg}$$

D) Realizamos el cálculo y el diagrama de MOMENTO FLECTOR:

$$M_{\max \text{ TRAMO}} = M_D = 234,4 \text{ kg} \times 1,88 \text{ m} - 125 \text{ kg/m} \times 1,88 \text{ m} \times (1,88/2) \text{ m} = 219,8 \text{ kg.m}$$

$$M_{\max \text{ VOLADIZO}} = M_B = 125 \text{ kg/m} \times 1 \text{ m} \times (1/2) \text{ m} = 67,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{\max} = 219,8 \text{ kg.m}$$



2- Cálculo de la RESISTENCIA DE LA MADERA

A-1-TENSION DE REFERENCIA AJUSTADA A FLEXION F'_b

Adoptamos en este caso una viga de madera aserrada de pino Elliotis, cuyo peso específico y resistencia característica (obtenida mediante ensayos) encontramos en las Tablas de Cirsoc 601.

Para obtener la Resistencia de Diseño AJUSTADA F'_b , para lo cual tendremos que afectar la Resistencia F_b de REFERENCIA obtenida de ensayos por los coeficientes que consideran la situación en que se utilizara esta madera en obra.

$$F'_b = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_r$$

Coeficientes a considerar:

- C_D = coeficiente de duración de la carga. En caso de combinar Cargas permanentes (q_D) y sobrecargas (q_L) este coeficiente vale "1"

$$C_D = 1$$

- C_M = coeficiente de condición de servicio. En condiciones normales de uso en una vivienda y en ambientes cubiertos o semicubiertos el coeficiente es "1"

$$C_M = 1$$

- C_t = coeficiente de condición de temperatura. Para condiciones de uso con temperatura menores a 40° (o menores a 65° en periodos breves de tiempo) el coeficiente es "1".

$$C_t = 1$$

- C_L = coeficiente de estabilidad lateral. La relación altura (d) ancho (b) es $d/b = 20\text{cm}/10\text{cm} = 2$ y en caso de ser $d/b \leq 2$ el coeficiente es "1".

$$C_L = 1$$

- C_F = coeficiente de forma, según la altura de la viga es el valor de este coeficiente, en este caso al ser $d = 20\text{cm}$ el coeficiente es "1".

$$C_F = 1$$

- C_r = coeficiente de distribución de cargas. En este caso como no podemos garantizar que las cargas se distribuyen en otras vigas iguales el coeficiente es "1".

$$C_r = 1$$

Resumiendo

$$F'_b = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_r =$$

$$= F_b \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 = F_b = 62 \text{ kg/cm}^2 \text{ (de tabla y para Pino Eliotis)}$$

$$F'_b = F_b = 62 \text{ kg/cm}^2$$

A-2. VERIFICACION DE LA VIGA A FLEXION

Tensión máxima por flexión: $f_{\max} = \frac{M_{\max}}{S_x}$

- $M_{\max} = 219,8 \text{ kg.m} = 21980 \text{ kg.cm}$ (para usar unidades compatibles)
- Modulo elástico resistente $S_x = \frac{b.d^2}{6} = \frac{10 \cdot 20^2}{6} = 666,67 \text{ cm}^3$

Verificamos

Si $f_{\max} = \frac{M_{\max}}{S_x} \leq F'_b$ VERIFICA. Si no hay que redimensionar.

Comparamos la Tensión máxima y la Tensión de diseño:

$$f_{\max} = \frac{21980 \text{ kg.cm}}{666,67 \text{ cm}^3} = 32,97 \text{ kg/cm}^2 \leq F'_b = 62 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA**B- 1. TENSION DE REFERENCIA AJUSTADA A CORTE F'_v**

$$F'_v = F_v \times C_D \times C_M \times C_t$$

$F_v = 0,7 \text{ N/mm}^2 = 7 \text{ kg/cm}^2$ (para trabajar en unidades compatibles. Valores obtenidos de tabla para pino Elliotis.

Los coeficientes son los mismos que para flexión y todos tenían valor "1"

Es así que $F'_v = F_v \times 1 \times 1 \times 1$

$$F'_v = F_v = 0,7 \text{ N/mm}^2 = 7 \text{ kg/cm}^2$$

B- 2- TENSIÓN MÁXIMA POR CORTE

La sección predimensionada es de 4" (10 cm) de ancho y 8" (20cm) de altura, con lo cual podemos obtener la máxima Tensión por corte

$$f_v = 1,5 \frac{V_{\max}}{b.d} = 1,5 \frac{265,6 \text{ kg}}{10 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 1,99 \text{ kg/cm}^2$$

B-3- VERIFICACION A CORTE

Comparamos la Tensión máxima y la Resistencia de diseño Ajustada al corte.

$$f_v = 1,5 \frac{V_{\max}}{b.d} \leq F'_v$$

$$f_v = 1,5 \frac{V_{\max}}{b.d} = 1,5 \frac{265,6 \text{ kg}}{10 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 1,99 \text{ kg/cm}^2 \leq F'_v = 7 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA

CAPITULO 6: ACERO

6-1. INTRODUCCION

En las páginas que verán a continuación se encuentran resumidos los conceptos y procedimientos más importantes que se necesitan para dimensionar o verificar secciones de Acero.

Es importante tener en cuenta que este material tiene características muy diferentes a los otros utilizados en construcción.

6-1.1. PROCESO PRODUCTIVO

El acero es una aleación de hierro y carbono, en proporciones variables, y pueden llegar hasta el 2% de carbono. Si la aleación posee una concentración de carbono mayor al 2,0% se producen fundiciones que, en oposición al acero, son quebradizas y no es posible forjarlas sino que deben ser moldeadas.

También se le suele añadir otros minerales para mejorar su dureza, maleabilidad u otras propiedades físico-químicas.

La definición en porcentaje de carbono corresponde a los aceros al carbono. Otras composiciones específicas reciben denominaciones particulares en función de los elementos que predominan en su composición (aceros al silicio), de su susceptibilidad a ciertos tratamientos (aceros de cementación), de alguna característica potenciada (aceros inoxidables) e incluso en función de su uso (aceros estructurales). Usualmente estas aleaciones de hierro se engloban bajo la denominación genérica de aceros especiales, razón por la que aquí se ha adoptado la definición de los comunes o "al carbono" que además de ser los primeros fabricados y los más empleados, sirvieron de base para los demás.

Los dos componentes principales del acero se encuentran en abundancia en la naturaleza, lo que favorece su producción a gran escala. Esta variedad y disponibilidad lo hace apto para numerosos usos como la construcción de maquinaria, herramientas, edificios y obras públicas.

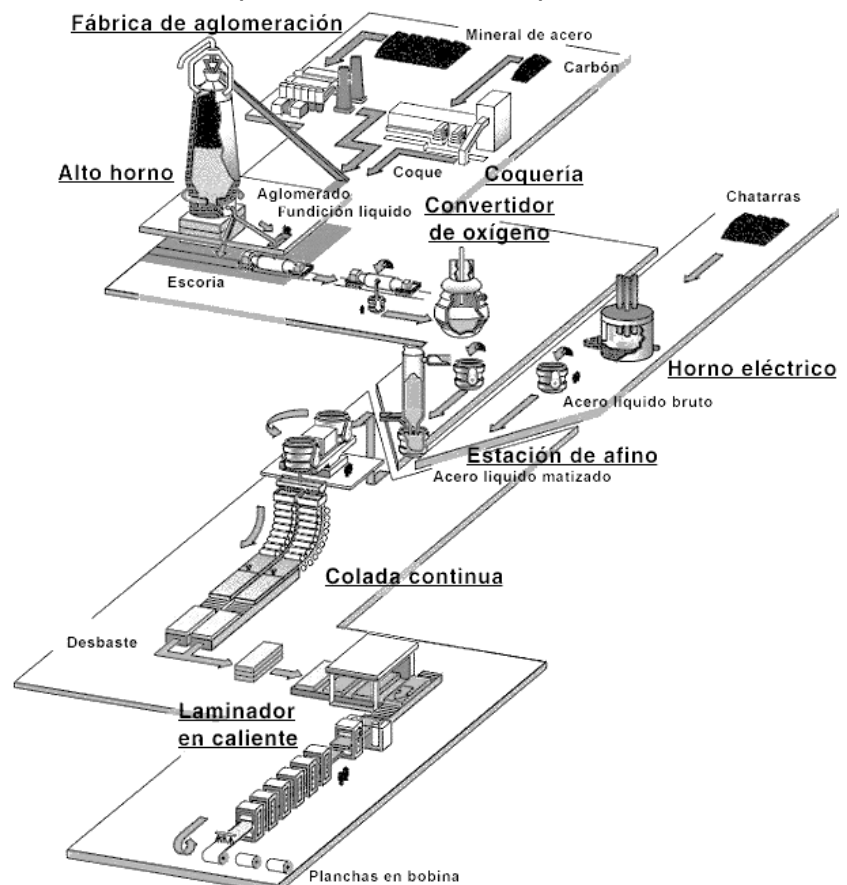
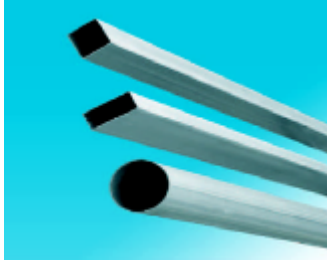


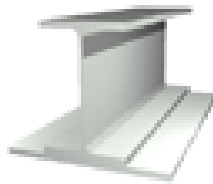
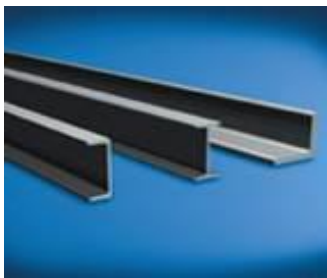
Fig. 6-1. Proceso productivo acero

6-1.2. FORMAS DE COMERCIALIZACIÓN

Por tratarse de un producto industrial, tenemos disponible en el mercado distintas presentaciones las cuales nos ofrecen distintas alternativas de uso.



- CAÑOS ESTRUCTURALES



- PERFILES



- BARRAS PARA HORMIGÓN ARMADO



- MALLAS PARA HORMIGÓN ARMADO



- BARRAS MACIZAS Y PLANCHUELAS

Fig. 6-2. Secciones comerciales

6.-2. CARACTERISTICAS MÁS RELEVANTES

El acero estructural tiene una gran resistencia a:

- **Tracción**



- **Compresión**



Barras cortas sin pandeo



Barras largas pueden pandear

En las **piezas comprimidas** el efecto de pandeo hace que se deban **considerar resistencias menores que en tracción** ya que, algunas piezas pandean antes de llegar a su máxima capacidad resistente a compresión.

En el caso de las tracciones los elementos de acero tienen una elevada resistencia y una gran capacidad de deformación antes de la rotura. Estas deformaciones son:

- **ELÁSTICAS:** cuando las cargas son bajas la pieza se deforma y cuando se retira la carga las deformaciones desaparecen.
- **PLÁSTICAS:** las cargas son más elevadas, de forma que la pieza se deforma más allá del límite elástico (ϵ_y) y se tienen deformaciones permanentes, llegando como máximo a un límite plástico (ϵ_p) para el cual al retirar las cargas parte de la deformación desaparece, pero un porcentaje queda.

Para obtener estos límites de zona elástica y zona plástica, se realizan ensayos de laboratorio, se somete una barra a esfuerzos paralelos a su eje y se mide cuanto se deforma ante cada esfuerzo, a este estiramiento lo llamaremos ΔL (siendo L la longitud de la barra).

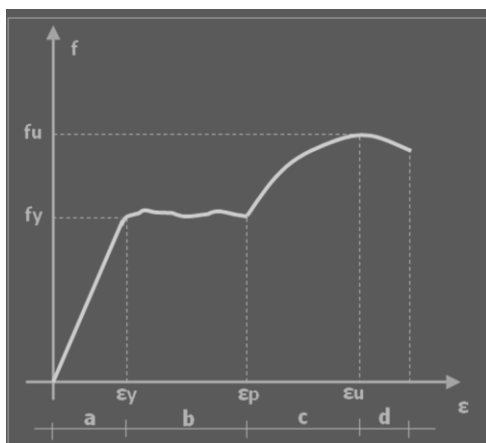


Fig. 6-3. Diagrama Tensión - Deformación del

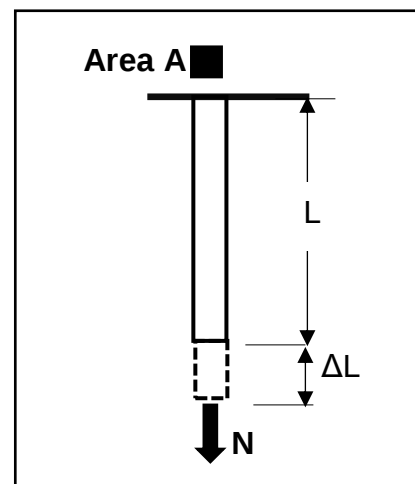


Fig. 6-4. Ensayo a tracción del Acero

Habíamos definido anteriormente:

- **DEFORMACION ESPECIFICA** a la relación entre el estiramiento " ΔL " y la longitud de la barra " L " identificada con la letra griega ϵ

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Ejemplo:

Si el estiramiento es de 2mm y la barra mide 1m (1000mm) la deformación específica resulta de $2\text{mm}/1000\text{mm} = 0,002$ que expresaríamos como 2‰ (2 por mil)

- **TENSION** es la relación entre fuerza aplicada “N” y área perpendicular a la fuerza aplicada “A” y la identificamos con la letra “f”

$$f = \frac{N}{A} \text{ (MPa) ó (kg/cm}^2\text{)}$$

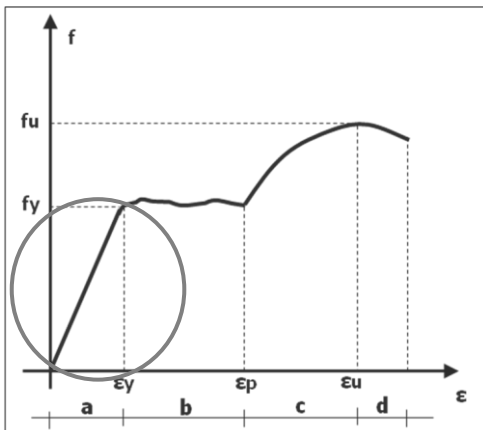


El acero tiene CAPACIDAD DE ADMITIR GRANDES DEFORMACIONES SIN COLAPSO

Durante este ensayo se va agregando cargas y midiendo las deformaciones hasta la rotura, y todos esos resultados se llevan a un grafico como el que veremos a continuación, donde se muestra el comportamiento de la barra desde carga y deformación cero hasta carga y deformación de rotura.

Si observamos el grafico de la Figura 6-3 vemos que tiene 4 tramos (“a”, “b”, “c” y “d”), el comportamiento del material en cada tramo es diferente.

- **Tramo “a” – tensiones y deformaciones son proporcionales. TRAMO ELASTICO**



Vemos que la tensión va aumentando a medida que aumentan las deformaciones. Observando el grafico en el tramo indicado se observa una línea ascendente que indica que “a mayores tensiones se corresponden mayores deformaciones”

Vemos que el tramo es una recta, eso nos indica que las deformaciones son proporcionales a las tensiones siempre de la misma forma. En este tramo el material es ELASTICO

¿Qué quiere decir eso?

Significa que si se produce una deformación bajo una carga, cuando la carga desaparece la barra vuelve a su longitud original.

¿Todos los materiales se estiran de la misma forma?

NO, cada uno tiene lo que se denomina MODULO DE ELASTICIDAD, y que identificamos con la letra E, valor que es diferente para cada uno de los materiales.

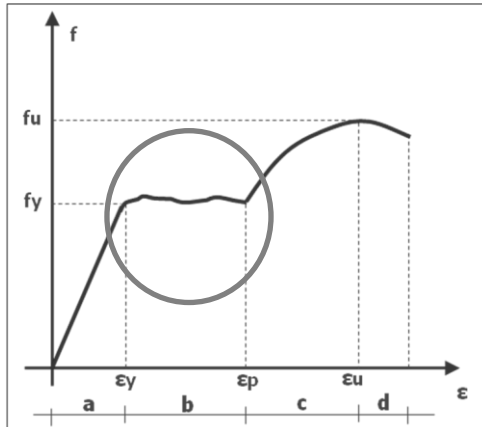
En el acero este valor es 200000 MPa que es igual a 2 100 000 kg/cm².



El valor máximo de tensión que corresponde a este tramo, donde se termina la proporcionalidad (fin de la recta), se denomina **TENSION DE FLUENCIA F_y** y la **DEFORMACION ESPECIFICA en ese punto ES LA DEFORMACION DE FLUENCIA ϵ_y** .

- **Tramo “b” –ZONA DE DEFORMACIONES PERMANENTES - ZONA PLASTICA**

En esta zona, el material ya sufre deformaciones permanentes, pero no llega a la rotura, se



sigue deformando hasta un valor ϵ_p sin aumentar la tensión (sigue siendo F_y). Este tramo permite trabajar con la sección después de haber superado el límite de fluencia.

¿Esto significa que la pieza sufrirá deformaciones permanentes?

Si, parte de las deformaciones serán permanentes, pero al ser muy pequeñas y darse en una sola sección del elemento esto no representa riesgo para la estructura.



Esta característica de los aceros se llama **DUCTILIDAD** o **TENACIDAD** y es muy útil en el caso de esfuerzos sísmicos.

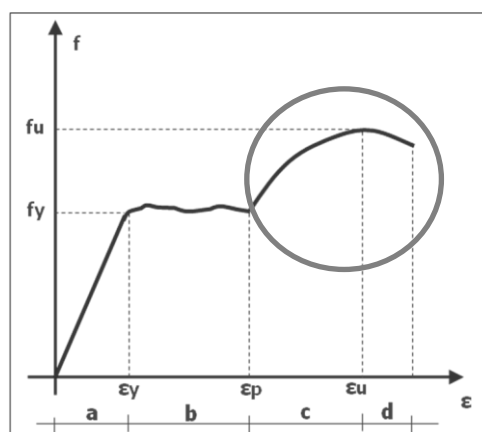
¿Cuál es el valor de ϵ_p (límite de la zona plástica)?

Este valor puede ser muy grande comparado con el límite de zona elástica ϵ_y , pero si permitimos deformaciones muy grandes tal vez la estructura no se rompa pero su deformación impedirá que siga cumpliendo las funciones para las cuales fue diseñada.

Adoptamos como valor límite de zona plástica $\epsilon_p = 3 \cdot \epsilon_y$

- **Tramos “c” y “d”**

En esta zona aumenta un poco la resistencia, pero el material sufre grandes deformaciones y alcanza la rotura.



6-3. TIPO DE ACEROS MÁS COMUNES EN ESTRUCTURAS METÁLICAS

Los aceros más comúnmente utilizados en elementos estructurales son los que se presentan a continuación donde vemos resumidas sus resistencias máximas:

TIPO DE ACERO	Límite de Fluencia F_y (Mpa)						Resist. a la Tracción F_u (Mpa)		
	$e \leq 16$	$16 < e \leq 40$	$40 < e \leq 63$	$63 < e \leq 80$	$80 < e \leq 100$	$100 < e \leq 150$	$e \leq 3$	$3 < e \leq 100$	$100 < e \leq 150$
F-24	235	225	215	215	215	195	360-510	340-470	340-470
F-26	250	245	235	235	235	215	420-570	400-560	390-530
F-36	355	345	335	325	315	295	510-680	490-630	470-630

Fig. 6-5. Tipo de Aceros más comunes

6-4. CONSIDERACIONES FINALES - ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Beneficios

- Alta resistencia por unidad de peso: estructuras más livianas y espacios más diáfanos con menor cantidad de apoyos.
- Homogeneidad: igual comportamiento en todas direcciones
- Seguridad en la previsión de resistencias y deformaciones ultimas
- Ductilidad: capacidad de soportar grandes deformaciones permitiendo que las fallas se hagan evidentes
- Mayor precisión y rapidez de montaje en las estructuras
- Gran disponibilidad de secciones y tamaños de piezas estructurales.

Objeciones

- Proceso productivo contaminante para el medio ambiente y con gran exigencia de consumo energético.
- Corrosión al estar expuesto al agua y al aire → costo de mantenimiento
- Calor – fuego → el calor se propaga rápidamente por la estructura alcanzando temperaturas donde el acero se comporta plásticamente (necesidad de recubrimientos aislantes o retardadores de calor)
- Pandeo: Por su relación resistencia/sección el empleo de perfiles esbeltos sometidos a compresión los hace más susceptibles.

6-5. DIMENSIONADO EN ACERO

6-5.1. DIMENSIONADO y VERIFICACION POR ESTADOS LÍMITES

En el dimensionado de una sección de acero tendremos en cuenta el nuevo reglamento **CIRSOC 301 EL/2005**, DIMENSIONADO POR ESTADOS LIMITES.

En esta recomendación de diseño estructural se establece que una sección queda verificada si : SOLICITACIONES ULTIMAS o SOLICITACIONES REQUERIDAS son menores o iguales que las SOLICITACIONES DE DISEÑO.

$$R_u \leq R_d = \phi \cdot R_n$$

Siendo:

R_u = Resistencia requerida
 R_n = Resistencia Nominal
 R_d = Resistencia de Diseño
 ϕ = Factor de resistencia

6-5.2. ESTADO LÍMITE

Definimos los ESTADOS LIMITES de un elemento estructural como aquellos estados que si son superados producen el colapso del elemento.

6-5.3. RESISTENCIA REQUERIDA (R_u)

Es la resistencia que, debido a las cargas aplicadas y a las condiciones de vínculos, el elemento estructural deberá soportar en algún momento de su vida útil.

Así tenemos:



Resistencia **Requerida a Flexión**, representada por el Máximo momento flector obtenido con cargas mayoradas **M_u**

Resistencia **Requerida a Corte**, representada por el valor del Corte Máximo obtenido con cargas mayoradas **V_u**

Resistencia **Requerida a Compresión o Tracción (llamados esfuerzos Normales o Axiales)** , representada por el valor de la Compresión Máxima **P_u** o Tracción Máxima **T_u** obtenido con cargas mayoradas

6-5.4. RESISTENCIA NOMINAL (R_n)

Con el tipo de acero que tenemos elegido, y la sección que vamos a utilizar podemos determinar para cada caso cual es la **resistencia de una sección**, a lo cual llamaremos **RESISTENCIA NOMINAL** que viene a representar la **capacidad resistente** de esa sección con el material elegido.



Para flexión será **MOMENTO NOMINAL M_n**

Para corte será **CORTE NOMINAL V_n**

Para esfuerzo normal de compresión o tracción será **COMPRESION NOMINAL P_n o TRACCION NOMINAL T_n**

6-5.5. RESISTENCIA DE DISEÑO (R_d)

No resulta adecuado considerar la resistencia nominal como resistencia de diseño ya que debemos tener un coeficiente de seguridad para cubrirnos de los **errores de diseño, ejecución, cálculo y material**.

En este reglamento este coeficiente adopta la forma de un coeficiente de minoración (menor que uno) que afecta a la RESISTENCIA NOMINAL y permite así obtener un valor menor para comparar con las Resistencias Requeridas.

Este factor se denomina **FACTOR DE RESISTENCIA**, se identifica con la letra griega " ϕ " y adopta diferentes valores según la sollicitación y el estado limite considerado.



Entonces, la Resistencia de Diseño será igual a la Resistencia Nominal, reducida por el Factor de Resistencia ϕ :

$$R_d = \phi \cdot R_n$$

Tanto para los Momentos Flectores, como para Corte, el Factor de Resistencia a considerar, en los casos corrientes, será $\phi = 0,9$

6-6. DIMENSIONADO y VERIFICACION de elementos SOMETIDOS A FLEXION Y CORTE

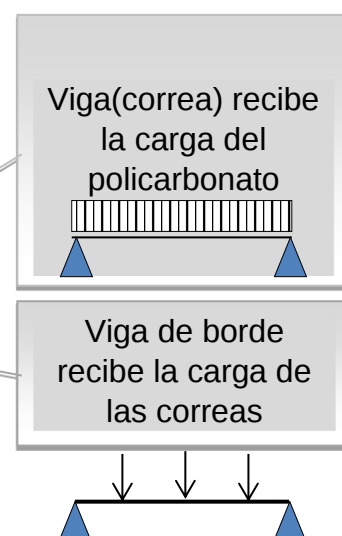
6-6.1. GENERALIDADES

En general, los elementos sometidos a esfuerzos de flexión y corte son denominados VIGAS. Se encuentran cargado perpendicular a su eje y por ello se encuentran solicitados a esfuerzos de corte y momento flector preferentemente.

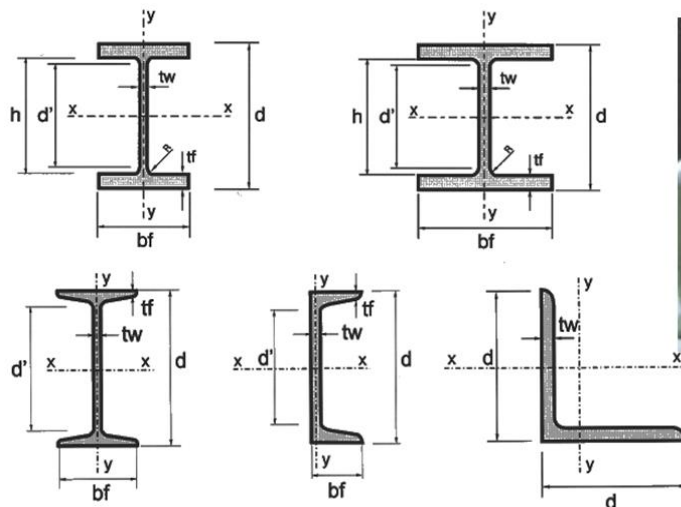
EJEMPLOS:



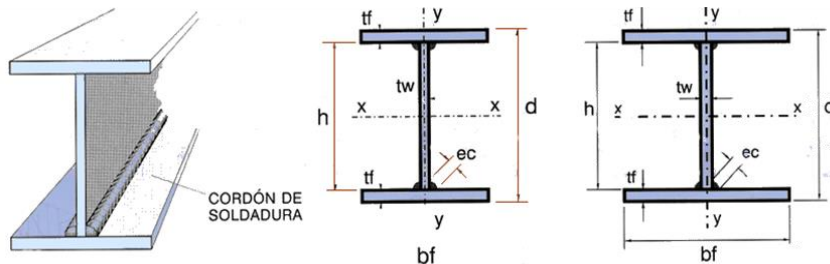
Fig. 6-6. Elementos de acero a flexion



6-6.2. SECCIONES DE ACERO MÁS COMUNES



PERFILES LAMINADOS EN CALIENTE



PERFILES ARMADOS



PERFILES PLEGADOS EN FRIO

Fig. 6-7. Secciones mas comunes de Acero

6-6.3. VERIFICACION A FLEXION - ESTADOS LÍMITES

Para verificar a flexión una viga se debe comparar el MOMENTO REQUERIDO O MOMENTO ÚLTIMO (M_u) con el MOMENTO DE DISEÑO O MOMENTO RESISTENTE de la sección.

$$M_u \leq M_d = \phi \cdot M_n$$

$$\phi = 0,9$$

Donde

M_u = Momento último, que se obtiene del análisis de carga y el diagrama de momentos para cargas últimas

M_n = Momento Nominal que se obtiene como veremos a continuación, con los estados límites a considerar.

M_d = Momento de diseño, que se obtiene multiplicando el Momento Nominal por el Factor de Resistencia ϕ .

ϕ = Coeficiente de minoración (menor que uno) que afecta las resistencias nominales para contemplar la posibilidad de errores en cálculo, diseño, ejecución o materiales.

Queda entonces por determinar el MOMENTO NOMINAL de una sección de acero y para ello tenemos que analizar sus posibles estados límites o posibles situaciones de falla. Es decir, si pensamos en el problema que se nos presenta debemos pensar cuales son las posibles situaciones por las cuales el elemento estructural flexionado (viga) puede colapsar. Estas previsibles situaciones son denominadas por el Reglamento CIRSOC 301 como ESTADOS LIMITES y son:

ESTADOS LÍMITES:

- A- Momento PLÁSTICO
- B- Pandeo LOCAL de ALA o de ALMA (como las secciones que utilizamos no presentan este estado límite no profundizaremos en su análisis)
- C- PANDEO LATERAL TORSIONAL (puede ser controlado vinculando la viga a un plano rígido)

Es decir que una viga de Acero puede fallar por cualquiera de ellos, así que pasaremos a explicar ahora como determinar cada uno:

A- MOMENTO PLASTICO DE LA SECCION

Al flexionarse bajo las cargas la viga se deforma y en alguna sección se desarrolla el máximo momento flector para ese caso de cargas, como podemos observar en el ejemplo gráfico siguiente:

En una sección de otro material, como las que se vieron en madera, se verifica la fibra más solicitada utilizando el momento elástico como momento resistente de la sección.

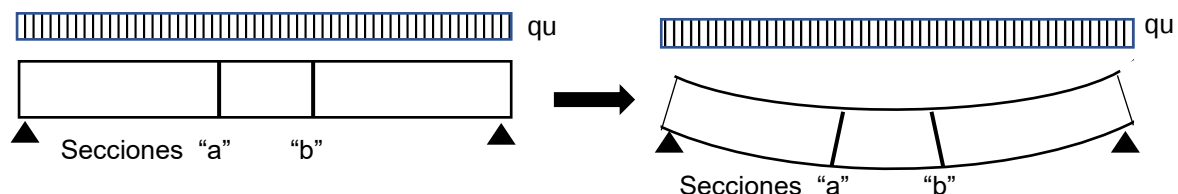
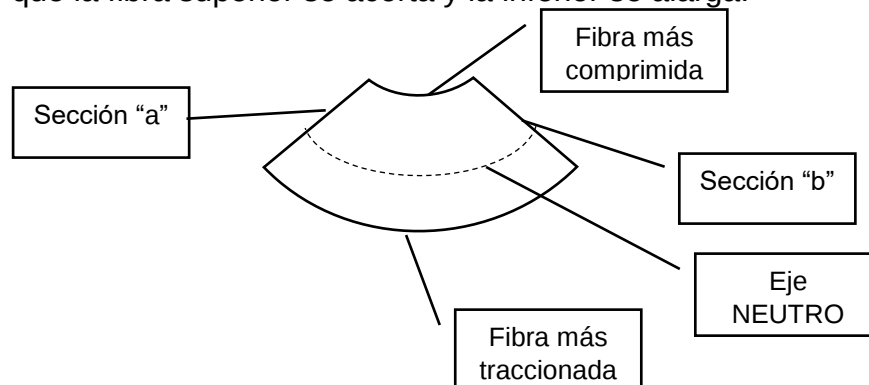


Fig. 6-8. Deformaciones por flexión

Al actuar las cargas sobre la viga, esta se deforma, las secciones "a" y "b" que originalmente eran verticales (perpendiculares al eje de la viga) ahora rotan de forma que vemos claramente que la fibra superior se acorta y la inferior se alarga.



Es así que los materiales que tienen solo **comportamiento elástico** apenas una fibra alcanza la máxima tensión posible ya se considera el momento máximo que se llama:

- Momento RESISTENTE ELÁSTICO $M_y = F_y \cdot S_x$

En el acero se puede seguir cargando y hacer que mas fibras alcancen la tensión máxima, usando la capacidad del material de deformarse mucho antes de romperse, y se puede alcanzar un momento resistente mayor llamado:

- **Momento RESISTENTE PLÁSTICO** $M_p = F_y \cdot Z_x$

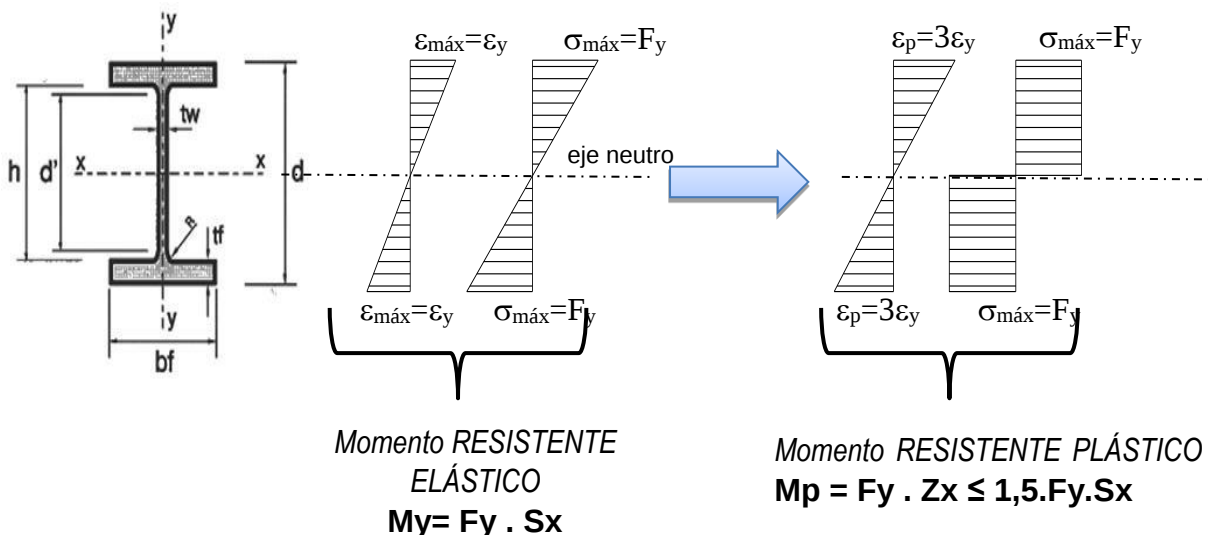
Donde:

F_y= Tensión de fluencia del acero

(ver tabla de la Figura 6-5, para Acero F24 es 235MPa = 2400kg/cm²)

S_x= modulo Resistente Elástico (Dato de Tabla de perfiles)

Z_x= modulo Resistente Plástico (Dato de Tabla de perfiles)

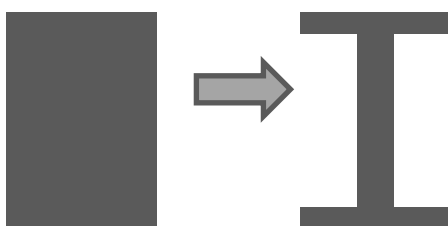


Esta reserva plástica del material nos permite utilizar como **resistente el MOMENTO PLASTICO** que es **MAYOR** que el **Momento Elástico**, ya que se puede permitir que toda la sección alcance la tensión de fluencia (F_y)

En acero tenemos que tener en cuenta cuestiones importantes:

- **FORMA DE LAS SECCIONES**

Se utilizan formas donde se busca el bajo peso del elemento sin disminuir las propiedades resistentes del material:



De la sección rectangular se obtienen otras formas con propiedades resistentes a flexión similares, pero de menor peso.

En el caso de una sección metálica donde la sección tiene distinto espesor en el ala ("b_r") y el espesor del alma ("t_w"), el cálculo de los parámetros geométricos como el MÓDULO RESISTENTE PLÁSTICO es de mayor complejidad.

Se anexan al final de este apunte las tablas correspondientes a distintas secciones de acero, donde se pueden encontrar los denominados PARÁMETROS GEOMÉTRICOS: Área (A), Momento de Inercia (I_x , I_y), Módulo Resistente Elástico (S_x, S_y) , Radio de Giro (r_x,r_y) Y Módulo Resistente Plástico (Z_x, Z_y) que nos permiten hacer las verificaciones.

ESQUEMA DE CALCULO DE LA RESITENCIA DE DISEÑO A FLEXION M_d

Con lo cual es procedimiento de cálculo de M_d=φ.M_p sería el siguiente:



- 1- Es así que, si queremos elegir una sección adecuada a nuestro proyecto, en primer lugar, debemos elegir el perfil que queremos, esto se llama **PREDIMENSIONAR**, este predimensionado puede hacerse de manera intuitiva o por conocimientos previos o utilizando formulas simples que permiten tener una idea de la sección posible, y que en general esta asociada a la longitud del elemento y al tipo de vínculos.
- 2- Con la Tabla del perfil se buscan los parámetros geométricos necesarios para el cálculo. Si queremos obtener el Momento resistente buscaremos el MODULO PLASTICO RESISTENTE Z
- 3- Calculamos el MOMENTO DE DISEÑO $M_d = \phi \cdot M_p = \phi \cdot Z_x \cdot F_y$

Por último verificamos si M_d es mayor o igual a M_u (momento ultimo obtenido con las cargas mayoradas)

$$M_p = F_y \cdot Z_x \leq 1,5 \cdot F_y \cdot S_x$$

Debemos controlar además que el momento Plástico tiene que ser **como máximo** una vez y media (1,5) el valor del momento Elástico para evitar grandes deformaciones plásticas en caso de ser el Módulo Z_x un valor muy grande comparado con el Módulo Elástico S_x.

Ejemplo1

Perfil IPN 200 tipo de acero F24 → F_y = 235 MPa o 2350 kg/cm²

De la tabla correspondiente obtenemos

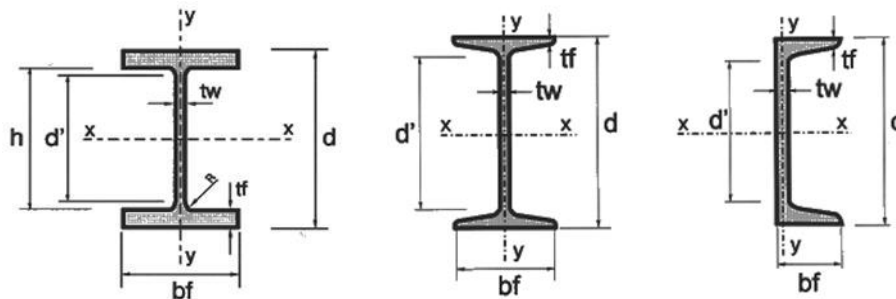
- Módulo plástico Z_x = 250 cm³ y Módulo Elástico S_x = 214cm³
- Calculamos el Momento Plástico:
M_p = F_y · Z_x = 2350kg/cm² · 250cm³=587500 kg.cm = 58,75 kN.m
- Calculamos Momento Elástico
M_y = F_y · S_x = 2350 kg/cm² · 214cm³= 502 900 kg.cm = 50,29 kN.m

- Obtenemos $1,5 M_y = 1,5 \cdot 50,29 \text{ kN.m} = 75,435 \text{ kN.m} > M_p$ (verifica)

Con todo lo anterior diríamos que el momento plástico de esta sección para flexiones alrededor del eje x es $M_p = 58,75 \text{ kN.m}$

B-PANDEO LOCAL DE ALA Y ALMA

En el caso de los perfiles que analizamos podemos observar el pequeño espesor de los elementos que los componen: “alas” y “almas”.



Con estos pequeños espesores aparece un problema adicional que se denomina:

PANDEO LOCAL DE ALA O PANDEO LOCAL DE ALMA

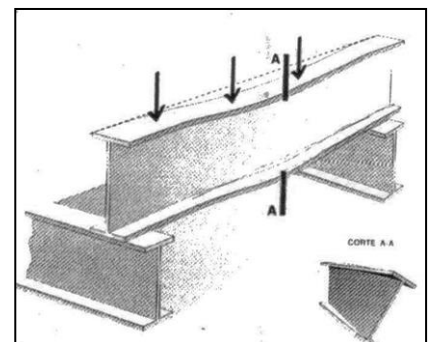
Estos problemas pueden hacer que la sección falle localmente antes de poder desarrollar el Momento Plástico Resistente.



Las secciones laminadas en caliente (PERFILES que utilizaremos en la mayoría de los casos) NO presentan este tipo de problemas, por eso no consideraremos este estado límite

C-PANDEO LATERAL TORSIONAL

Este estado límite se da cuando el elemento flexionado tiene posibilidad de deformarse hacia los lados (por eso es pandeo LATERAL) con un valor máximo coincidiendo con el de máximo momento y un valor mínimo en los apoyos, con lo cual la viga queda sometida a un esfuerzo de TORSION.



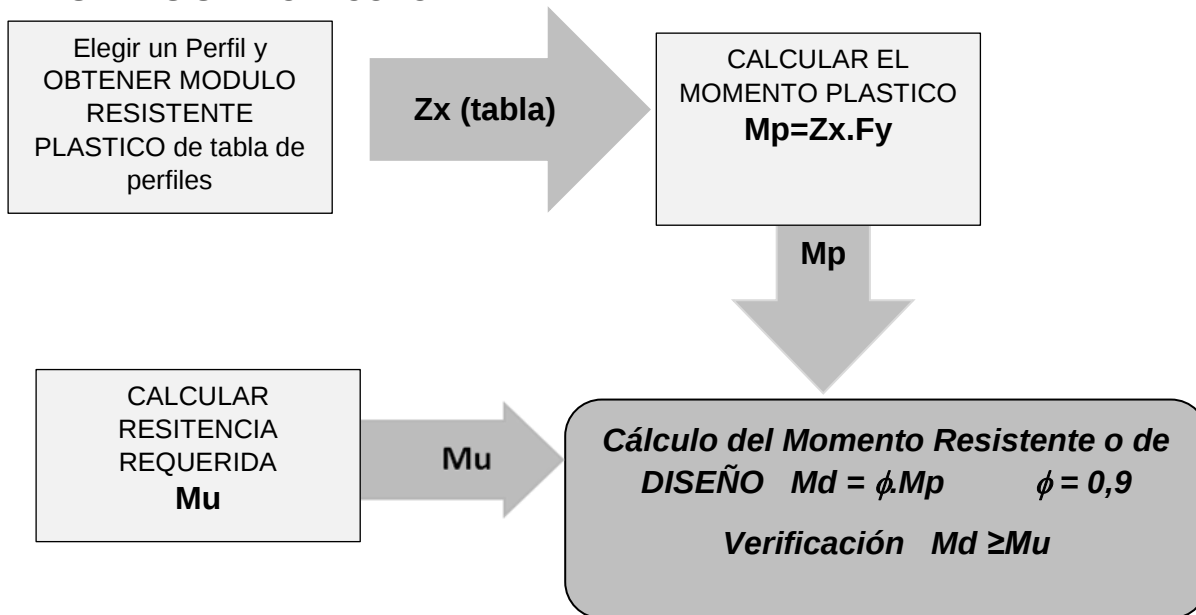
Este ESTADO LIMITE es muy importante, pero puede ser fácilmente controlado si se vincula la sección a un plano rígido, y entonces la pregunta es: ¿Cuál es el plano rígido del cual se habla?

Recordando que toda estructura para tener estabilidad a fuerzas horizontales debe tener un plano horizontal que vincule los planos verticales necesarios, este es el PLANO RIGIDO al cual tendríamos que vincular la viga metálica.

Puede ser una losa, o estar constituido por una estructura liviana de correas o cables de madera o metálicos con tejas o chapa. Hay que asegurarse que las vigas metálicas estén vinculadas a este plano en varios puntos intermedios además de los puntos de los apoyos.

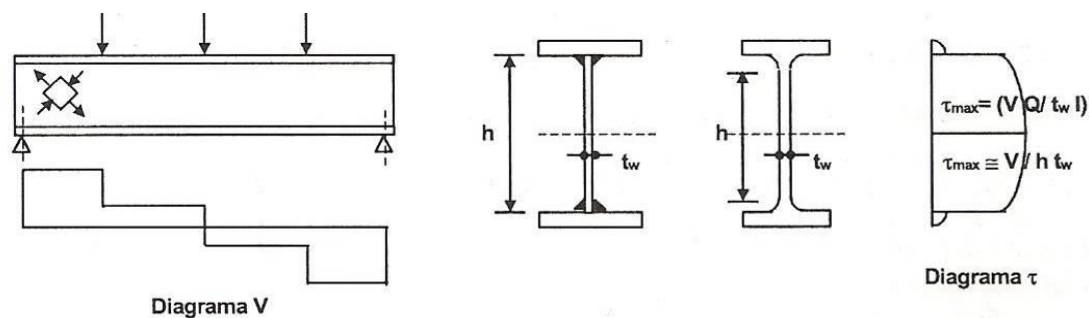
Si esto se cumple no se necesita verificar al PANDEO LATERAL TORSIONAL

SÍNTESIS DE CÁLCULO



6-6.4-VERIFICACION A CORTE

Al flexionarse bajo carga la viga aparecen en las secciones esfuerzos de corte que llamaremos CORTE REQUERIDO V_u .



La resistencia a corte de la sección de acero se puede determinar considerando solamente la resistencia a corte del alma de la sección, despreciando la colaboración de las alas.

Resistencia Nominal y Resistencia Requerida

Obtendremos la **Resistencia Nominal** a corte, como:

$$V_n = A_w \cdot F_y \cdot 0,6$$

Siendo :

A_w = área del alma

$$A_w = h_w \cdot t_w$$

t_w = espesor del alma

h_w = altura del alma

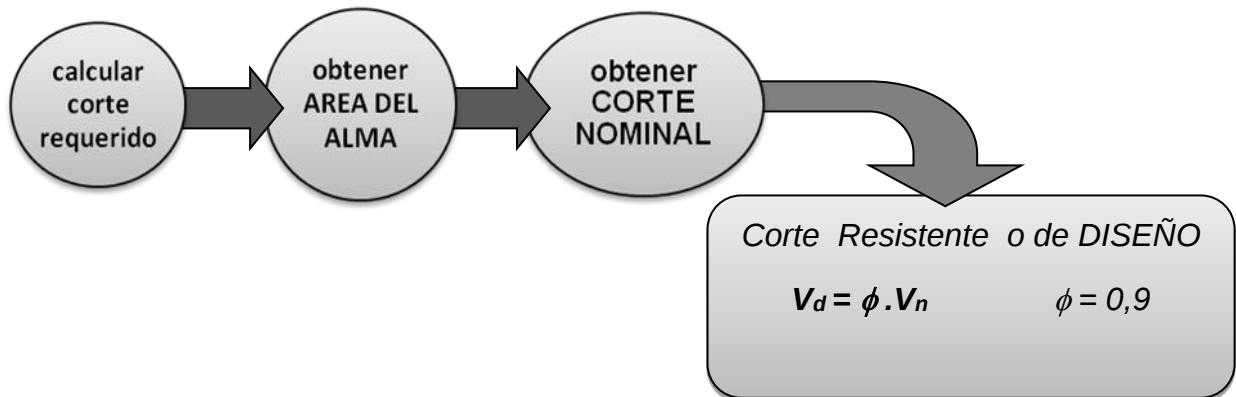
$0.6 F_y$ = resistencia a corte del acero

Obtendremos la **Resistencia de DISEÑO** como

$$V_d = \phi \cdot V_n$$

Siendo $\phi = 0,9$

SÍNTESIS DE CÁLCULO



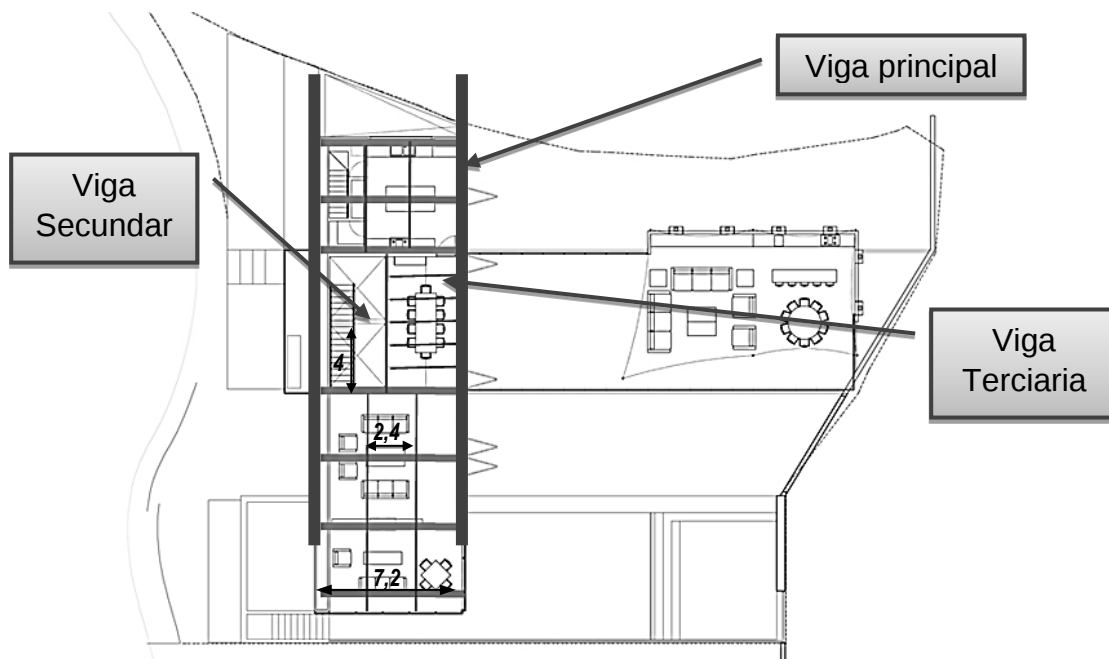
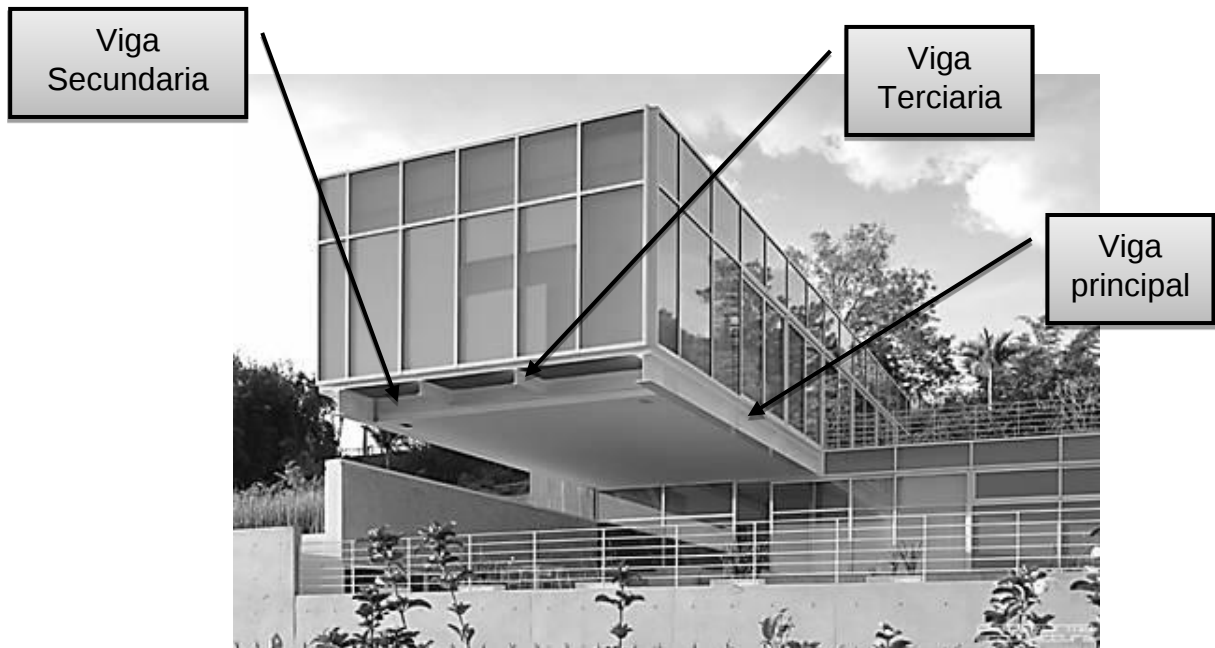
6-7. EJEMPLO DE VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS METÁLICOS

En la vivienda que se ve en la foto, “**Casa GDL1**” localizada en **Guadalajara, México**, obra del arquitecto **Bernardo Gómez Pimienta** del año **2003**, se puede observar un gran volumen que sobresale, donde se ubican el estar y comedor de la vivienda.

Este volumen en voladizo, está sostenido por dos vigas principales que soportan en toda la carga de la estructura.

Sobre esta viga principal descargan vigas transversales ubicadas cada 4m y sobre las que apoyan dos vigas terciarias donde se apoya el contrapiso.

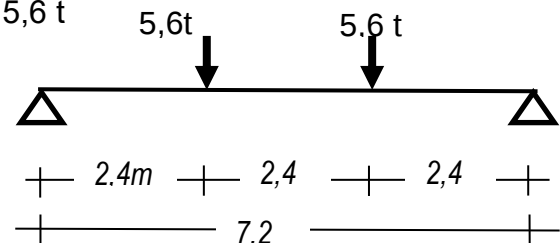




VERIFICACIÓN DE VIGAS SECUNDARIAS DEL ENTREPISO

- La separación de las vigas principales nos da los puntos de apoyo de las vigas secundarias → luz entre apoyos de vigas secundarias = 7,2 m
- Elegimos un perfil → Predimensionado: IPN 300 (perfil doble T de 30 cm de alto)
- La carga de entepiso se calculó, para la combinación
 $q_u = 1,2q_D + 1,6 q_L = 580 \text{ kg/m}^2$
- El área de influencia de las vigas terciarias es 2,4m que es la separación entre estas vigas, con lo cual la carga por metro cuadrado sobre las vigas terciarias es:
- $q_u = 580 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,4 \text{ m} = 1390 \text{ kg/m} \approx 1,4 \text{ t/m}$
- Estas vigas terciarias, de 4 metros de luz, apoyan sobre las secundarias. Por lo tanto, su reacción es una carga para las vigas secundarias.
- Reacciones vigas terciarias: $q \cdot l / 2 = 1,4 \text{ t/m} \cdot 4 \text{ m} / 2 = \mathbf{2,8 \text{ t}}$
- Cargas Puntuales sobre vigas secundarias: $2,8 \cdot 2$ (llegan dos terciarias a cada punto) = 5,6 t

Por simetría de cargas $R_a = R_b = 5,6 \text{ t} \cdot 2 / 2 = 5,6 \text{ t}$



VERIFICACION A FLEXION

Momento Flector máximo (al centro de la luz):

$$M_u = 5,6 \text{ t} \cdot 3,6 \text{ m} - 5,6 \text{ t} \cdot 1,2 \text{ m} = 13,44 \text{ tm}$$

Buscamos en la tabla de perfiles Zx del IPN 300 → IPN 300 Zx = 762 cm^3

Calculamos el MOMENTO PLASTICO:

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 762 \text{ cm}^3 \cdot 2350 \text{ kg/cm}^2 = 1790700 \text{ kg.cm} = \mathbf{17,9 \text{ t.m}}$$

Resistencia de Diseño: $M_d = M_p \cdot 0,9 = 16,11 \text{ t.m} > M_{\text{máx}}$ **VERIFICA**

Al ser un perfil laminado no es necesario verificar esbeltez de ala o alma. NO verificaremos pandeo lateral torsional ya que consideramos que las vigas están firmemente vinculadas al entepiso.

VERIFICACION A CORTE

De Tabla Perfiles $t_w = 1,08 \text{ cm}$ y $h_w = 24,1 \text{ cm}$

Obtenemos el corte máximo: $R_a = R_b = 5,6 \text{ t} = \text{Esfuerzo de Corte máximo}$

Resistencia a corte de la sección: $V_n = A_w \cdot F_y \cdot 0,6$

Siendo : $A_w = \text{área del alma}$

$$A_w = h_w \cdot t_w = 1,08 \text{ cm} \cdot 24,1 \text{ cm} = 26,08 \text{ cm}^2$$

$$F_{vy} = \text{resistencia a corte del acero} \cong 0,6 \cdot F_y = 0,6 \cdot 2350 \text{ kg/cm}^2 = 1410 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$V_n = A_w \cdot F_y \cdot 0,6 = 26,08 \text{ cm}^2 \cdot 1410 \text{ kg/cm}^2 = 36772,08 \text{ kg} = 36,8 \text{ t}$$

Obtendremos la Resistencia de DISEÑO:

$$V_d = \phi \cdot V_n \quad \text{Siendo } \phi = 0,9$$

$$V_d = 0,9 \cdot 36,8 \text{ t} = 33,12 \text{ t} > V_{\max} = 5,6 \text{ t} \quad \text{Verifica}$$

CAPITULO 7: HORMIGÓN ARMADO

7-1. GENERALIDADES

El primer material estructural capaz de adoptar una variedad de formas fue el hormigón.

Pero la extrema versatilidad que hoy se emplea en vigas curvas, cáscaras delgadas de cualquier forma concebible, sólo fue posible con el advenimiento del hormigón armado.



Fig. 7-1. Capilla de Ronchamps – Arq. Le Corbusier

Fig. 7-2. Auditorio de Tenerife – Arq. Santiago Calatrava

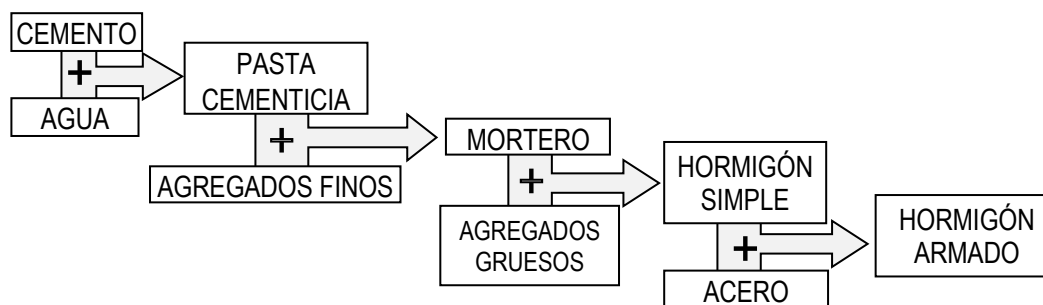
El hormigón es una mezcla de materiales inertes con un aglutinante, los cuales, amasados con agua, tienen la capacidad de endurecer en el tiempo y adquirir así una elevada resistencia a compresión. Sin embargo, su capacidad de resistir tracciones es alrededor de 10 veces inferior, por lo que también es incapaz, por sí solo, de resistir flexiones.

Para suplir este inconveniente, se coloca acero, muy resistente a la tracción, dentro de la masa de hormigón, transformándose entonces en lo que conocemos como **hormigón armado**.

Esta unión permite aprovechar ventajosamente las características de cada uno de los materiales, creando piezas con capacidad de resistir flexiones (combinación de esfuerzos de tracción y compresión), ya que el acero resistirá las tracciones y el hormigón las compresiones.

7-1.1. MATERIALES QUE COMPONEN EL HORMIGÓN

El hormigón simple, es el material formado por la mezcla de **cimento y agua** con **arena, gravilla y grava**. Finalmente, en combinación con barras de acero, logramos el hormigón armado.



Vamos a conocer algo de cada uno de los materiales que constituyen el Hormigón:

Cemento

Es un ligante hidráulico, o sea una sustancia que mezclada con el agua, está en condiciones de endurecer ya sea expuesta al aire libre, como también debajo del agua.

La fabricación del cemento utilizado actualmente, cemento Portland, comienza desde la extracción de la piedra caliza arcillosa de las canteras para luego ser secada y triturada finamente.

La siguiente operación, y más importante en el proceso, es la cocción a una temperatura de casi 1500° C, cambiando su composición química y obteniéndose el clinker, principal componente del cemento.

Finalmente, este clinker es molido y se le agregan yeso y otros compuestos minerales según las propiedades que se quieran lograr en el cemento fresco o endurecido.

Por ser un ligante hidráulico, al ponerse en contacto con el agua el cemento reacciona químicamente liberando una cierta cantidad de calor y provocando el progresivo endurecimiento de la pasta de cemento.

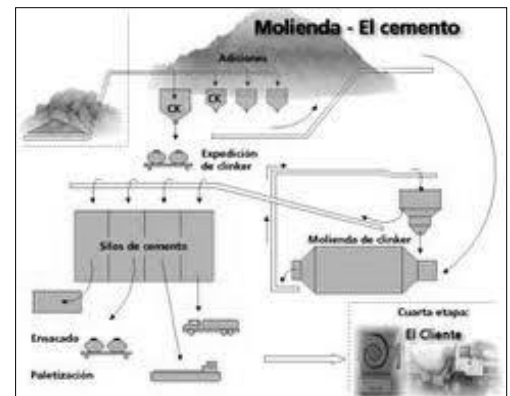
El Reglamento CIRSOC 201 para estructuras de Hormigón Armado, establece un mínimo de 280 kg de cemento por metro cúbico de hormigón fresco, pero el contenido de cemento en cada caso deberá ser determinado en función de las condiciones de resistencia y durabilidad requeridas.

Agua de Amasado

Se entiende por agua de amasado la cantidad de agua total contenida en el hormigón fresco.

Esta cantidad es utilizada para el cálculo de la **relación agua/cemento (A/C)**.

Cumple una doble función en la tecnología del hormigón: por un lado, permite la hidratación del cemento y por el otro es indispensable para asegurar la trabajabilidad y la buena compactación del hormigón.

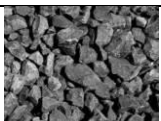
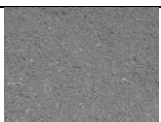


Agregados

Generalmente se entiende por "agregados" a la mezcla de arena y piedra de granulometría variable que se incorporan a la pasta cementicia.

Los agregados, generalmente inertes y estables en sus dimensiones, representan el 80 - 90% del peso total del hormigón, por lo que son responsables de gran parte de las características del mismo. La pasta cementicia, por otra parte, es el material activo dentro de la masa de hormigón y como tal es en gran medida responsable de la resistencia, variaciones volumétricas y durabilidad del hormigón.

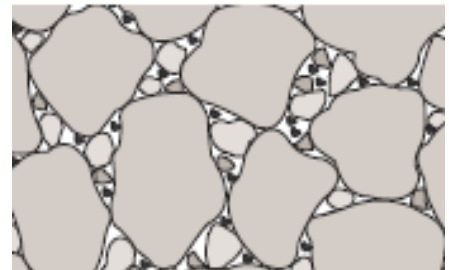
Cada elemento tiene su rol dentro de la masa de hormigón y su proporción en la mezcla es clave para lograr las propiedades deseadas (trabajabilidad, resistencia, durabilidad y economía).

AGREGADOS GRUESOS	Naturales	Grava	
		Canto Rodado	
	Triturados	Piedra Partida	
AGREGADOS FINOS	Naturales	Arena	
	Triturados	Arena de Trituración	

Se especifica como límite de tamaño entre agregados gruesos y finos el valor de 4,75 mm, es decir, todo agregado menor a 4,75 mm es un agregado fino (arena).

Es conveniente para la pasta de hormigón, por razones de economía, resistencia y estabilidad volumétrica, que los agregados ocupen el mayor porcentaje posible, siempre que esto sea compatible con la trabajabilidad.

El mayor porcentaje de agregados se logra si la mezcla es lo más compacta posible, es decir, que los agregados dejen entre sí la menor cantidad de huecos (que luego deberán ser llenados por la pasta cementicia) y esto se consigue con una adecuada distribución de tamaños de las partículas de esos agregados (granulometría).



Así, los huecos dejados por las piedras más grandes, son ocupados por las del tamaño siguiente, y así sucesivamente hasta llegar a la arena, donde sus diferentes tamaños de granos harán lo mismo.

Si bien es cierto que es conveniente que los agregados gruesos sean del mayor tamaño posible, esto está limitado para permitir el correcto llenado de los moldes o encofrados y para poder cubrir totalmente las armaduras en la ejecución del hormigón armado.

El Reglamento establece, entre otras disposiciones sobre este tema, que el tamaño máximo del agregado grueso no debe superar $1/3$ del espesor de una losa, o $1/5$ de la menor dimensión en cualquier otro elemento estructural. Por ejemplo: si se prepara hormigón para construir una viga cuya sección es 20 cm x 50 cm, el agregado grueso tendrá un tamaño máximo de 4 cm ($1/5$ de 20 cm).

Aditivos

Los aditivos son sustancias que se agregan al hormigón con el fin de modificar determinadas características del hormigón fresco y del endurecido.

Los principales aditivos son:

- **Fluidificantes:** mejoran la trabajabilidad del hormigón en presencia de una relación A/C (relación Agua/Cemento) constante (cantidad de agua de mezcla inalterada). Por otro lado, si se desea conservar el nivel de trabajabilidad, los fluidificantes permiten reducir la cantidad de agua necesaria y en consecuencia la relación A/C. En este caso aumentan la resistencia y la impermeabilidad.
- **Incorporadores de aire:** introducen en el hormigón millones de pequeñas burbujas de aire mejorando sensiblemente la resistencia al hielo y a las sales anti-hielo.
- **Retardadores:** retardan el inicio del fraguado de la pasta de cemento y prolongan el intervalo que se dispone hasta su uso. Se utilizan sobre todo para la confección de hormigones con características particulares, como el hormigonado a temperaturas elevadas, el transporte a larga distancia, el hormigonado de grandes volúmenes o superficies extensas, etc.
- **Acelerantes:** aceleran el inicio del fraguado y el endurecimiento del hormigón permitiendo desencofrar, someter a cargas o también exponer el hormigón al hielo dentro de un período de tiempo bastante más corto que el normal.

7-1.2. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN FRESCO

El hormigón se halla en estado fresco cuando su masa posee plasticidad y puede moldearse. Las propiedades que lo definen en este estado, entre otras, son:

- **Trabajabilidad:** determina la facilidad con que se puede mezclar, transportar, verter compactar la mezcla. En ella influyen la forma y medida de los áridos, la existencia de aditivos y por sobre todo la cantidad de agua y de cemento de la mezcla, que deben estar medidas por la relación agua/cemento, de suma importancia no sólo para la trabajabilidad sino también para la resistencia final del hormigón.



Una **relación a/c baja** aumenta la resistencia al medio ambiente, brinda buena adherencia entre acero y hormigón y limita los cambios de volumen por secado y humedecido.

Una **relación a/c alta**, facilita la trabajabilidad, pero disminuye notablemente la capacidad resistente del hormigón.

El Reglamento CIRSOC 201 establece los valores límites para esta relación a/c entre 0,4 y 0,53.

En la práctica es relativamente difícil medir con precisión el contenido de agua en el hormigón. Es por esto que, muchas veces, en el momento de la elaboración, se hace referencia a la medida de consistencia. Como ésta guarda estrecha relación con el contenido de agua, resulta más simple determinar las variaciones en el contenido de agua de un hormigón a través de los cambios en su consistencia.



El mejoramiento de la consistencia no debería nunca ser realizado mediante el posterior agregado de agua.

- **Consistencia:** considera el grado de fluidez de un hormigón fresco y se determina midiendo el asentamiento del pastón de hormigón recién elaborado mediante métodos diversos, siendo el más común el del cono de Abrams, que consiste en el llenado de un cono metálico normalizado con hormigón, el cual se compacta con una varilla y luego se desmolda, midiéndose cuánto descendió la pasta con respecto a la altura el molde.

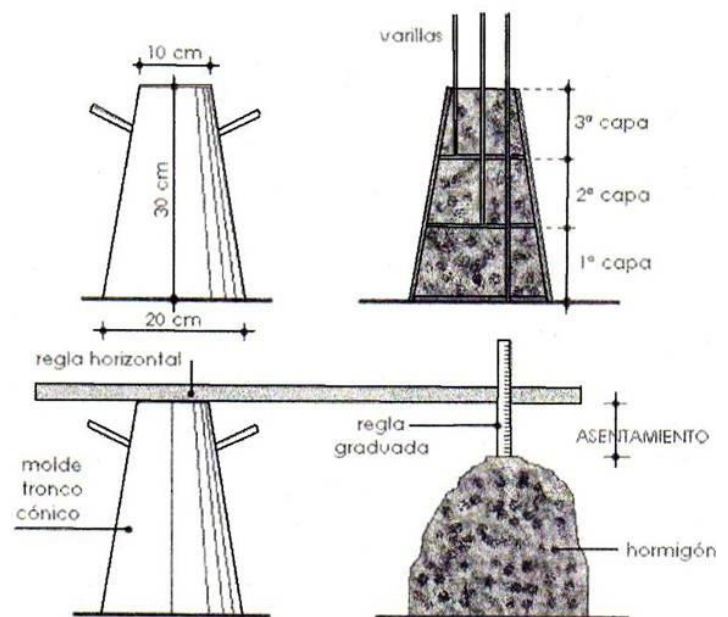


Fig. 7-3. Ensayo de consistencia- Cono de Abrams



Fig. 7-4. Imágenes ensayo consistencia

- **Homogeneidad:** se consigue con un buen mezclado o amasado y es la propiedad que permite al hormigón mantener idénticas características en todos los puntos de su masa. El tiempo de mezclado se mide a partir del momento en que todos los materiales componentes ingresaron al tambor de la mezcladora y debe ser el suficiente, y no más, como para lograr la uniformidad de la pasta de hormigón.

Transporte, compactación y curado del hormigón

El hormigón puede ser preparado en obra ("in situ") con máquinas mezcladoras o, lo que es más aconsejable en obras de mediana y gran importancia, en plantas elaboradoras, desde donde se transporta en moto-hormigoneras hasta el lugar de colocación, lo más velozmente posible, ya que debe ser volcado en los encofrados antes de que se superen los noventa minutos desde que el agua entró en contacto con el cemento (60 minutos en épocas de calor).



Fig. 7-5. Elaboracion en obra

Una vez vertido dentro de los encofrados, el hormigón debe ser compactado inmediatamente hasta alcanzar la máxima compacidad posible.

Existen diversos métodos para realizar la compactación que dependen de la consistencia que tenga el hormigón fresco:

- Compactación manual por varillado
- Vibradores de inmersión o internos
- Vibradores de encofrados



Fig. 7-6. Transporte de Hormigón elaborado en planta

Terminado el proceso de compactación, comienza el período de fraguado del hormigón, en el cual la mezcla pasa del estado fluido al estado sólido. En esta etapa el hormigón debe ser protegido de las situaciones que pudieran agredirlo, es lo que se conoce como etapa de curado del hormigón, que debe extenderse a por lo menos 5 días para cementos portland normales.

El curado debe proteger al hormigón de:

- Deshidratación precoz debida al viento, al sol, al frío seco.
- Temperaturas extremas (calor – frío y grandes amplitudes térmicas).
- Intemperie.
- Acción prematura de sustancias nocivas como aceites, y otras.



Fig. 7-7. Curado del Hormigón

Esto puede producir efectos no deseados tales como:

- Aparición de importantes fisuras por contracción.

- Pérdida de resistencia.
- Tendencia al desarenado de la superficie.
- Reducción de la impermeabilidad y de la durabilidad.

Algunas de las medidas de protección pueden ser:

- Cubrir con láminas plásticas.
- Cubrir con un estrato protector de manera de mantener la humedad (yute, paños geotextiles).
- Regar continuamente con agua.
- Conservar bajo el agua.



Fig. 7-8. Bombeado del Hormigón Elaborado

7-1.3. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ENDURECIDO

En el hormigón endurecido, su resistencia y durabilidad dependen directamente de una buena preparación, una compactación adecuada y un desencofrado perfecto.

El proceso de endurecimiento comienza una vez terminado el fraguado, y continúa durante años.

Las características que debe reunir el hormigón endurecido son:

- Resistencia mecánica
- Durabilidad
- Impermeabilidad
- Estabilidad Dimensional
- Resistencia al fuego

Resistencia Mecánica

El valor que caracteriza a un hormigón es la resistencia a compresión. Esta resistencia como ya vimos, depende especialmente de dos factores: la relación agua/cemento y el grado de compactación, siendo el primero de estos factores el más importante.

La resistencia de un hormigón debe ser controlada tomando muestras del hormigón fresco en la obra, en probetas cilíndricas normalizadas, que luego de desmoldadas se llevan al laboratorio de ensayos donde se mantienen en condiciones similares a las del material colocado en obra, preservando la humedad para asegurar un adecuado fraguado.

Posteriormente, a los 28 días de su elaboración, se ensayarán a rotura por compresión. Los resultados de estos ensayos, deberían dar la resistencia establecida para el hormigón en el cálculo de la estructura.



Fig. 7-9 y 7-10.. Ensayo a compresión de probetas de Hormigón



Durabilidad

Es la capacidad del hormigón endurecido de soportar las agresiones del medio ambiente y el desgaste, sin deteriorarse. Debe asegurar su integridad y la de las armaduras de acero a lo largo de toda su vida útil.

Impermeabilidad

Está estrechamente ligada a la durabilidad y se logra con hormigones compactos y uniformes, donde no hayan quedado dentro de la masa bolsones o burbujas de aire por donde pudieran ingresar elementos agresivos. Por ello es tan importante el cuidado en la ejecución del hormigón en las etapas de mezclado y compactación.

Estabilidad Dimensional

Se refiere a la capacidad del hormigón endurecido de mantener los cambios de sus dimensiones (ya sabemos que todos los materiales se deforman), dentro de ciertos límites, para que sus efectos no sean perjudiciales. Es decir deben controlarse las retracciones (disminución de la dimensión) o expansiones (aumento de la dimensión) excesivas, que pueden producirse por fraguado, secado, temperatura y cargas permanentes o instantáneas.

7-1.4. DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN

Las cantidades de los diversos componentes que intervienen en el hormigón para lograr la resistencia especificada por el cálculo estructural, pueden determinarse con bastante aproximación por medio de diversos métodos de cálculo. No obstante, como ya dijimos, siempre deberán controlarse mediante la obtención de muestras para ensayos.

Los aspectos más importantes a tener en cuenta en la dosificación del hormigón serán:

- Elección del tipo de cemento a utilizar
- Elección de la consistencia adecuada según su destino
- Distribución granulométrica de los áridos a emplear

- Determinación de la resistencia de diseño.
- Determinación de la relación agua/cemento en función de la resistencia.
- Estimación de la cantidad de agua de amasado.
- Selección de los aditivos, si fueran necesarios.

7-2. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

La resistencia característica a compresión del hormigón, que se designa f'_c , es el valor utilizado como base para los cálculos. Como ya mencionamos, se obtiene a partir de ensayos en probetas normalizadas, que permiten confeccionar los gráficos de tensión/deformación y determinar estadísticamente los valores de estas resistencias.

Los diagramas de tensión/deformación para diferentes resistencias de hormigones muestran que la resistencia máxima se alcanza con una deformación que está entre el 2 y el 3 ‰.

Por otra parte, cada tipo de hormigón tiene su correspondiente módulo de elasticidad E_c que se determina mediante la expresión:

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Por ejemplo: para el hormigón H20, el módulo de elasticidad será:

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{20} = 4700 \cdot 4,4 = 21020 \text{ MPa} \\ = 210200 \text{ kg/cm}^2$$

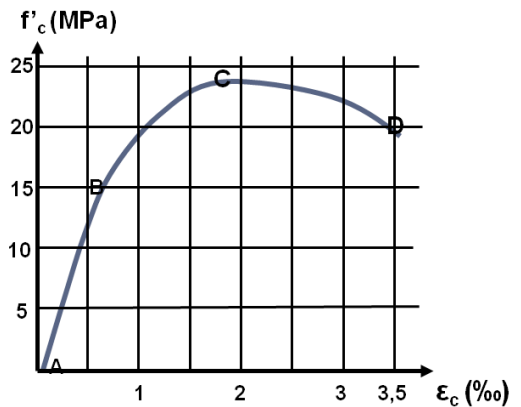


Fig. 7-11. Diagrama Tension-Deformación Hormigón Armado

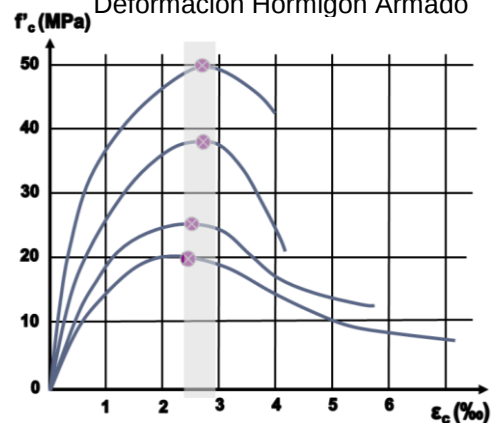


Fig. 7-12. Diagrama distintos Hormigones

El CIRSOC 201 clasifica los hormigones para el proyecto y construcción de las estructuras en la siguiente tabla:

Clases de hormigón	Resistencia a compresión f'_c (MPa)	A utilizar en hormigones
H – 15	15	Simple
H – 20	20	Simple y armados
H – 25	25	Simple, armado y pretensados
H – 30	30	
H – 35	35	
H – 40	40	
H – 45	45	
H – 50	50	
H – 60	60	

Con respecto a la resistencia a tracción, es mucho menor que la resistencia a compresión, menos del 10% de ésta, por lo que en general, no se considera la capacidad resistente a tracción del hormigón, que debe ser suplantada por las armaduras de acero (hormigón armado).

7-3. ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO

El **hormigón armado** es un **material compuesto donde acero y hormigón** interactúan recíprocamente, aportando cada uno sus propiedades específicas esenciales para el desempeño estructural.

La conjunción **Hormigón – Acero** que constituye el hormigón armado es posible gracias a:

- La sencilla tecnología de construcción
- La buena adherencia entre hormigón y acero, que permite la transmisión de esfuerzos entre ambos materiales, logrando igual deformación.
- Los coeficientes de dilatación térmica, que son aproximadamente similares en ambos materiales.
- La elevada resistencia del Hormigón a compresión y la elevada resistencia del acero a tracción.
- La adecuada protección que brinda el hormigón para evitar la oxidación de las barras de acero.

Las primeras construcciones de H^o A^o se realizaron con barras redondas lisas, pero con el tiempo, los avances tecnológicos mejoraron las propiedades de los aceros, en especial su capacidad resistente y también su adherencia mediante el conformado superficial: muescas, nervurado, torsionado con nervios longitudinales.

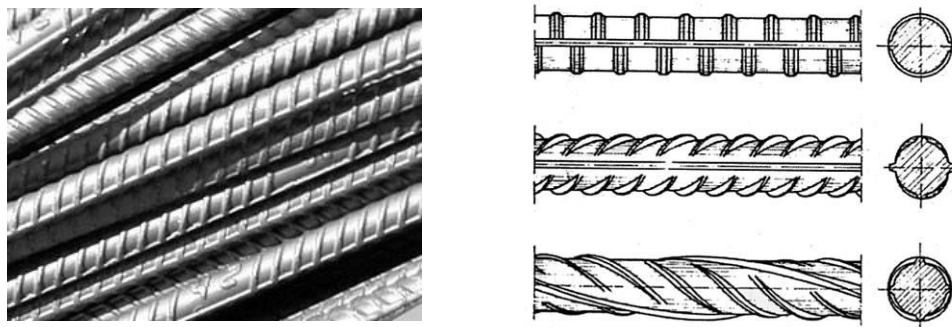


Fig. 7-13. Acero para Hormigón Armado

Los aceros de alta resistencia pueden obtenerse mediante dos procesos diferentes:

- Aceros ADM - dureza mecánica: se logran con tratamientos mecánicos de deformación en frío, estirado o torsionado, posterior al proceso de laminación.
- Aceros ADN - dureza natural: se logran con la composición química, mediante el ajuste de la proporción de carbono y la incorporación de elementos químicos.

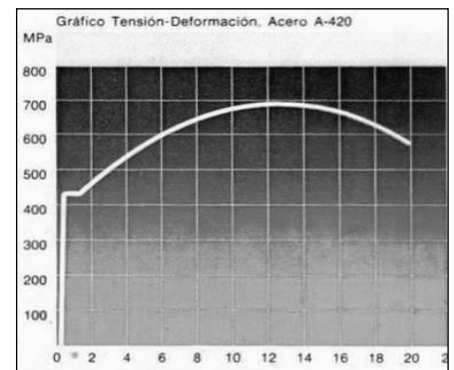


Fig. 7-14. Diagrama Tension-Deformacion ACERO



El más utilizado en estructuras corrientes es el acero de dureza natural ADN 420, que tiene un límite elástico $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

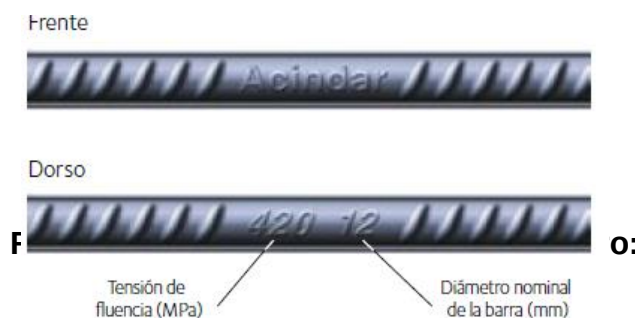
Se muestra a continuación una tabla de barras de acero para H° A°, provista por la empresa fabricante¹⁵, de donde se pueden obtener datos tales como los diámetros de las barras, peso, secciones, etc.

Diám. nominal	Perim. nominal	Peso nominal	Peso por barra 12m	Secciones nominales / número de barras										Diám. mandril de doblado mínimo ⁽¹⁾
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
mm	cm	kg/m	kg					cm ²						cm
6	1,88	0,222	2,66	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	2,40 (4 d)
8	2,51	0,395	4,74	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52	5,03	3,20 (4 d)
10	3,14	0,617	7,40	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	4,00 (4 d)
12	3,77	0,888	10,7	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	4,80 (4 d)
16	5,03	1,580	18,9	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	6,40 (4 d)
20	6,28	2,470	29,6	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,27	31,42	14,00 (7 d)
25	7,85	3,850	46,2	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10	17,50 (7 d)
32	10,10	6,310	75,7	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,42	22,40 (7 d)
40	12,60	9,860	118,3	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,12	125,66	-

⁽¹⁾CIRSOC 201

Forma de suministro

Presentación	Diámetros
Barras de 12 m	a granel 6 al 40
Cortado y Doblado	según planilla 6 al 40



Propiedades mecánicas

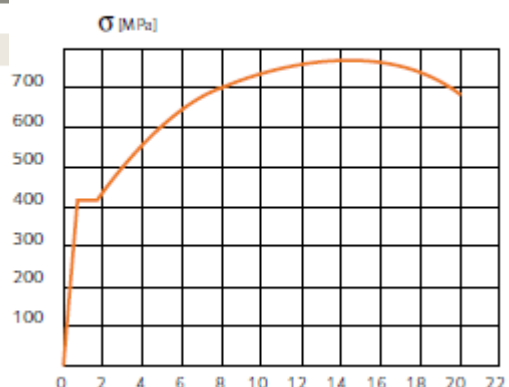


Fig. 7-15. Acero para Hormigón Armado

¹⁵ <http://www.acindar.com.ar/wp-content/uploads/2018/12/Catalogo-Construccion.pdf>

Uno de los principales riesgos que corre la armadura dentro del hormigón es el de la corrosión, por ello, entre otros muchos cuidados, el Reglamento exige recubrimientos mínimos de hormigón para protección de las barras de acero.

	Condición	Recubrimiento mínimo en mm
(a)	☐ Hormigón colocado en la base de las fundaciones, en contacto con la capa de hormigón de limpieza (El recubrimiento indicado NO incluye el espesor de la capa de limpieza, indicado en el artículo 5.6.2.1.)	50
(b)	Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre ☐ para barras con $d_b > 16 \text{ mm}$ ☐ para barras y alambres con $d_b \leq 16 \text{ mm}$	35 30
(c)	Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo: <i>Losas, tabiques, nervaduras:</i>	30 20 pero $\geq d_b$
	☐ para barras con $d_b > 32 \text{ mm}$ ☐ para barras y alambres con $d_b \leq 32 \text{ mm}$	
	<i>Vigas, columnas:</i>	d_b pero ≥ 20 y ≤ 40 20 40
	☐ para armadura principal ☐ para estribos abiertos y estribos cerrados ☐ para zunchos en espiral	
(*)	<i>Cáscaras y placas plegadas:</i>	
	☐ para barras con $d_b > 16 \text{ mm}$ ☐ para barras y alambres con $d_b \leq 16 \text{ mm}$	20 15
(*) Para las clases de exposición A3, Q1 y C1 (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un 30 % Para las clases de exposición CL, M1, M2, M3, C2, Q2 y Q3 (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un 50 %.		

Fig. 7-16. Tabla de recubrimientos mínimos de armaduras¹⁶

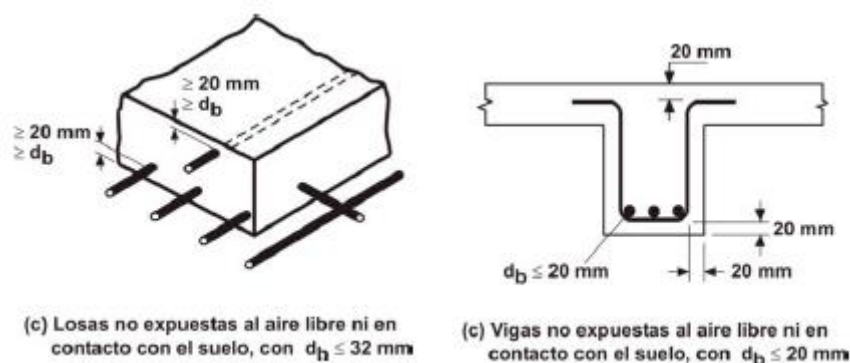


Fig. 7-17. Ejemplos de aplicación Recubrimientos mínimos -CIRSOC 201

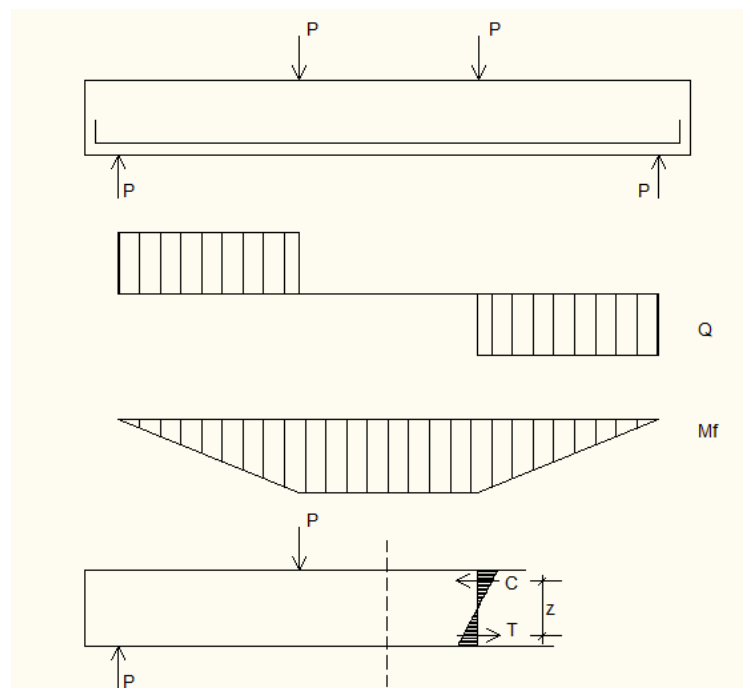
¹⁶ Tabla 7.7.1. CIRSOC 201-

7-4. CONJUNTO HORMIGON – ACERO

7-4.1. ESTADOS DE TENSIÓN Y DEFORMACIÓN

“Desde el punto de vista de su comportamiento resistente no se está ante la suma de dos materiales diferentes sino frente a un material nuevo, con características distintas de las de sus componentes, en el cual cada uno de estos aporta muchas de sus ventajas y compensa las desventajas más notorias del otro” (Ing. Luis J. Lima)

Consideremos una sección central de una viga simplemente apoyada, compuesta por un material homogéneo e isótropo, sobre la cual incide una distribución de cargas simétrica, que estará sometida a una sollicitación de flexión simple normal o flexión pura.



Como vimos para el caso de madera y acero, por encima del eje neutro las fibras se comprimen y por debajo se traccionan, por lo cual podemos reducir la flexión a un par de fuerzas C y T, una de compresión en la mitad superior de la sección de la viga y otra de tracción en la mitad inferior.

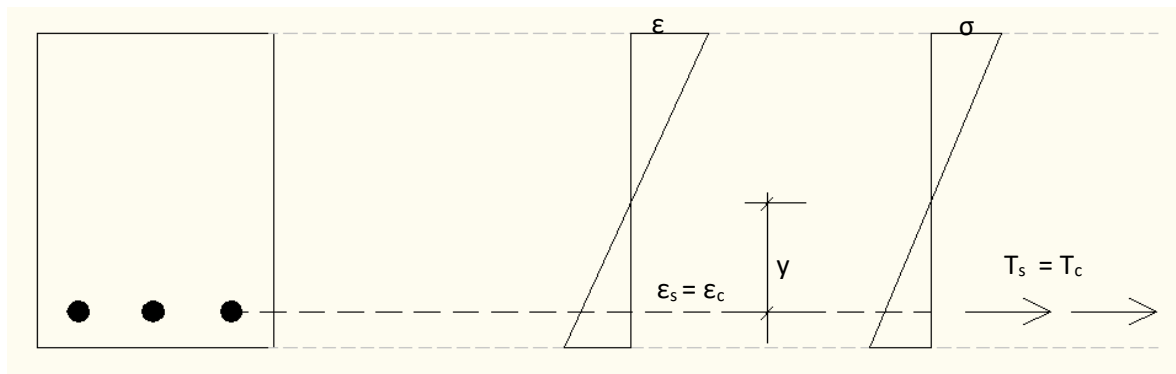
En la sección resistente de un material compuesto como es el caso del hormigón armado las tracciones son soportadas por el hormigón y el acero.

ESTADO I → Estado Elástico

Las tensiones producidas por las sollicitaciones no superan la resistencia a tracción del Hº.

Diagrama de tensiones es similar al de un material homogéneo. Las deformaciones específicas llegan sólo hasta el 0,15 ‰, sin fisuración.

Siendo ϵ_s la deformación del acero (s de Steel, acero en inglés) y ϵ_c la del hormigón (c de concrete, Hormigón en inglés)



Cuando se va aumentando la carga, y la fibra más traccionada alcanza la rotura por tracción, aparecen fisuras en el borde traccionado.

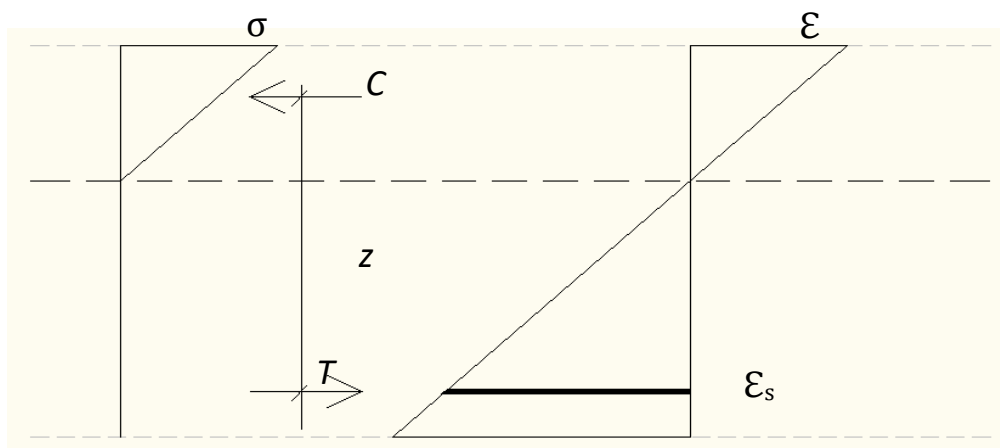
Aquí termina el Estado I. Hasta aquí el material se ha comportado como un material homogéneo y las deformaciones específicas sólo llegan hasta el 0,15 ‰.

ESTADO II → Estado de Fisuración

Si seguimos aumentando la carga sobre la viga, las fisuras aumentan su tamaño, el hormigón ya no resiste tracciones y es el acero quien la soporta, las tensiones aumentan, comienzan a aparecer fisuras, que se van agrandando y ascendiendo hacia el plano neutro.

En la sección fisurada es el acero el que soporta las tracciones.

Mientras la tensión de compresión en el H° no supere la mitad de su resistencia a compresión (f'_c) el diagrama de tensiones del H° se puede considerar lineal.

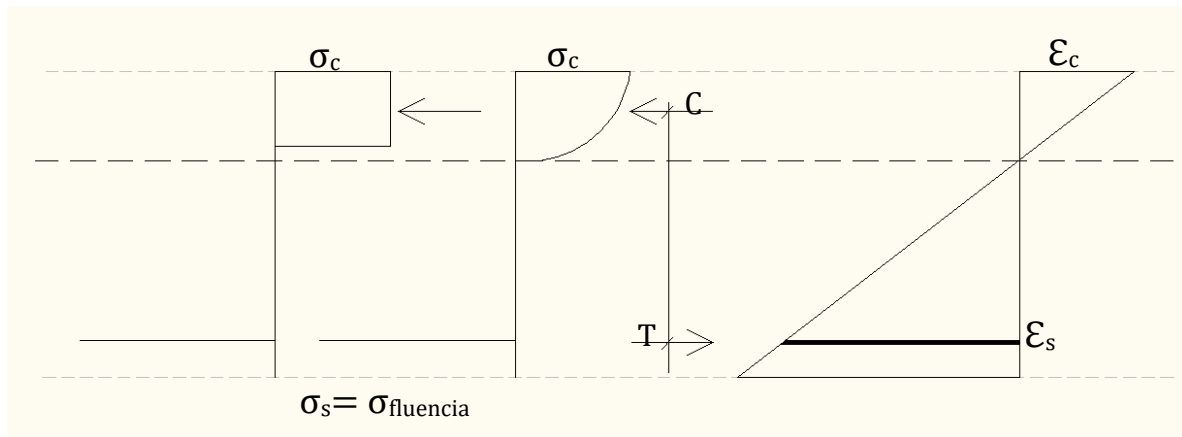


ESTADO III → Estado límite último

Si continuamos incrementando la carga más aún, las fisuras se acercan al eje neutro y la deformación del acero llega a fluencia, las tensiones siguen aumentando, el H° se mantiene en estado fisurado y el acero alcanza la tensión de fluencia.

El H° alcanza la máxima deformación por compresión del 3 ‰ (0,003) y el diagrama de tensiones ya no es lineal, sino que es un diagrama parabólico.

El estado III es el fundamento del cálculo en “estados límites últimos”, en que se basa el Reglamento CIRSOC 201/2005.



El estado III es el fundamento del cálculo en “estados límites últimos”, en que se basa el Reglamento CIRSOC 201/2005.

7-4.2. ESTADOS LIMITES

La estructura debe lograr un permanente equilibrio entre acciones y reacciones, en todos sus componentes y durante toda su vida útil. Si este equilibrio se pierde, por algún motivo, se está ante un **estado límite de servicio**.

Podemos decir que un estado límite de servicio representa todas aquellas situaciones en que se llega a un límite en las condiciones aceptables de funcionamiento de la estructura o de la construcción, debido al deterioro que se produce.

Por ejemplo:

- Deformaciones excesivas
- Fisuración excesiva
- Vibraciones excesivas

Cuando se dan situaciones en las que, al seguir aumentando las cargas el equilibrio deja de ser posible, o sea cuando una sección de la estructura resulta incapaz para generar una reacción interna igual a la de la sollicitación externa, se llega a lo que conocemos como **estado límite último**.

Por ejemplo:

- Rotura de la sección
- Inestabilidad en elementos comprimidos
- Pérdida del equilibrio estático



El objetivo de toda **verificación estructural** debe ser lograr la **seguridad** de los edificios, es decir evitar alcanzar alguno de los estados límites y para ello se deberá garantizar tanto la seguridad frente al colapso de la estructura como el buen funcionamiento de la misma frente a las cargas aplicadas.

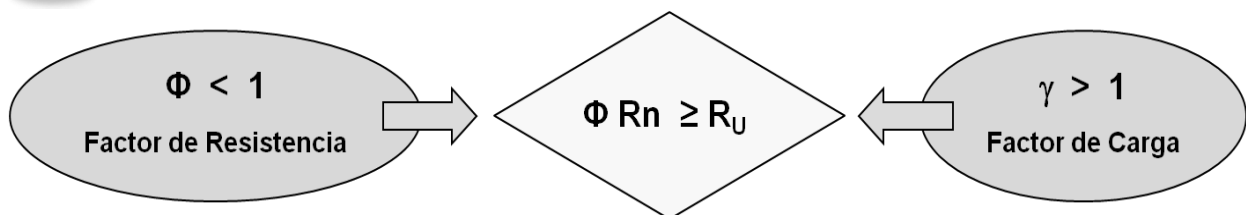
Dos son los factores determinantes en toda verificación estructural, sobre los que siempre existe cierto grado de incertidumbre:

- 1) Las cargas actuantes
- 2) La capacidad resistente de la estructura.

Las **cargas**, convenientemente **combinadas** entre sí e incrementadas con **factores de mayoración** producen en la estructura tensiones o **resistencias requeridas (R_u)** que deben ser comparadas con la **resistencia nominal (R_n)** del elemento estructural, **determinada por el material** y la **geometría** de la sección, **disminuida con un factor de resistencia (Φ) menor que 1**, para cubrir las incertidumbres que puedan tenerse con respecto a dicha resistencia.



La condición de **seguridad de la estructura** estará dada cuando la **Resistencia nominal disminuida por el factor de reducción**, sea **mayor o igual** que la **resistencia requerida por las cargas mayoradas**.



- Los **coeficientes reductores** de resistencia Φ son:

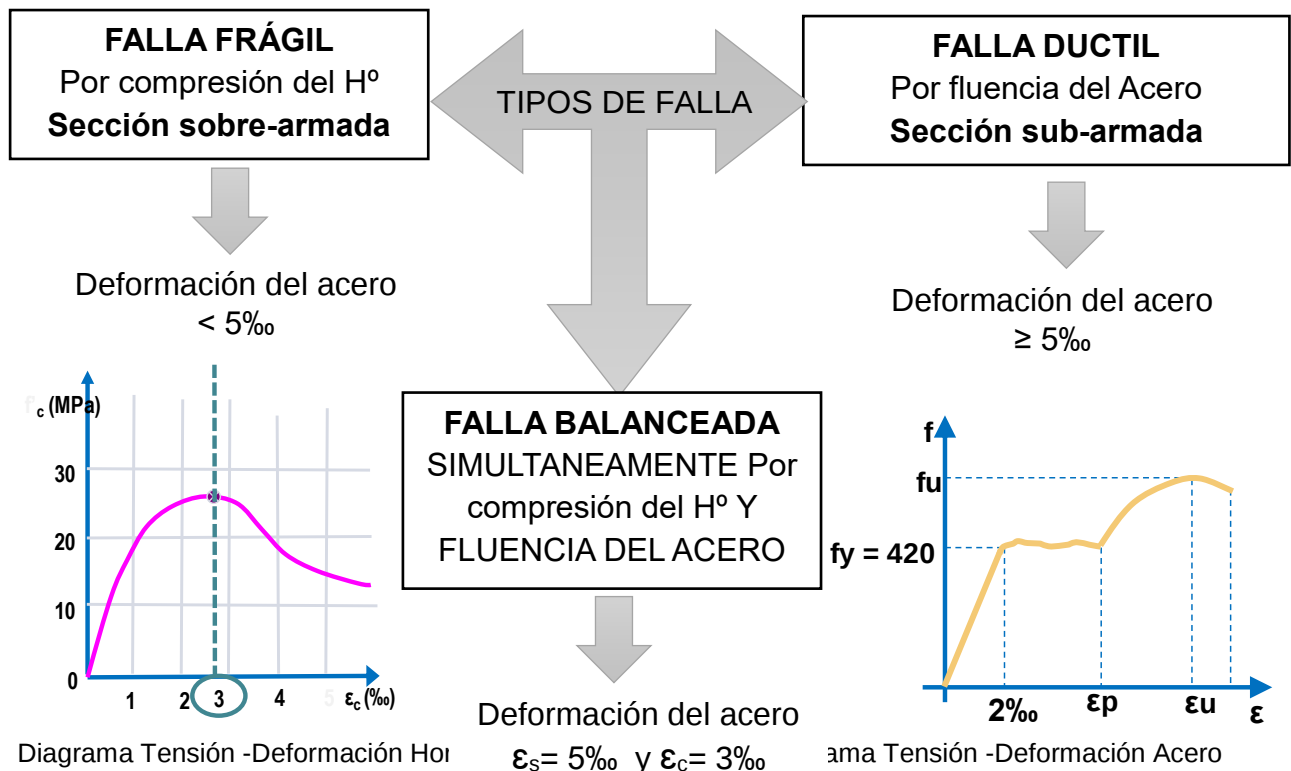
$\Phi = 0,90$ para secciones solicitadas por flexión simple o compuesta.

$\Phi = 0,70$ para secciones controladas por compresión

$\Phi = 0,65$ para secciones solicitadas por corte y/o torsión

Los estados límites de resistencia pueden producir en el hormigón armado fallas de distintos tipos, según sean las deformaciones alcanzadas por los dos materiales que lo componen: hormigón y acero.

7-4.3. TIPOS DE FALLA ASOCIADOS A DISTINTOS ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA



En similares condiciones de diseño, convendrá optar por una **mayor ductilidad**, dado que **se alcanza la rotura más lentamente que con un comportamiento frágil**, ya que las fisuras por tracción, previas a la rotura por compresión del hormigón (estallido) pre avisan el colapso.



Es conveniente entonces adoptar una sección **controlada por tracción**, en la cual, la deformación en el acero traccionado es mayor o igual que 0,005 (5‰) y en el hormigón la deformación máxima por compresión es de 0,003 (3‰).

Una sección está **controlada por compresión** cuando la deformación en el acero más traccionado es menor o igual a 0,002 (deformación límite por compresión para $f_y = 420$ Mpa), y en el hormigón comprimido la deformación es igual a 0,003.

7-4.4. HIPÓTESIS DE DISEÑO A FLEXIÓN (CIRSOC 201/05)

El Reglamento CIRSOC 201/05 adopta la siguiente hipótesis para el desarrollo de la metodología de cálculo que permite

1. Equilibrio estático, entre esfuerzos externos e internos
Momento interno igual a Momento externo $M_i = M_e$ siendo $M_i = C \cdot z = T \cdot z$
2. Compatibilidad de deformaciones entre el hormigón y el acero $\epsilon_c = \epsilon_s$

3. Las secciones deben verificar la condición resistente

$$\phi \cdot R_n \geq \gamma \cdot Q \quad \Rightarrow \quad \phi \cdot M_n \geq M_u \quad \text{con } \phi=0.9$$

4. Deformaciones proporcionales a la distancia al eje neutro.

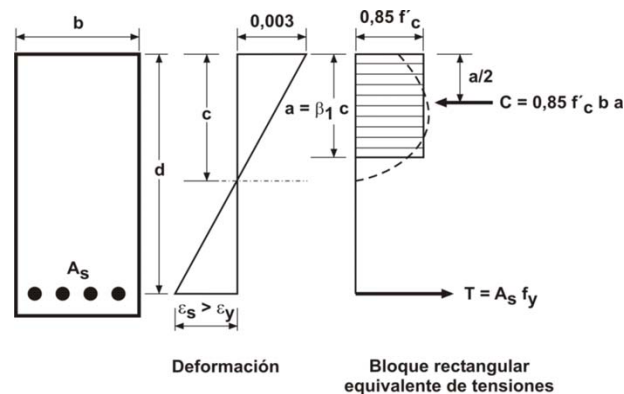
5. **La máxima deformación utilizable del hormigón es $\epsilon_c = 0,003$ ($\epsilon_c = 3 \text{ ‰}$).**

6. La relación tensión – deformación del acero es bilineal, perfectamente elasto-plástico.

7. **No se considera la resistencia a la tracción del hormigón.**

8. **Las secciones se proyectan para presentar roturas dúctiles** (importantes deformaciones y fisuración). **Controladas por tracción.** Se establece para el **acero una deformación mínima $\epsilon_s = 0,005$ ($\epsilon_s = 5 \text{ ‰}$).**

9. Se adopta una distribución uniforme de tensiones de compresión en el hormigón de valor **$0.85 \cdot f'_c$** , en una zona de extensión **$a = \beta_1 \cdot c$** (con $\beta_1 = 0,85$ para hormigones de $f'_c \leq 30 \text{ MPa}$) desde la fibra comprimida con deformación máxima, para contemplar el efecto de las cargas de larga duración.



Con estas hipótesis se diseñan las secciones de Hormigón Armado a Flexión.

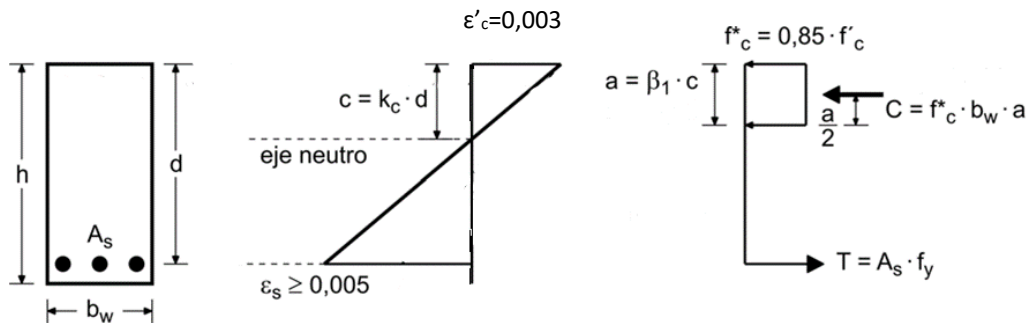
7-4.5. DIMENSIONADO A FLEXIÓN SIMPLE

Las dimensiones externas de la sección rectangular son b_w y h . Si se designa d a la altura útil de la misma, que es la distancia entre el baricentro de la armadura de tracción y la fibra más comprimida, y considerando un apropiado espesor de recubrimiento r , se cumple:

- Altura útil $d=h-r$

En la sección transversal se determinan las dimensiones lineales siguientes:

- c : profundidad del eje neutro de deformaciones
- a : profundidad del eje neutro de tensiones
- z : brazo de palanca (distancia entre las fuerzas C y T)



Teniendo en cuenta ese esquema de deformaciones, entre la zona comprimida soportada por el Hormigón con máxima deformación $\epsilon_c = 0,003$ ($\epsilon_c = 3 \text{ ‰}$) y la zona traccionada que resiste el acero que tendrá que tener deformaciones mayores que $\epsilon_s = 0,005$ ($\epsilon_s = 5 \text{ ‰}$) para que la resistencia la domine la tracción del acero (**rotura dúctil, con aviso**)

- Por semejanza de triángulos $\frac{c}{\epsilon'_c} = \frac{d}{\epsilon'_c + \epsilon_s} \Rightarrow c = \frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_c + \epsilon_s} * d$
- El brazo de palanca entre C y T $\Rightarrow z = d - \frac{a}{2}$
- $c = \frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_c + \epsilon_s} * d = k_c * d$ donde el coeficiente $k_c = \frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_c + \epsilon_s}$
- Del gráfico de tensiones la profundidad del eje neutro $\Rightarrow a = \beta_1 * c = \beta_1 * k_c * d$
- Con lo cual se puede expresar al brazo de palanca “z” en función de otro coeficiente k_z

$$z = d - \frac{a}{2} = d - \frac{\beta_1 * k_c * d}{2} = d * \left(1 - \frac{\beta_1 * k_c}{2}\right)$$

$$z = d * k_z \quad \text{donde el coeficiente } k_z = \left(1 - \frac{\beta_1 * k_c}{2}\right)$$

Planteamos la ecuación de equilibrio entre el momento externo M_n y el momento interno

$$M_n = C * z$$

Pero C (resultante del volumen de tensiones de compresión) es:

$$C = 0,85 * f'_c * a * b \quad \text{y} \quad z = k_z * d$$

Reemplazando y reordenando podemos despejar la altura útil “d” como un producto en función del momento nominal M_n , las dimensiones de la sección “b” y un coeficiente

$$k_d = \sqrt{\frac{1}{0,85 * f'_c * \beta_1 * k_c}} \quad d = k_d * \sqrt{\frac{M_n}{b}} \quad \text{ALTURA UTIL}$$

El coeficiente k_d está tabulado, para las diferentes resistencias de hormigón y a partir de allí, en la misma tabla se pueden obtener los coeficientes k_c y k_z .

La Tabla está construida sólo para casos en que la deformación

- sea $\epsilon_s \geq 0,005$, secciones controladas por tracción

FLEXION 3.

Hormigón:	$f'_c = 20 \text{ MPa}$ $f'_c = 25 \text{ MPa}$ $f'_c = 30 \text{ MPa}$
Acero:	$f_y = 420 \text{ MPa}$

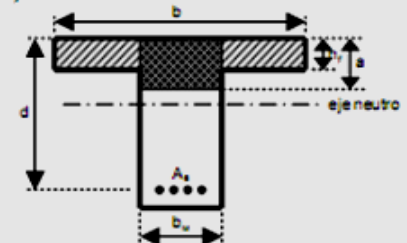
$M_n = M_{nw} + M_{nf}$ (En viga rectangular M_{nf} es igual a cero)

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}}$$

$$[k_d] = \frac{m}{\sqrt{\frac{\text{MNm}}{m}}}$$

$$A_s = k_e \cdot \frac{M_{nw}}{d} + \frac{M_{nf}}{f_y \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right)} \cdot 10\,000$$

$$\text{cm}^2 = \frac{\text{cm}^2}{\text{MN}} \cdot \frac{\text{MNm}}{m} + \frac{\text{MNm}}{\text{MPa} \cdot m} \cdot 10\,000$$



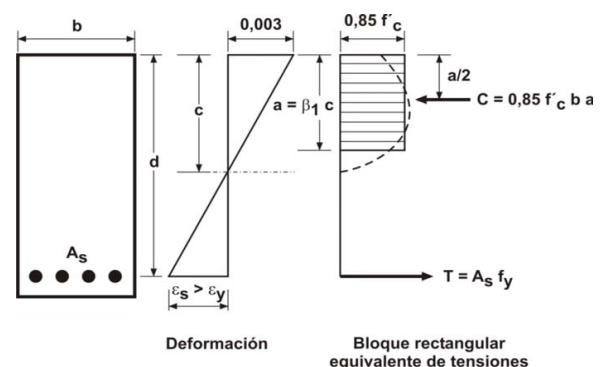
	H20	H25	H30				
	MPa = MN/m ²						
	20	25	30	$f_y \text{ (MPa=MN/m}^2\text{)}$			
β_1	0,85	0,85	0,85	$E_s \text{ (MPa=MN/m}^2\text{)}$			
				k_e	ϵ_c	ϵ_t	k_c
	$m / \sqrt{\text{MN}}$			cm ² /MN	‰	‰	adimens.
	1,218	1,089	0,994	24,301	3,00	60,00	0,048
	0,890	0,796	0,727	24,766	3,00	30,00	0,091
	0,749	0,670	0,612	25,207	3,00	20,00	0,130
	0,668	0,598	0,546	25,625	3,00	15,00	0,167
	0,615	0,550	0,502	26,021	3,00	12,00	0,200
	0,577	0,516	0,471	26,399	3,00	10,00	0,231
	0,548	0,490	0,447	26,758	3,00	8,57	0,259
	0,525	0,470	0,429	27,100	3,00	7,50	0,286
	0,507	0,453	0,414	27,427	3,00	6,67	0,310
	0,492	0,440	0,402	27,739	3,00	6,00	0,333
	0,479	0,429	0,391	28,038	3,00	5,45	0,355
	0,469	0,419	0,383	28,324	3,00	5,00	0,375

7-4.6. CALCULO DE LA ARMADURA DE TRACCION

$$M_n = T \cdot z \quad \text{pero} \quad T = A_s \cdot f_y$$

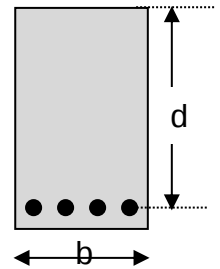
$$\therefore M_n = A_s \cdot f_y \cdot z \quad \Rightarrow A_s = \frac{M_n}{f_y \cdot z}$$

$$A_s = \frac{M_n}{f_y \cdot k_z \cdot d}$$



7-4.7. CUANTIAS MINIMAS Y MAXIMAS EN H° A°

La **cuantía** de armadura (ρ) es la relación entre el área de la armadura (A_s) y la sección útil de hormigón ($b \cdot d$).



CUANTIAS MAXIMAS

Si la falla se produce porque alcanzó su límite el acero, la pieza presenta una fisuración importante antes de romperse, lo que significa un aviso previo. Por ello el Reglamento establece **cuantías máximas**.

CUANTIAS MINIMAS

Por otra parte, es necesario también establecer una **cuantía mínima** para prevenir que la sección de hormigón no trabaje como material homogéneo (resistencia a tracción del hormigón).

- Para ACERO ADN420, $f_y = 420$ MPa y diferentes resistencias de hormigón se establecen las siguientes cuantías mínimas* para vigas y cuantías máximas para vigas y losas macizas:

f'_c	20 MPa	25 MPa	30 MPa
$\rho_{\min}$	0,0033	0,0033	0,0033
$\rho_{\max}$	0,0129	0,0161	0,0194

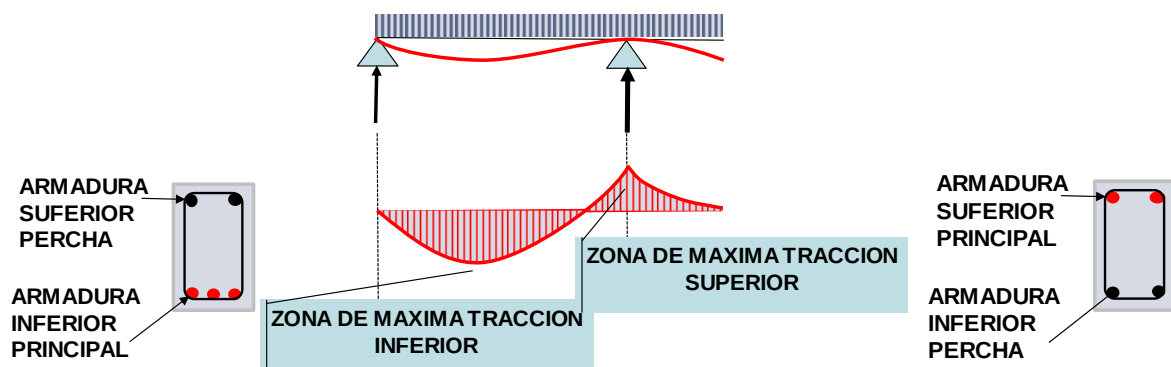


*El valor de cuantía mínima para losas macizas es $\rho_{\min} = 0,0018$

7-5. DIMENSIONADO Y VERIFICACION DE VIGAS Y LOSAS DE HORMIGON ARMADO

En el diseño de secciones flexionadas de Hormigón Armado, ya sean vigas o losas es importante definir:

- Dimensiones de hormigón (ancho “b” y altura “h” en vigas y espesor “h” en losas)
- Posición de acero, en la zona traccionada de la sección.



Para predimensionar la altura de una viga o losa resulta muy importante contar con la experiencia, o utilizar las tablas incluidas por REGLAMENTO CIRSOC 201/05, donde se obtiene esta en función de la luz a cubrir.

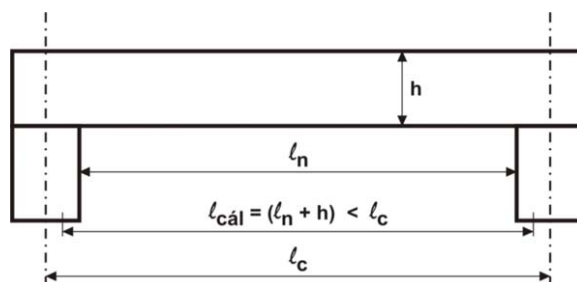


Tanto la sección predimensionada como la cantidad y distribución de Barras de Acero serán luego verificados y calculados con exactitud, pero esta primera etapa permite dar una idea y acercarnos a la forma del elemento para que interactúe con las demás variables de diseño arquitectónico y que pueda luego materializarse sin riesgo de perder la seguridad de la construcción.

7-5.1. CRITERIOS DE PREDIMENSIONADO DE VIGAS DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS (CIRSOC 201/05)

- Luz de Cálculo:

L_{cal} , se adopta como criterio conservador que esta longitud es la distancia que separa los centros de los apoyos de la viga.

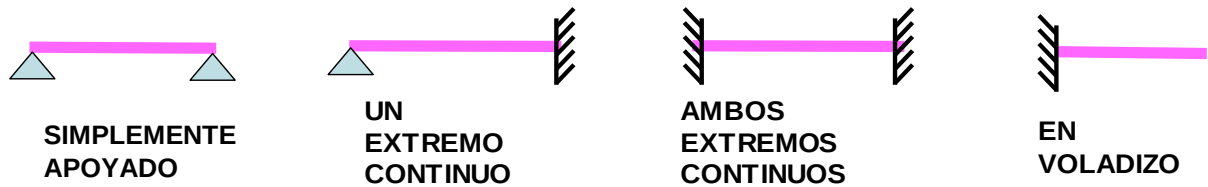


• Altura o espesor mínimo de vigas y losas armadas en una dirección:

Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso que no se realice un cálculo de flechas:

ELEMENTOS	ALTURA O ESPESOR MINIMO, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén vinculados a tabiques divisorios u otro tipo de elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas			
Losas macizas armadas en una dirección	$L/20$	$L/24$	$L/28$	$L/10$
Vigas o losas nervuradas en una dirección	$L/16$	$L/18.5$	$L/21$	$L/8$

En los gráficos se representa esquemáticamente la situación de vínculos que utiliza la tabla.



En base a la experiencia profesional, al dimensionar las vigas con esta tabla las secciones quedan con altura insuficiente, y se requiere aumentarla. Para salvar esta dificultad se puede usar coeficientes menores, por ejemplo:

PARA VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS $h \geq L/10$ ó $L/12$

- **Recubrimiento mínimo:** 2 cm
- **Armadura mínima y máxima:** Se garantizan controlando cuantías.

7-5.2. METODOLOGIA DE CALCULO DE ARMADURA A FLEXION EN VIGAS Y VERIFICACION DE LA SECCION PREDIMENSIONADA DE HORMIGON

- 1) Con cargas mayoradas se obtiene el Momento solicitante M_u
- 2) Se determina el momento nominal sabiendo que debe cumplirse:

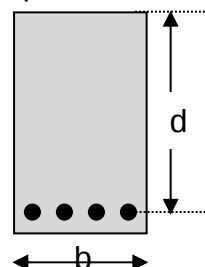
$$M_n \geq M_u \quad \text{con } \Phi = 0,9 \rightarrow M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

- 3) Se prefijan las dimensiones de la sección b y d y se calcula k_d con la expresión

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}}$$

- 4) Si el valor de k_d obtenido es mayor al k_d menor de la Tabla Flexión 3 (k_d crítico según tipo de hormigón) **la sección de hormigón verifica a flexión.**
- 5) Con k_d encontrado en Tabla Flexión 3, para el tipo de hormigón elegido, se obtiene el coeficiente k_z
- 6) Se calcula la armadura longitudinal necesaria para flexión.

$$A_s = \frac{M_n}{f_y \cdot k_z \cdot d} (\text{cm}^2)$$



7) Se verifica que dicha armadura esté entre las armaduras máximas y mínimas establecidas.

f'_c	20 MPa	25 MPa	30 MPa
$\rho_{\min}$	0,0033	0,0033	0,0033
$\rho_{\max}$	0,0129	0,0161	0,0194

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = \rho_{\min} \cdot (b \cdot d) \\ A_{\max} = \rho_{\max} \cdot (b \cdot d) \end{array} \right\} A_{\min} \leq A_s \leq A_{\max}$$

7-5.3. CORTE EN VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

Un elemento de hormigón armado solicitado por acciones externas, como es el caso típico de vigas, además de esfuerzos de flexión también está sometido a esfuerzos de corte.

Si consideramos el caso de una viga sometida a flexión pura, como vimos anteriormente, podemos representar una sección de rotura por corte, y hacer el equilibrio correspondiente. En dicha sección aparece una fuerza de rozamiento V_i que podemos descomponer en dos direcciones “x” e “y”.

También existe el efecto perno de la armadura longitudinal inferior que aporta una fuerza V_d y el corte resistido por la zona no fisurada V_{cz} .

En las vigas sin armadura de corte, la suma de las fuerzas internas debe estar en equilibrio con la suma de las fuerzas externas:
 $V_{\text{int}} = V_{\text{ext}}$

La suma de las fuerzas externas es :

$V_{\text{ext}} = R - P$ o sea el valor el esfuerzo de corte en la sección.

La suma de las fuerzas internas (contribución del hormigón) es: $V_{\text{int}} = V_{cz} + V_d + V_{iy}$

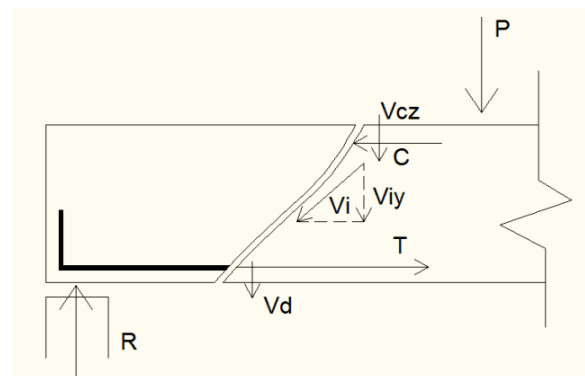
Es conveniente que la falla estructural ocurra por flexión, antes que alcance el límite de la resistencia al corte, ya que **este tipo de falla es frágil** y no tiene previo aviso.

Antes de continuar con el dimensionado a Corte debemos determinar si la sección de la viga de hormigón verifica a Corte, para lo cual tiene que verificarse la siguiente desigualdad, siendo f_v (las tensiones producidas por corte)

$$f_v = \frac{V_n}{b \cdot d} < f_{v_{\lim}} = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c}$$



Si esta desigualdad no se verifica está indicando que la sección de hormigón no es suficiente para resistir el esfuerzo de corte y debemos aumentar la sección de hormigón o mejorar el tipo de hormigón.



Una vez realizada esta comprobación es necesario calcular la colaboración de la sección de hormigón y también la cantidad de acero necesaria para resistir al corte.

Para evaluar la resistencia a la corte aportada por el hormigón, el Reglamento CIRSOC 201/05 nos da una expresión simplificada, que depende solamente de la geometría de la sección y de la resistencia del hormigón, expresión general que permite considerar la influencia de otras variables, como por ejemplo la armadura longitudinal:

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Los elementos estructurales de hormigón armado sometidos a esfuerzos de corte deberán verificar la condición resistente dada por:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad \text{si} \quad \phi=0,75 \quad 0,75 \cdot V_n \geq V_u$$

El corte nominal V_n se obtiene como la suma de los aportes del hormigón V_c y del acero V_s :

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{por lo tanto el esfuerzo que debe ser resistido por los estribos será:}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

El proceso de cálculo consiste en una iteración:

Se propone un diámetro y número de ramas (pueden ser dos ramas o cuatro dependiendo del ancho de la sección, para ancho de vigas menores a 40cm se utilizan estribos de 2 ramas) y con ello se calcula el Área de estribos = A_v :

Ej. Si el diámetro elegido es $\phi = 6\text{mm}$ para la barra, y los estribos son de 2 ramas porque la viga tiene 20cm de ancho, el Área A_v se calcula multiplicando el número de ramas por el área de una barra de 6mm de diámetro que es $0,28\text{cm}^2$:

$$A_v = 2 \times 0,28\text{cm}^2 = 0,56\text{cm}^2$$

Es decir que cada uno de los estribos de 2 ramas de diámetro 6mm aportan $0,56\text{cm}^2$ de acero, ahora debemos saber con qué separación s se colocaran para cubrir todo el corte V_s a resistir mediante los estribos.

A partir de la expresión de la resistencia de las armaduras " V_s ", se determina la separación " s " cuyo valor adoptado debe satisfacer las separaciones máximas reglamentarias:

$$V_s = \frac{A_v \cdot d \cdot f_y}{s} \quad \text{por lo tanto, la separación "s"} \quad s = \frac{A_v \cdot d \cdot f_y}{V_s} \leq sep \max$$

Siendo:

- A_v el área de acero contenida en un plano de estribado = $n \cdot A_{v1}$
- n : número de ramas (mínimo 2 para estribos simples)
- A_{v1} : área de una de las ramas de estribo (mínimo diámetro 6 área $0,28\text{cm}^2$)
- s : separación de estribos.

DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS

Separación de estribos

En la generalidad de los casos se deberá respetar la menor de estas dos condiciones:

- Sep max: $s \leq d/2$ y $s \leq 40 \text{ cm}$

Estribado mínimo:

Se controla que en base a la separación obtenida se cumpla con el área mínima para estribo:

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{b}{k}$$

k= coeficiente que depende del tipo de hormigón

H20: k=1,26 H25: k=1,26 H30: k=1,23

METODOLOGIA DE CALCULO DE VIGA AL CORTE

1) Obtener corte nominal: $V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{V_u}{0,75}$

2) Verificar la sección de hormigón al corte

$$f_v = \frac{V_n}{b \cdot d} < f_{v_{lim}} = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c}$$

3) Calcular el aporte del hormigón:

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b * d$$

4) Obtener el aporte que se necesita del acero

$$V_s = V_n - V_c$$

5) Proponer un diámetro de estribo y número de ramas

6) Calcular la separación de estribos

7) Verificar separación adoptada < sep. max.

8) Verificar estribado mínimo

9) Diseñar el estribo ej: 1estr 2R Φ 6 c/ 13cm

7-5.4. CRITERIOS DE PREDIMENSIONADO DE LOSAS DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS (CIRSOC 201/05)

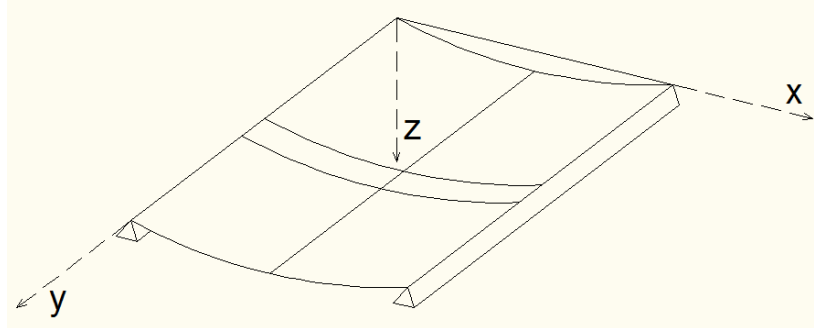
Por su forma de trabajo las losas pueden ser:

Armadas en una dirección, donde las cargas se transmiten en dirección perpendicular a las vigas de apoyo. Si hay vigas en los cuatro bordes, pero la relación de luz mayor / luz menor, es ≥ 2 el funcionamiento se aproxima a una losa armada en la dirección de la menor luz.

Armadas en dos direcciones, llamadas losas cruzadas, donde la relación de de luz mayor / luz menor, es < 2 . Las cargas se transmiten en las dos direcciones hacia los apoyos.

LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN

El comportamiento estructural de las losas armadas en una dirección, cargada uniformemente se muestra en la figura.

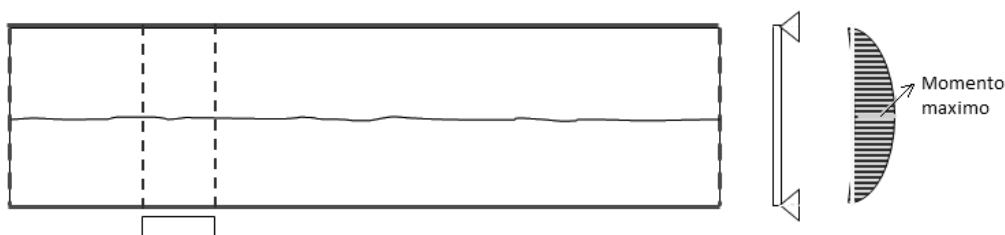


Las curvaturas y por lo tanto los momentos flectores, son los mismos en todas las franjas que se extienden en la dirección corta entre los bordes apoyados, formándose una superficie cilíndrica.

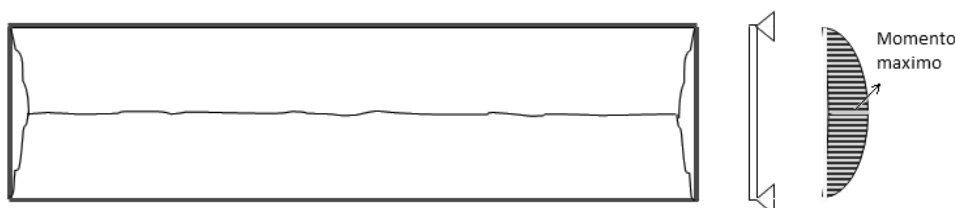
Este elemento estructural se caracteriza por tener dos dimensiones importantes con respecto a la tercera, su espesor. Corrientemente recibe cargas verticales, y por su trabajo a flexión las transmite a sus apoyos, sean éstos vigas o muros.

Las losas ligadas monólicamente a los planos verticales constituyen planos horizontales o inclinados encargados de resistir las fuerzas laterales (viento y sismo) y transmitir las a los planos resistentes verticales.

En una losa con dos apoyos como observamos en la siguiente figura, si la cargamos en forma gradual y creciente hasta su rotura, veremos la aparición de una fisura central paralela a los apoyos en todo su largo. Esta fisura coincide con los lugares donde se producen los mayores momentos.



Si la losa tiene cuatro apoyos, pero la relación de luces $L_y/L_x < 0,50$ se comportará en forma similar a la analizada anteriormente, como vemos en la siguiente figura:



Los momentos flectores en la dirección “y” son iguales que un conjunto de vigas puestas una al lado de la otra, y por lo tanto puede ser dimensionada como si fuesen vigas rectangulares de ancho $b_w = 100 \text{ cm}$.

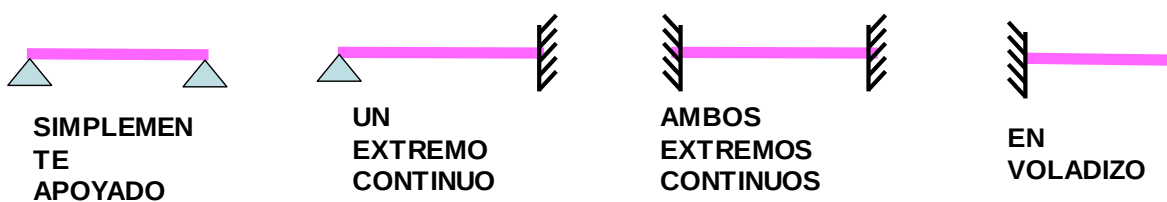
La armadura en la dirección “y” obtenida para ese ancho, se repetirá a lo largo de L_x .

LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN – DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS (CIRSOC 201/05)

- **Luz de Cálculo:** se toma igual que en vigas.
- **Altura o espesor mínimo, la MINIMA ALTURA EN LOSAS MACIZAS ES 9cm,** y puede predimensionarse con esta tabla ya vista en vigas:

ELEMENTOS	ALTURA O ESPESOR MINIMO, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén vinculados a tabiques divisorios u otro tipo de elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas			
Losas macizas armadas en una dirección	$L/20$	$L/24$	$L/28$	$L/10$
Vigas o losas nervuradas en una dirección	$L/16$	$L/18.5$	$L/21$	$L/8$

En los gráficos se representa esquemáticamente la situación de vínculos que utiliza la tabla.

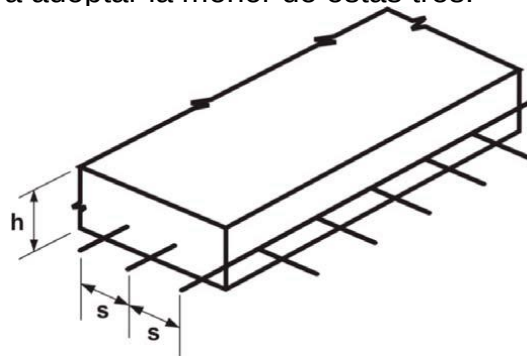


En base a la experiencia profesional, al dimensionar las losas con esta tabla las secciones quedan con espesores muy grandes que verifican sobradamente. Para salvar esta dificultad se puede usar coeficientes mayores, por ejemplo:

PARA losas MACISAS $h \geq L/30$ (simplemente apoyadas) o $h \geq L/35$ con extremo continuo o $h \geq L/40$ con ambos extremos continuos. Pero si se adoptan estos coeficientes DEBERA VERIFICARSE LAS DEFORMACIONES MAXIMAS EN LA LOSA

- **Recubrimiento mínimo:** 2 cm
- **Armadura mínima y máxima:** Se garantiza controlando cuantía mínimas
- **Separación máxima:** se deberá adoptar la menor de estas tres:

$$\left\{ \begin{array}{l} s \leq 2,5 \cdot h \\ s \leq 25 d_b \\ s \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$



Armadura transversal o de contracción y temperatura:

En las losas estructurales donde la armadura de flexión esté dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

Esta armadura se determina con el 20% de la armadura principal, y deberá ser siempre mayor que la Armadura mínima = 1,8 ‰ de la sección de la losa $b \cdot h$ (altura total):

Armadura por contracción y retracción: (en cm^2)

$$A_{s2} = 0,20 A_s \geq 0,0018 \cdot b \cdot h$$

Separación máxima: se deberá adoptar la menor de estas dos:

$$\text{sep. máx.} \left\{ \begin{array}{l} s \leq 3 \cdot h \\ s \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Resistencia al corte:

Se debe verificar que:

$$V_n \leq V_c$$

$$V_n = \frac{V_u}{0,75} \leq \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * 100 * d$$

para no colocar armadura de corte, que es inconveniente por razones constructivas.

7-5-5. METODOLOGIA DE CALCULO DE ARMADURAS Y VERIFICACION DE LA SECCION DE HORMIGON EN LOSAS

1) Con cargas mayoradas se obtiene el Momento solicitante M_u

2) Se determina el momento nominal sabiendo que debe cumplirse:

$$M_n \geq M_u \quad \text{con } \Phi = 0,9 \rightarrow M_n = \frac{M_u}{\Phi}$$

3) Se prefijan las dimensiones de la sección b y d y se calcula k_d con la expresión

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{1}}} \quad \text{utilizando } b=1\text{m y la altura útil } d \text{ también en metros}$$

- 4) Verificar si el valor de k_d obtenido es mayor al k_d menor de la Tabla Flexión 3 (k_d crítico según tipo de hormigón) la sección de hormigón verifica a flexión, en caso de que no se cumpla debemos aumentar la altura del hormigón antes de continuar.
- 5) Con k_d encontrado en Tabla Flexión 3, para el tipo de hormigón elegido, se obtiene el coeficiente k_z
- 6) Se calcula la sección de armadura longitudinal necesaria para flexión verificando que sea menor que la mínima $0,0018b.h$

$$A_s = \frac{M_n}{f_y \cdot k_z \cdot d} \geq 0,0018 \cdot b \cdot h$$

Se adopta un diámetro de barra y la separación que cubren el valor total de A_s , podemos utilizar la tabla que encontraran en la página siguiente controlando separaciones máximas según:

Verificación separación máxima en DIRECCION PRINCIPAL:
Sep ≤ 2,5 . h
Sep ≤ 25 d_b
Sep ≤ 30 cm

- 7) Calcular armadura de contracción y temperatura:

$$0,20 \cdot A_s \geq A_{min} = 0,0018 \cdot b \cdot h$$

Podemos utilizar la tabla que encontraran en la página siguiente controlando separaciones máximas según:

Verificación separación máxima en DIRECCION SECUNDARIA:
Sep ≤ 3 . h
Sep ≤ 30 cm

- 8) para no colocar armadura de corte, que es inconveniente por razones constructivas se debe cumplir:

$$V_n = \frac{V_u}{0,75} \leq \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * 100 * d$$

SEPARACIÓN DE LAS BARRAS EN CM	Diámetro de las barras en mm					
	6	8	10	12	14	20
7.0	4.04	7.18	11.22	16.16	28.73	44.87
7.5	3.77	6.70	10.47	15.08	26.81	41.88
8.0	3.53	6.28	9.82	14.14	25.14	39.26
8.5	3.33	5.91	9.24	13.31	23.66	36.95
9.0	3.14	5.59	8.73	12.57	22.34	34.90
9.5	2.98	5.29	8.27	11.90	21.17	33.06
10.0	2.83	5.03	7.85	11.31	20.11	31.41
10.5	2.69	4.79	7.48	10.77	19.15	29.91
11.0	2.57	4.57	7.14	10.28	18.28	28.55
11.5	2.46	4.37	6.83	9.84	17.49	27.31
12.0	2.36	4.19	6.54	9.42	16.76	26.17
12.5	2.26	4.02	6.28	9.05	16.09	25.13
13.0	2.17	3.87	6.04	8.70	15.47	24.16
13.5	2.09	3.72	5.82	8.38	14.90	23.27
14.0	2.02	3.59	5.61	8.08	14.36	22.44
14.5	1.95	3.47	5.42	7.80	13.87	21.66
15.0	1.89	3.35	5.24	7.54	13.41	20.94
15.5	1.82	3.24	5.07	7.30	12.97	20.27
16.0	1.77	3.14	4.91	7.07	12.57	19.64
16.5	1.71	3.05	4.76	6.85	12.19	19.04
17.0	1.66	2.96	4.62	6.65	11.83	18.18
17.5	1.62	2.87	4.49	6.46	11.49	17.95
18.0	1.57	2.79	4.36	6.28	11.17	17.16
18.5	1.53	2.72	4.25	6.11	10.87	16.94
19.0	1.49	2.65	4.13	5.95	10.58	16.54
19.5	1.45	2.58	4.03	5.80	10.31	16.11
20.0	1.41	2.51	3.93	5.65	10.05	15.72
20.5	1.38	2.45	3.82	5.51	9.79	15.30
21.0	1.34	2.39	3.74	5.38	9.57	14.95
21.5	1.31	2.34	3.65	5.26	9.35	14.61
22.0	1.28	2.28	3.56	5.13	9.13	14.26
22.5	1.25	2.23	3.49	5.02	8.93	13.95
23.0	1.23	2.18	3.41	4.91	8.73	13.63
23.5	1.20	2.14	3.34	4.81	8.54	13.35
24.0	1.18	2.09	3.27	4.70	8.36	13.07
24.5	1.15	2.05	3.20	4.61	8.20	12.82
25.0	1.13	2.01	3.14	4.52	8.04	12.57

BIBLIOGRAFÍA

- “Estructuras en Arquitectura” - Primer Nivel - Nuevas Normas, Ing. José Luis Gómez, Editorial Ingreso, 2º Edic.
- Diseño Estructural en Arquitectura - Gloria Diez - Editorial Nobuko.
- Intuición y razonamiento en el Diseño Estructural Arq. Daniel Moisset de Espanés, Escala, 1992.
- Recursos para el Diseño de Estructuras Resistentes - Hormigón Armado. Tomo I II y III - Mario E. Castro y Marisa A. Battaglia - Editorial Nobuko.
- Nociones Prácticas de Diseño Estructural - Gloria Diez - Editorial Nobuko.
- Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón CIRSOC 201/ 2005 - Instituto Nacional de Tecnología Industrial.
- Hormigón Armado - Conceptos Básicos y Diseño de Elementos con aplicación del Reglamento CIRSOC 201-2005 - Oscar Möller - Editorial Científica Universitaria .
- Manual Práctico de Hormigón – Publicaciones Hormigones Minetti.
- Tecnología de la Construcción - Ing. G. Baud - Editorial Blume.
- Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios - CIRSOC 301/EL. CIRSOC2005
- Estructuras Metálicas - Proyecto por Estados Límites. Ing. Gabriel Troglia . 2005
- Projeto de estruturas de madeira – NBR 7190 – Asoc. Brasileira de Normas Técnicas – 1996

ANEXO 1: PESOS UNITARIOS DE ALGUNOS MATERIALES(1 da N/m² = 1,02 kg/m²)

Cuerpos a granel		daN/m ³
Tierra depositada sin compactar	Seca	1300
	Húmeda	1800
	Saturada	2100
Arena	Seca	1600
	Húmeda	1800
	Saturada	2100
Cal		1000
Cascotes de ladrillo		1300
Cemento suelto		1400
Piedra partida	Cuarcítica	1400
	Granítica	1600
Yeso		1250
Mampostería (sin revoques)		daN/m ³
De ladrillos cerámicos comunes		1400
De ladrillos o bloques cerámicos perforados (huecos < 25%)		1600
De ladrillos o bloques cerámicos perforados (25% < huecos < 50%)		1500
De ladrillos o bloques cerámicos perforados (huecos > 50%)		1000
Bloque hueco de hormigón liviano		1300
Bloque hueco de hormigón		1600
Losetas de hormigón		2200
Morteros		daN/m ³
De cal y arena		1700
De cal, arena y polvo de ladrillos		1600
De cemento portland y arena		2100
De cemento portland, cal y arena		1900
Hormigones		daN/m ³
De cemento portland, arena y canto rodado o piedra partida	Sin armar	2300
	Armado	2400
De cemento portland, arena y agregado basáltico		2400
De vermiculita, dosaje 1:6 (cemento, vermiculita)		450
De vermiculita, dosaje 1:12 (cemento, vermiculita)		300
De cemento portland, arena y cascotes		1800
De cemento portland, arena y mineral de hierro		3600
De cemento portland, arena y arcilla expandida		1800

De cal, arena y cascotes	1600
Maderas	daN/m³
Abeto Blanco o Rojo	600
Álamo	500
Ceibo	610
Ciprés	480
Curupay Blanco	950
Curupay colorado y negro	1100
Fresno	650
Inciense Amarillo	980
Inciense Amarillo y Verde	980
Inciense Colorado	990
Lapacho Negro o Moro	1150
Ñandubay	960
Nogal Blanco	450
Nogal Negro	650
Pino Americano	800
Pino Blanco	500
Pino de Flandes	700
Pino Spruce	550
Pino Tea (resinoso)	900
Quebracho Blanco	920
Quebracho Colorado	1300
Raulí	580
Roble Avellano	650
Roble Blanco	750
Roble Rojo o Negro	700
Roble Vivo	950
Urunday	1220
Virapitá	995
Viraró	970
Metales	daN/m³
Acero	7850
Aluminio	2700
Bronce	8600
Cobre	8900
Estaño	7400
Fundición de Hierro	7250

Latón	8650
Magnesio	1850
Níquel	8900
Plomo	11400
Zinc	7200
Otros materiales y líquidos	daN/m³
Agua	1000
Alquitrán	1200
Asfalto	1300
Basura	700
Libros y documentos apilados	850
Nafta	750
Papel apilado	1100
Rocas	daN/m³
Arenisca	2600
Arenisca Porosa	2400
Basalto o Meláfiro	3000
Caliza Compacta	2800
Caliza Porosa	2400
Diabasa	2800
Diorita	3000
Dolomita	2900
Gneis	3000
Grabo	3000
Granito	2800
Mármol	2800
Pizarra	2800
Pórfido	2800
Sienita	2800
Travertino	2400
Pavimentos	daN/m²
Asfalto fundido, por cada centímetro de espesor	14
Baldosas cerámicas, ídem anterior	20
Mosaicos, de mortero de cemento y mármol reconstituido, ídem anterior	22
Cielorrasos	daN/m²
Cielorrasos con elementos modulares de asbesto cemento montado sobre elementos metálicos o enlistonado de madera, incluidos los mismos	15
Cielorrasos de plaquetas de yeso montadas sobre armadura de aluminio	20

Cielorrasos termoacústicos, con elementos modulares de fibra de madera, montados sobre elementos metálicos o enlistonados de madera, incluidos los mismos		10
Mezcla de cemento, cal, arena, con metal desplegado		50
Yeso con enlistonado		20
Yeso con metal desplegado		18
Cubiertas		daN/m²
Cubierta impermeabilizante con base de tela o cartón asfáltico de siete capas		10
Chapa acanalada de sección ondulada o trapezoidal de aluminio sin armadura de sostén	0,6 mm de espesor	2.5
	0,8 mm de espesor	3.0
	1,0 mm de espesor	4.0
Chapa ondulada de asbesto cemento	4 mm de espesor	10
	6 mm de espesor	15
	8 mm de espesor	20
Chapa acanalada de perfil sinusoidal o trapezoidal de acero zincado o aluminizado		10
Chapas de cobre de 0.6 mm de espesor, sobre enlistonado, incluido éste		25
Chapa de zinc de 0,7 mm de espesor, sobre enlistonado, incluido éste		25
Chapa en forma de pizarra múltiple de asbesto cemento sobre enlistonado, incluido éste, sin cabios		25
Chapa en forma de teja múltiple de plástico reforzado, espesor medio 1,5 mm, incluida armadura de sostén		15
Chapa en forma de teja múltiple de asbesto cemento sobre enlistonado, incluido éste.		30
Tejas cerámicas tipo español, colonial o árabes, incluida armadura de sostén		100
Tejas cerámicas tipo marsella o Francesa sobre enlistonado, incluido éste		55
Teja cerámica tipo flamenca, sobre enlistonado incluido éste		70
Tejas de mortero de cemento, tipo Romana o Francesa sobre enlistonado, incluido éste.		50
Tejas de pizarras, incluida armadura de sostén		45