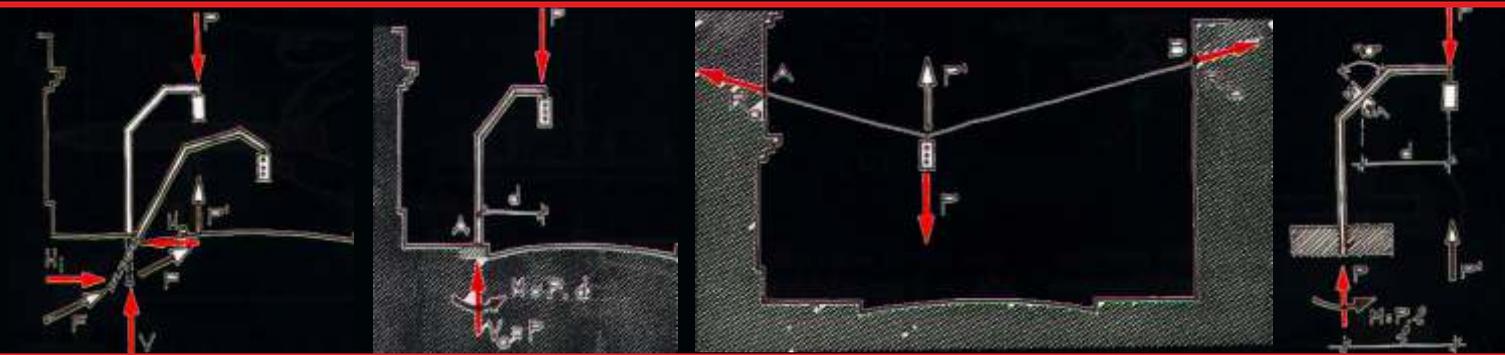


Daniel Moisset de Espanés

intuición y razonamiento en el diseño estructural





Daniel Moisset de Espanés

Egresó como arquitecto de la Universidad Nacional de Córdoba en 1960 y desde entonces se dedica a la investigación y docencia del diseño estructural.

Obtuvo becas de CONICET y del Ministerio de Cooperación Económica de Alemania y realizó estudios de especialización en el Instituto Torroja de Madrid y en la Universidad de Stuttgart, la que publicó su tesis Ejercicios de Diseño Estructural en edición bilingüe.

Es Profesor Plenario de Estructuras y está a cargo del Taller de Investigación de Diseño Estructural de la Facultad de Arquitectura. Allí ha dirigido muchos becarios y proyectos de investigación subsidiados por CONICET, CONICOR y SECYT.

Sus alumnos del TIDE han recibido el premio al mejor modelo de puentes en los concursos nacionales organizados por la Asociación de Ingenieros Estructurales en los años 1991, 1992 y 1993.

Su actividad docente se ha extendido a la mayoría de las Asociaciones profesionales y universidades de su país, además de haber dictado cursos en Bolivia, Paraguay, Chile, Colombia, República Dominicana y España.

Ha escrito numerosas obras sobre los temas de su especialidad, exponiendo constantemente trabajos en congresos y publicando en revistas.

Su libro más conocido es Intuición y Razonamiento en el Diseño Estructural, que se usa como texto en muchas universidades.

Actualmente, además de a la docencia de grado y posgrado en arquitectura, se dedica al diseño y optimización de estructuras laminares por simulación con computadoras y a los problemas sísmicos.

DANIEL MOISSET DE ESPANÉS



INGRESO - 2000

Título INTUICION Y RAZONAMIENTO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL
Autor Arq. Daniel MOISSET DE ESPANÉS
Editor INGRESO

INGRESO - Duarte Quirós 189 CORDOBA - ARGENTINA

Tel: 54+351+4248290

E-mail: imprensa-ingreso@bigfoot.com



PRESENTACION

Este libro está dedicado principalmente a los arquitectos y estudiantes avanzados que ya poseen una formación básica de estática y resistencia de materiales. Habitualmente los textos de esas materias son demasiado abstractos y desmenuzan excesivamente el conocimiento; entonces no es fácil reconocer cuáles son los cuatro o cinco conceptos básicos que se aplican permanentemente para entender cómo funcionan las estructuras. A cada una de esas ideas fundamentales se le ha dedicado un capítulo.

Existe una brecha entre los centenares de libros de cálculo estructural y los pocos que hacen reflexionar sobre las formas estructurales; unos usan exclusivamente números, otros ninguno. Yo no he tenido miedo en utilizar algunas de las muy simples fórmulas de cálculo que cualquier arquitecto alguna vez estudió. Pienso que las relaciones expuestas en esas fórmulas pueden ayudar a comprender razonadamente cómo influye cada variable en el problema total y también a tomar correctas decisiones de diseño. El énfasis puesto en el predimensionado estructural de obras reales procura tender un puente entre la pura generación de formas sin material ni dimensiones y el frío cálculo de resistencia de una construcción cualquiera. En la medida en que esos simples recursos numéricos sean útiles a los objetivos finales no veo ninguna razón para desecharlos.

Pero además de su irrenunciable papel de sostén la estructura tiene enormes posibilidades creativas que el arquitecto debe conocer para aprovechar oportunamente. Se han puesto muchos ejemplos para demostrar esta afirmación. En este terreno, cuando ya se entra a evaluar la calidad más que la cantidad, la intuición es irremplazable. Intuición y razonamiento se van complementando y controlando mutuamente.

No piense el arquitecto lector de este libro que va a encontrar muchos nuevos conocimientos para acumular con los que ya tiene. Sin embargo, yo estaría muy contento si su lectura le ayudara a reflexionar sobre lo que ya sabe, a separar la paja del grano, a reconocer y hacer propios los pocos conceptos básicos que explican el comportamiento de una estructura. También me interesa motivarlo para que en sus propias obras la estructura no quede solamente entre bambalinas; si bien no siempre conviene que sea la estrella, hay muchos importantes papeles que puede cumplir dentro del reparto arquitectónico.

A los ingenieros estructuralistas que cooperan con arquitectos puede serles útil para ser más comprensivos con los intereses de sus extraños colegas.

A los docentes de estructuras puede servirles para encontrar la manera de hacer menos árida la teoría estructural al relacionarla con las decisiones de diseño, mostrando también las verdaderas limitaciones de la propia teoría.

Se podría pensar que basta con exponer una serie de ideas correctas, completas y claras que al ser aplicadas aseguren resultados aceptables. Los libros de texto suelen ser un compendio de aciertos de los que puede aprenderse mucho, pero la vida real es un conjunto de aciertos y errores, y sabemos que se aprende mucho más de los errores que de los aciertos. Por eso es que me he dedicado a la dura realidad aún a riesgo de perder generalidad y por ende, "valor científico" en las conclusiones. Por eso me he detenido en todas esas intuiciones erróneas, ideas confusas, prejuicios y frases hechas que con tanta frecuencia aparecen no sólo en los talleres de diseño, sino también en algunas clases y escritos. He recurrido a situaciones anecdóticas siempre reales. Si alguna vez he modificado algún escenario o personaje sólo ha sido para disimular una identidad o para lograr más fuerza dramática.

Como es mucho más fácil entendernos entre arquitectos por el lenguaje gráfico que por la palabra he dado especial importancia a las figuras. Con el breve texto que llevan al pie pueden servir para una primera lectura a modo de presentación.

Las ideas de este libro son fruto de treinta años de práctica docente y algunos menos como asesor estructural de estudios de arquitectura. Se han ido acumulando y decantando a través de lecturas y clases, seminarios y talleres de diseño, cursos de grado y posgrado, discusiones con docentes y profesionales. Es tan grande el aporte de todos los personajes intervinientes que he preferido utilizar el coloquial nosotros en vez de la primera persona del singular. No es mi intención eludir la responsabilidad personal que me corresponde y con mucha atención recibiré del lector todas las sugerencias y objeciones que se hagan con espíritu crítico.

La Universidad Nacional de Córdoba me concedió un año sabático para empeñarme en esta obra. Sin esa pausa impuesta a las actividades cotidianas hubiera sido imposible encontrar las condiciones necesarias para reflexionar y escribir. También conté con un subsidio del Consejo de Investigaciones de la Provincia de Córdoba para gastos de material gráfico.

Agradezco a todos los que me alentaron y ayudaron a emprender y terminar este libro:
a mis alumnos que al finalizar los cursos demostraban una nueva y más creativa actitud frente a las estructuras;
a mis colegas profesionales que en los cursos para graduados me expresaban que habían recibido aportes que no habían encontrado en los libros;
a los profesores y amigos Oscar Ferreras y Agustín Reboledo por la lectura del manuscrito, y Fernando Devalle por sus impresiones desde fuera de la especialidad;
a mis auxiliares docentes Marta Silva y Fabián Anello por los meses que dedicaron con entusiasmo a los dibujos, a Viviana Colautti por el diseño de portada, y a Ariel Busch por su pasión en la diagramación;
a Lucía que se hizo cargo del procesamiento del texto con el asesoramiento de Daniel F., y a mis otros cuatro hijos que asumieron con espíritu festivo esta nueva experiencia;
y por fin a Noemí, silencioso pero verdadero motor de esta obra.

Córdoba, noviembre de 1999.

Daniel Moisset de Espanés.



Cap I

- LA INTUICION ESTRUCTURAL



La intuición es una disposición natural e íntima para comprender súbita y claramente una cosa o idea, tal como si estuviera directamente a la vista. Se opone, en consecuencia, al conocimiento logrado por la abstracción y el discurso lógico.

El conocimiento intuitivo precede al abstractivo y es sumamente útil, por no decir imprescindible en cualquier trabajo creativo.

Muchas veces se ha planteado que para el arquitecto es más necesaria una intuición estructural que un conocimiento acabado de métodos matemáticos de análisis estructural. Sin dudas esto es cierto pero no suficiente.

La intuición sola, sin ninguna verificación, puede llevar a resultados totalmente erróneos.

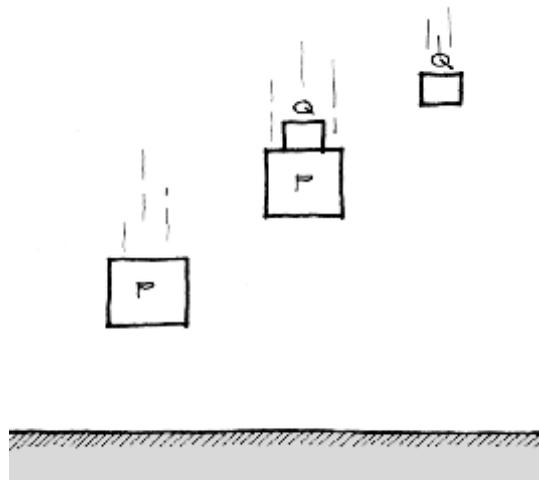
La historia y la actualidad nos dan muchos ejemplos.

Siempre se menciona que los griegos de la época de Aristóteles sostenían que los cuerpos más pesados caen más rápido que los más livianos. Una piedra cae más rápido que una pluma. Un hecho visible y un razonamiento basado en una propiedad sensible, el peso, les permitió generalizar una teoría.

Pasaron muchos siglos hasta que Galileo (1564-1642) intuyó la existencia de otra propiedad, la masa, que no es tan evidente como

el peso, y razonó de la siguiente manera: si se toman dos cuerpos de distinto peso, fig. 1.1, tal que $P > Q$, el cuerpo P caerá más rápido que Q. Pero si se unen P y Q, el cuerpo $P + Q$ caerá más despacio que P, porque el más lento Q lo está retardando. De este modo, el cuerpo $P + Q$ de mayor peso que P, caería más lentamente que P. Esta conclusión absurda indica que las bases de partida son falsas o incompletas. Galileo intuyó la existencia de la masa, que no es tan evidente como el peso, y no había sido tenida en cuenta anteriormente.

1.1 Razonamiento de Galileo.



Imaginó que los cuerpos más pesados eran atraídos con mayor fuerza por la Tierra, pero por ser más pesados era más difícil moverlos. Al final, una cosa se compensaba con la otra y la velocidad de caída resultaba la misma. Todo este razonamiento físico, aún no matemático, podía servir para desechar la teoría anterior y elaborar una nueva. Pero Galileo introduce una exigencia fundamental para el desarrollo de la ciencia moderna, que es la verificación experimental.

Es conocida la experiencia pública que realizó lanzando desde lo alto de la torre de Pisa dos cuerpos de igual forma y volumen pero de distinto peso.

El paso siguiente era desarrollar una teoría general que explicara todos los hechos observados y pudiera predecir, por medio de un lenguaje matemático, los que todavía no habían ocurrido.

También introdujo como dato adicional la influencia del aire, para explicar la caída lenta de una pluma. Poco después de su muerte se inventó la bomba de vacío y pudo verificarse que en esa condición, todos los cuerpos en caída libre lo hacen a la misma velocidad.

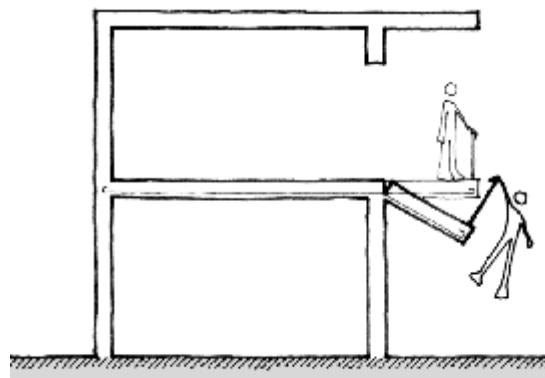
La ciencia estructural es una ciencia física de la cual se vale el arquitecto cuando diseña o construye estructuras. No es que el arquitecto sea un científico, pero sí le es conveniente poseer ciertos conocimientos científicos para su utilización en la predicción de lo que puede ocurrir en sus construcciones. Además, el conocimiento del comportamiento físico de las construcciones es una gran ayuda para la creación de estructuras eficientes.

Aquí conviene aclarar que la ciencia de las estructuras es esencialmente física y no matemática. Se refiere al equilibrio, resistencia, deformaciones, etc., de cuerpos físicos, tangibles, tridimensionales. El lenguaje matemático que usa la física es nada más que eso: un lenguaje, una forma de expresión de la realidad física. Lamentablemente, el énfasis que se ha puesto en el cálculo estructural ha hecho perder a veces el sentido físico del problema.

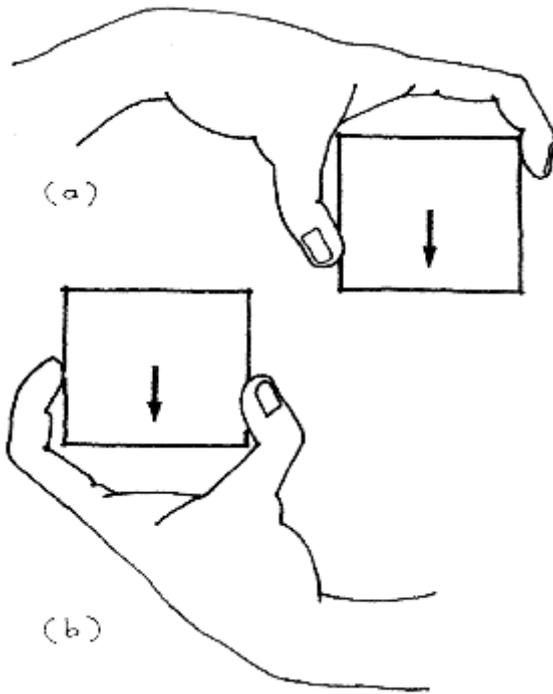
Veamos a través de algunos ejemplos cómo funcionan las relaciones entre intuición, razonamiento físico, experimentación y cálculos matemáticos.

Un conocido arquitecto contaba, fig. 1.2, que una vez salvó milagrosamente la vida al desplomarse un balcón de una obra en ejecución. Al investigar las causas del derrumbe notó inmediatamente que la armadura de la

1.2 Voladizo con armadura en la cara inferior.



1.3 Falsa analogía que originó el error de la figura anterior.

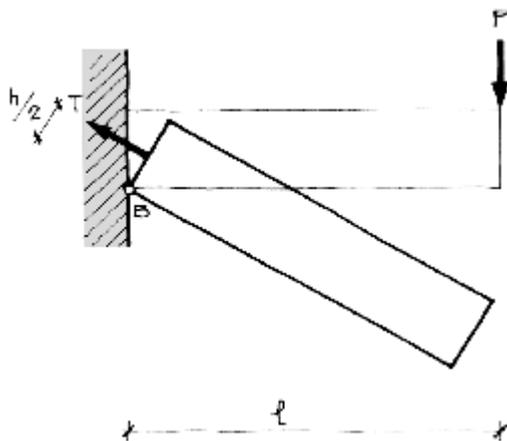


losa de hormigón estaba colocada en la cara inferior. Al reclamarle al constructor la barbaridad que había cometido, éste le replicó muy seguro: “cuando usted quiere sostener algo pesado, ¿lo sujeta de arriba como en la fig. 1.3.a, o lo hace firmemente de abajo, como en la fig. 1.3.b?” Aquí hubo una intuición y un razonamiento físico basado en una falsa analogía.

La sola intuición fracasó durante miles de años en dar una solución aceptable al problema de la ménsula.

Galileo intuyó por primera vez con claridad, fig. 1.4, la existencia de un par de fuerzas internas que equilibraban al momento de las fuerzas exteriores. Imaginó un pivote en B y una fuerza de tracción T repartida uniformemente en la sección de tal modo que:

$$T \cdot \frac{h}{2} = p \cdot l$$



1.4 Galileo intuyó el equilibrio entre un par interno y el externo.

Probablemente la observación de la rotura de materiales frágiles, que una vez que se agrietan en la cara superior continúan rompiendo por tracción hasta el mismo punto B, le impidió descubrir la existencia del eje neutro y de la zona comprimida. Hicieron falta las investigaciones de Hooke (1635-1703), Bernouilli (1654-1705), Mariotte (1620-1684), Coulomb (1736-1806) y otros, para que este último llegara a dar solución al problema de la ménsula de Galileo. En base a todos los conocimientos anteriores fue Navier (1785-1836) el que generalizó la teoría de flexión que hoy todavía empleamos con buenos resultados.

El anterior recorrido histórico nos muestra que estos científicos comenzaron su creación

a partir de la intuición. Pero se valieron siempre de conocimientos anteriores y de sus propios razonamientos y experiencias para avanzar en la creación de nuevos conocimientos más confiables y también transmisibles al resto de la comunidad.

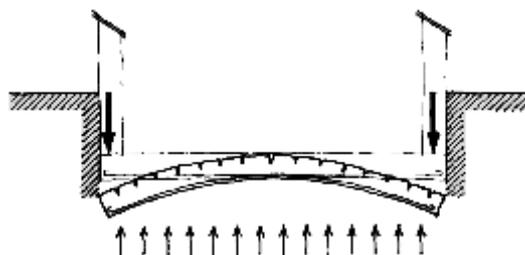
La intuición, por ser una capacidad íntima de cada sujeto, no es transmisible. Resulta muy difícil enseñar a resolver intuitivamente un problema garantizando una solución válida y confiable. Lo más que puede hacer un docente es poner al estudiante frente a situaciones tales que le obliguen a crear intuitivamente y luego razonar y verificar la validez de lo que imaginó. Esto obviamente no se consigue a través de procedimientos matemáticos, ni fórmulas de cálculo. Pero el entrenamiento en el proceso intuición-razonamiento lleva a un desarrollo de ambas capacidades.

Hay ciertos conocimientos que son casi imposibles de adquirir con la sola intuición y experiencia de la construcción. El funcionamiento del hormigón armado a flexión y el papel que cumplen las armaduras de acero es uno de ellos. Por eso se puede llegar a situaciones como la que describíamos en las figs. 1.2. y 1.3. El aprendizaje formal y metódico que realiza el arquitecto en sus estudios universitarios no es reemplazable por la sola experiencia de construir. Los déficits en la capacitación práctica serán superados por los golpes de los primeros errores, pero la ausencia de conceptos básicos de la teoría estructural no se salvarán jamás.

Conviene distinguir aquí entre la experiencia que da la práctica prolongada de la obra y la experimentación.

Es natural que un constructor de hormigón armado que ha visto la armadura de los voladizos siempre en la cara superior no llegue a cometer el error de la anécdota anterior. Así también después de construir muchas losas rectangulares apoyadas en los bordes habrá llegado a la conclusión que la armadura va siempre por abajo. Estas generalizaciones empíricas son peligrosas porque se toman a modo de receta infalible. Pero las recetas son eficaces solamente en los casos en que se cumplen estrictamente todas aquellas condiciones que le dan origen.

Una vez le ocurrió a un excelente director de obra, fig. 1.5, que después de verificar la separación, diámetro y anclaje de las barras de una losa de fundación y cuando estaba por dar la aceptación para hormigonar, advirtió gracias al codazo de un colega que la armadura de acero estaba en la cara inferior, o sea, en la zona comprimida. Los operarios, con mucha práctica de obra y las mejores intenciones habían pretendido corregir lo que interpretaron como un error de dibujo en los planos. No podían imaginar una armadura en la cara superior de una losa apoyada en los cuatro bordes. También quedó demostrado que cuatro ojos ven más que dos.



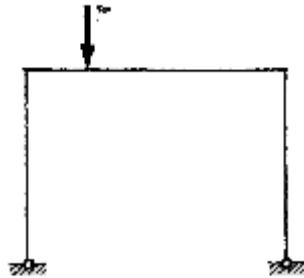
1.5 No siempre las losas rectangulares tienen que llevar la armadura por debajo.



La experiencia se va acumulando entonces en forma más o menos casual, como un sub-producto de la actividad principal de construir. La experimentación, en cambio, es la observación y medición de hechos organizados metódicamente, repetibles, orientados a verificar la validez de ciertos enunciados más o menos generales.

El arquitecto común no es un científico; generalmente no hace experimentación. Pero utiliza las teorías y experimentación existente para *razonar estructuralmente* y poder verificar la validez de su intuición.

Sigamos con los ejemplos de falsas intuiciones.

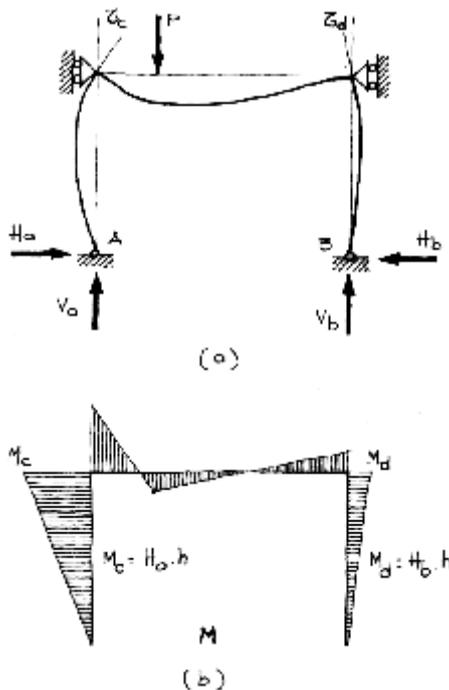


1.6 ¿Hacia dónde será el corrimiento horizontal de la viga?

Si se tiene un pórtico con carga asimétrica como el de la fig. 1.6, todos aceptan que la viga descende, pero ya no es tan fácil imaginar que se producirá también un corrimiento horizontal. Si se pregunta hacia donde será el corrimiento, el ochenta o noventa por ciento dirá hacia el lado de la carga; el resto, hacia la derecha.

En estas intuiciones contrapuestas no tiene peso la verdad estadística. Tampoco se trata de una decisión política en la que democráticamente se ha elegido la izquierda.

Quedan otros caminos: el razonamiento estructural, la experimentación y el cálculo. Intentemos el primero.

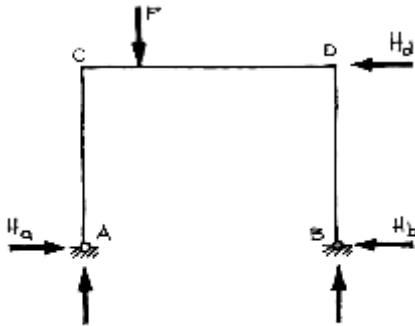


1.7 Deformación (a) y momentos flectores (b).

Para evitar que el pórtico se corra le agregamos apoyos adicionales al nivel de la viga, fig. 1.7.a. Todos coincidirán en que el extremo izquierdo, al deformarse, gira un ángulo mayor que el derecho. En todo caso, esa conclusión es inmediata si se aplica el método de la viga conjugada basado en los teoremas de Mohr.

Si $t_c > t_d$ la columna izquierda está más flexionada que la derecha, $M_c > M_d$ fig. 1.7.b. El momento en la cabeza de la columna es el producto de la reacción horizontal por la altura; en consecuencia, como la altura es única, a mayor momento corresponde mayor reacción, $H_a > H_b$.

1.8 Reacciones horizontales y verticales.



Para que se verifique el equilibrio de fuerzas según el eje X, es necesario que exista una tercera reacción H_d , fig. 1.8, del mismo sentido que H_b , tal que sumadas equilibren a H_a .

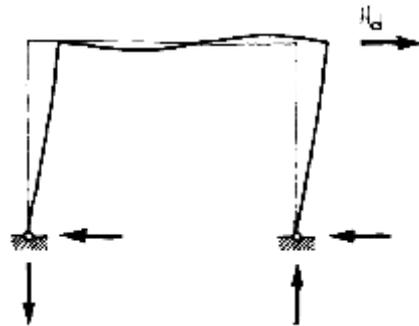
$$H_a = H_b + H_d$$

Este razonamiento demuestra que el pórtico está empujando sobre el apoyo D, que para que no haya corrimiento es necesaria la fuerza H_d , y que si esta fuerza desaparece, el pórtico se corre hacia la derecha.

Para hacer desaparecer H_d hay que cargar el pórtico con una fuerza igual y de sentido contrario, fig. 1.9, y luego superponer los estados de carga, fig. 1.10. Ahora se cumplen las condiciones de equilibrio y deformación sin necesidad del apoyo adicional, y el corrimiento es hacia la derecha.

El segundo camino es la experimentación. Un modelo construido con barras flexibles y que reproduzca las condiciones de vínculo y de carga, fig. 1.11, puede exagerar las deformaciones como para hacerlas perceptibles a simple vista sin necesidad de instrumentos de medición más precisos. La respuesta al problema es directa, pero no puede

1.9 Fuerza necesaria para eliminar el efecto del apoyo D.

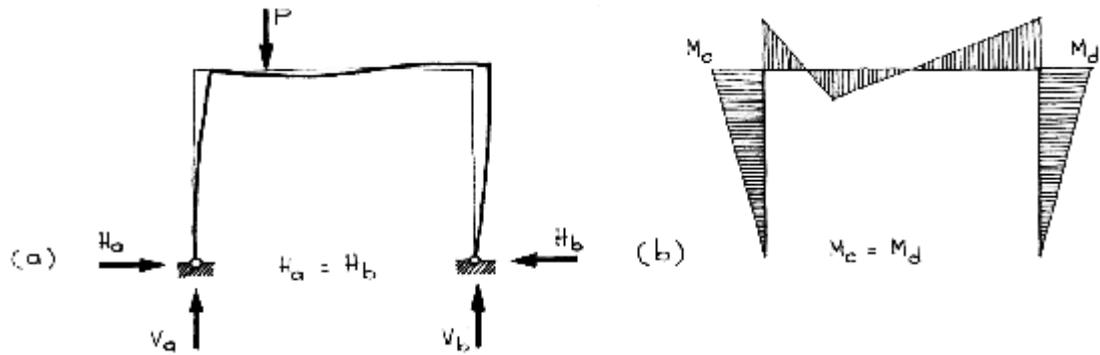


prescindirse del razonamiento estructural si se quiere obtener una explicación general transferible a otras circunstancias.

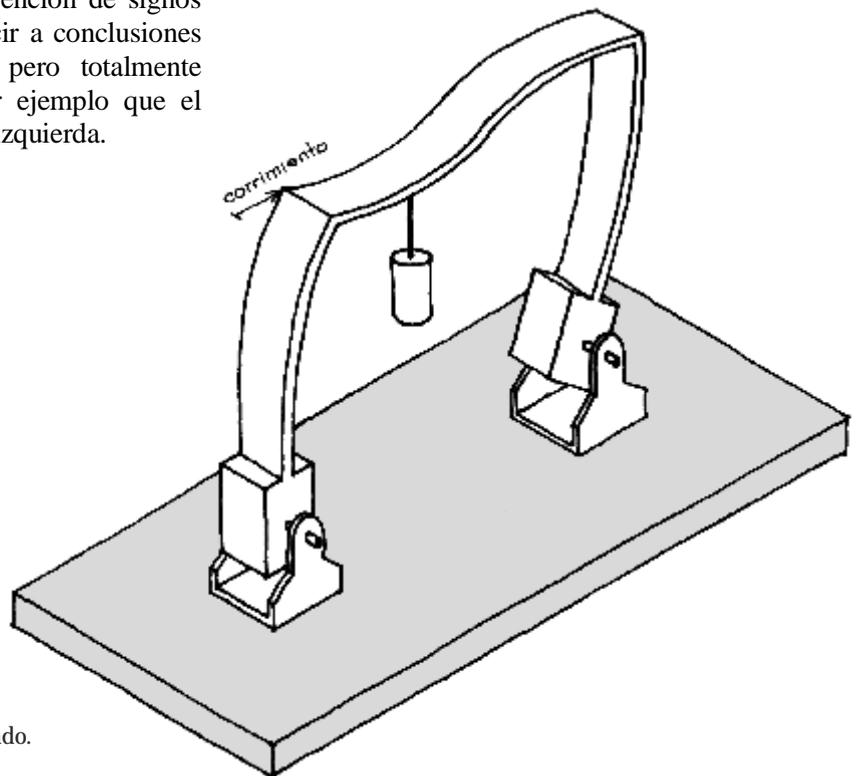
El tercer camino es el cálculo. Se puede aplicar cualquier método numérico de análisis de pórticos, por ejemplo el método de la rigidez, con un planteo matricial resuelto por un programa de computación. Se introducen todos los datos y se obtienen resultados numéricos que representan las reacciones de apoyo y los esfuerzos y deformaciones de las barras. La interpretación de esos resultados también nos dirá que el pórtico se corre hacia la derecha. Incluso nos dará algunas precisiones y detalles que antes no habíamos advertido; por ejemplo que tanto el punto C como el D experimentan un pequeñísimo descenso, y que C descende algo más que D. Que los corrimientos horizontales de C y D tampoco son iguales. Un método de cálculo de este tipo tiene en cuenta el efecto de los esfuerzos axiales en las deformaciones y como todas las barras están comprimidas, aunque no igualmente, tienen acortamientos que explican los distintos movimientos de C y D.



1.10 Deformación final (a) y momentos flectores (b).



Sin embargo el cálculo solo, sin un control que haga sus resultados aceptables a la luz de la razón, puede resultar peligroso. Un simple descuido en la convención de signos del programa puede conducir a conclusiones coherentes en sí mismas pero totalmente opuestas a la realidad; por ejemplo que el pórtico se desplaza hacia la izquierda.



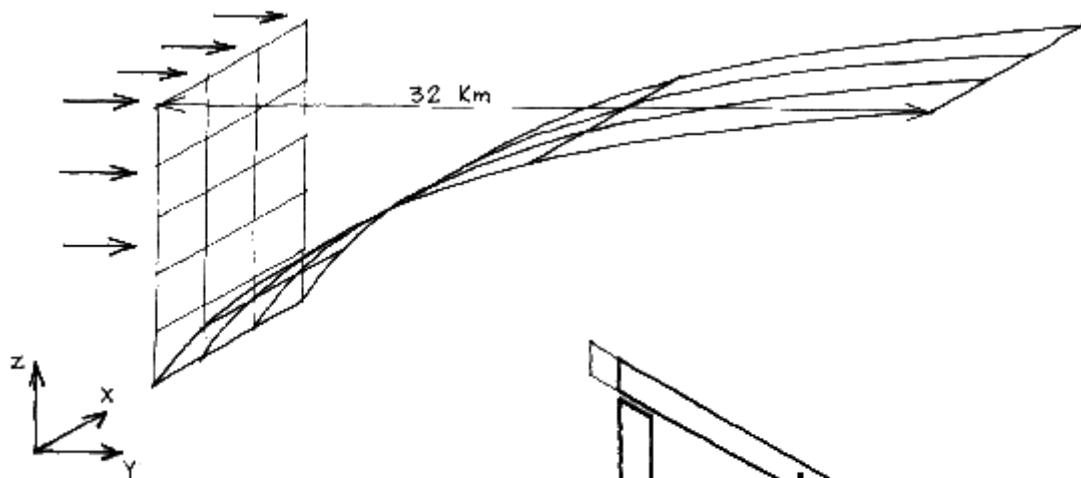
1.11 Modelo cargado y deformado.

Un ingeniero estudiaba unos pórticos de muchos pisos sometidos a fuerzas sísmicas. Los primeros resultados de la computadora le indicaron corrimientos de 32Km !!! fig. 1.12. Mientras el operador de la computadora trataba de encontrar justificativos para aceptar estos resultados el especialista de estructuras intuyó rápidamente que, por tratarse de un sofisticado programa para estructuras tridimensionales habían cometido un error en la interpretación de los ejes X-Y-Z y las cargas habían quedado puestas perpendiculares al plano del pórtico.

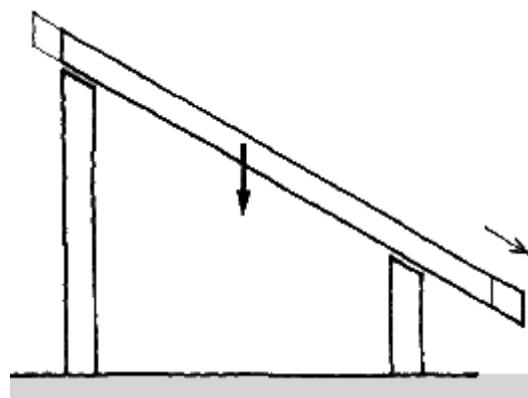
Hay muchos ejemplos más. Cualquiera que ha experimentado que un techo inclinado, como el de la fig. 1.13, tiende a deslizarse hacia abajo está tentado a intuir que los techos

inclinados dan “empuje” a causa de su forma, y que los horizontales no. Sin embargo, si se piensa en el techo horizontal de la fig. 1.14, o más aún en el inclinado de la fig. 1.15, se ve que todos ellos tienden a deslizarse hacia la derecha. Y el techo de la fig. 1.16, ¿en qué sentido se correrá? ¿Seguirá alguna misteriosa curva acorde a su forma?

La creatividad consiste en la capacidad de establecer nuevas relaciones entre hechos antes inconexos. Aquí la intuición trató de establecer una relación entre la inclinación del techo, su geometría, y su movimiento. Sin embargo, el control del razonamiento estructural, nos está mostrando que la primera intuición es incorrecta. En cambio, si buscamos relacionar la dirección de las reacciones

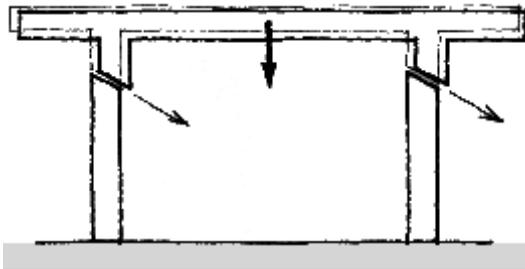


1.12 Inadvertidamente las cargas se colocaron perpendiculares al plano del pórtico.



1.13 Se dice que un techo inclinado da empuje en el sentido de la pendiente.

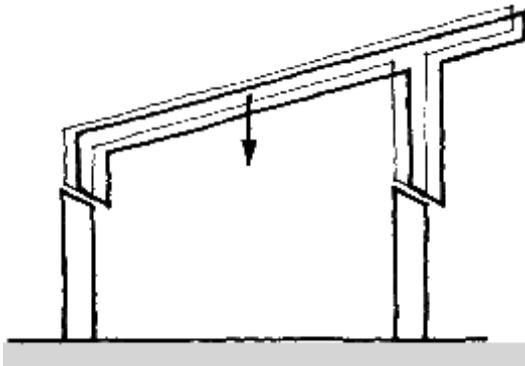




1.14 Este techo es horizontal y también tiende a deslizarse.

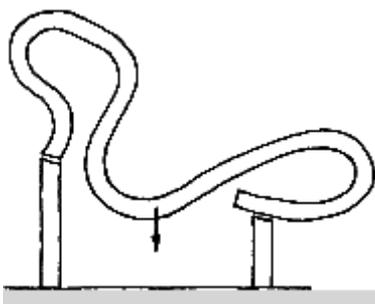
de apoyo con el sentido del movimiento, obtendremos resultados más convincentes.

Cualquiera sea la forma y posición de un cuerpo, fig. 1.17, su peso P es vertical, dirigido al centro de la Tierra, proporcional a la aceleración de la gravedad y a su masa. Como los apoyos sólo pueden reaccionar perpendicularmente a su plano, la resultante de R_a y R_b no coincide con P , fig. 1.18, y queda un empuje no equilibrado que produce el corrimiento.

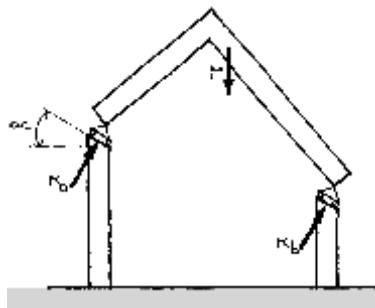


1.15 Ahora el empuje es contrario a la pendiente del techo.

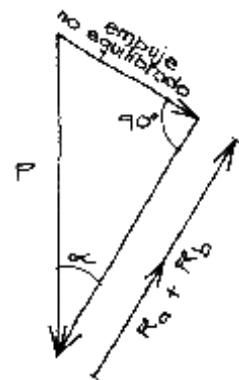
La posibilidad de equilibrio estable de un cuerpo rígido está relacionada con las restricciones al movimiento impuestas por los vínculos y no por la forma, posición, o dimensión del cuerpo.



1.16 ¿Se podrá relacionar el sentido del deslizamiento con la dirección del techo?



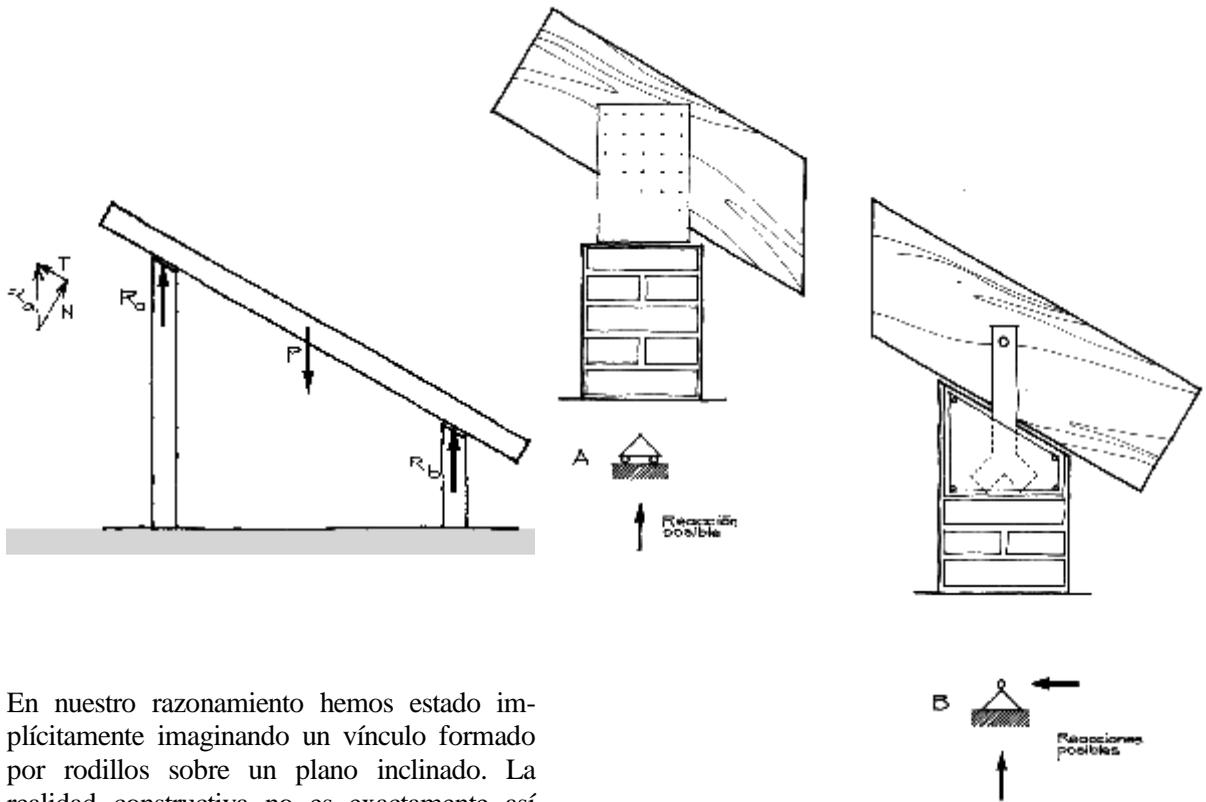
1.17 Para el equilibrio se deben establecer relaciones entre las fuerzas actuantes: cargas y reacciones.



1.18 Con los vínculos dados es imposible el equilibrio entre cargas verticales y reacciones.

1.19 Si el frotamiento iguala a T el equilibrio es posible.

1.20 Materialización de apoyo móvil y de articulación.

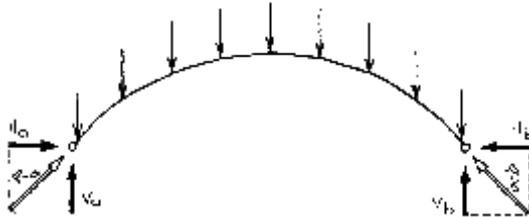


En nuestro razonamiento hemos estado implícitamente imaginando un vínculo formado por rodillos sobre un plano inclinado. La realidad constructiva no es exactamente así porque no hay rodillos, fig. 1.19, y si las superficies de contacto son rugosas se genera una cierta fuerza de frotamiento. Si esta iguala a la fuerza tangencial T el sistema está en equilibrio. Si la fricción no es suficiente, queda una componente no equilibrada y comienza el deslizamiento.

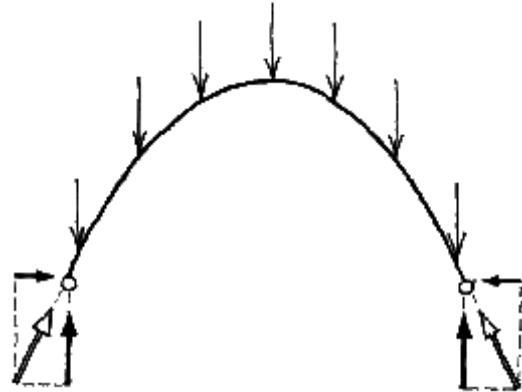
La solución constructiva es muy simple. Por ejemplo, en el extremo A, fig. 1.20, con el agregado de placas laterales se logra que el



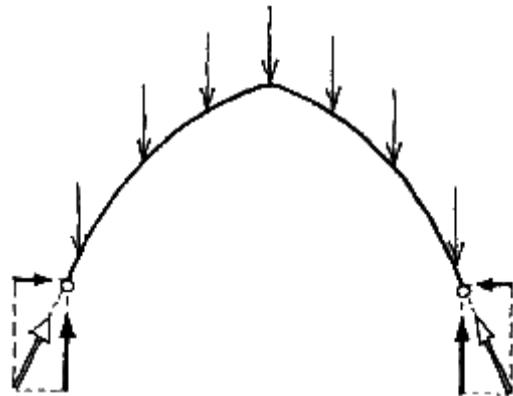
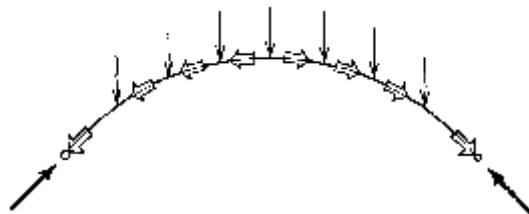
1.21 Un arco tiene reacciones horizontales aun con cargas exclusivamente verticales.



1.22 Los arcos más peraltados tienen menos empuje.



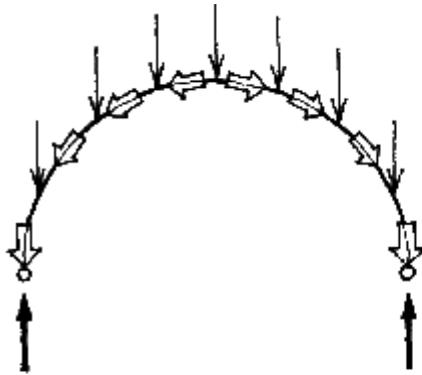
1.23 Hay quienes dicen que las cargas "marchan" por dentro del arco.



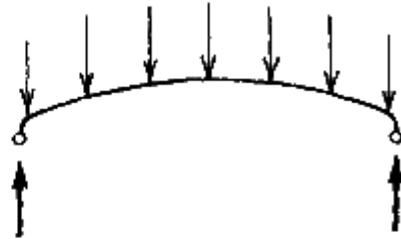
plano de apoyo sea horizontal y el vínculo es un apoyo deslizante, si se desprecia el frotamiento. En B, el único perno que une la viga con la pieza metálica embutida en el hormigón armado, produce exactamente una articulación fija.

Se sabe que un arco rebajado como el de la fig. 1.21, aún sometido a cargas exclusivamente verticales, tiende a abrirse y si los apoyos se lo impiden, se producirán no sólo

reacciones verticales, sino también las horizontales H_a y H_b . También se advierte que el arco, en vez de trabajar fundamentalmente a flexión y corte como la viga, trabaja a compresión. Además, ciertos arcos parabólicos o apuntados, fig. 1.22, presentan menos empuje que el primero. Y entonces, fig. 1.23, ya se intuye que las cargas "marchan" por dentro del arco y siguen su dirección hasta el apoyo y las reacciones son tangentes en el arranque.



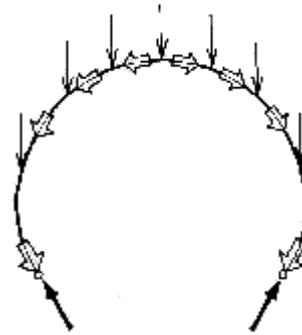
(a)



(b)

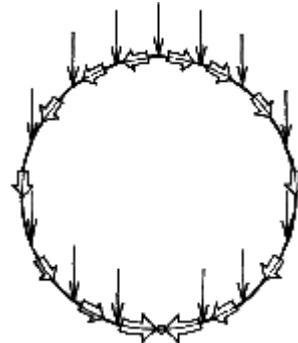
1.24 Si fuera cierto que las cargas “marchan” por dentro del arco siguiendo su dirección ninguno de éstos tendría reacciones horizontales.

Así es que se podría concluir, fig. 1.24.a, como lo hemos escuchado en alguna conferencia, que el arco de medio punto no da empujes por tener tangente vertical en el arranque. Si esto fuera verdad sería muy fácil engañar a la Naturaleza y con sólo curvar el primer centímetro de cada arranque, fig. 1.24.b, acabaríamos con el empuje horizontal y también con el problema que desveló durante siglos a los constructores medievales.



1.25 El arco de herradura daría ¡empujes hacia adentro!.

Y siguiendo en el terreno del absurdo, diríamos que los árabes inventaron el arco que da empujes hacia adentro, fig. 1.25. Más aún, si completamos el círculo, fig. 1.26, ambos empujes se equilibrarían entre sí y no serían necesarias reacciones para equilibrar las cargas. Cuando por medio del razonamiento se llega a conclusiones tan absurdas hay que estar dispuestos a revisar la intuición original.



1.26 La magia de la “marcha” de las cargas lograría el equilibrio de las cargas

Este concepto de la “marcha de las cargas” es realmente intuitivo y muy atrayente no



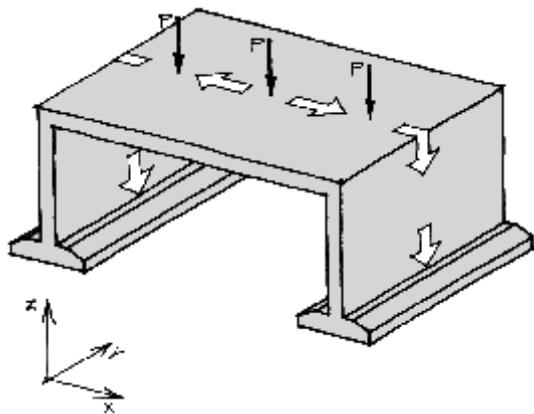
sólo para el principiante; pero la mayoría de las veces sólo lleva a conclusiones erróneas. Es frecuente encontrar representaciones como la de la fig. 1.27. Se dice que las cargas verticales “marchan” por la losa en la dirección X y luego por los muros hasta “llegar” a las fundaciones y al terreno.

La idea de la “marcha de las cargas” tiene la única utilidad de indicar cuáles son las partes afectadas por las fuerzas actuantes, es decir, las partes deformadas. Eventualmente las flechas pueden indicar el orden sucesivo en que se debe estudiar el equilibrio.

En nuestro caso:

- 1- Losa.
- 2- Muros.
- 3- Cimientos.
- 4- Terreno.

Pero contiene errores conceptuales que enturbian el problema en vez de aclararlo.



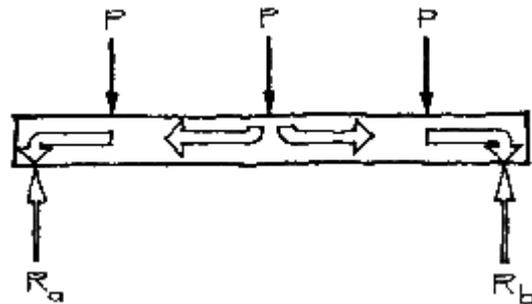
1.27 Esquema habitual de “marcha” de cargas.

Primero, que las cargas no “marchan” ni siguen ningún camino. Las cargas son fuerzas que están aplicadas en un cierto punto con su dirección, sentido e intensidad y en un determinado instante, son invariables. Las cargas son externas a la estructura misma y no deben confundirse con los esfuerzos internos.

Segundo, que las flechas que marcan el “camino” de las cargas son sólo indicativas de una sucesión y no representan los esfuerzos internos de la estructura. ¿Qué otro significado puede tener una flecha curva, si las fuerzas sólo tienen rectas de acción?

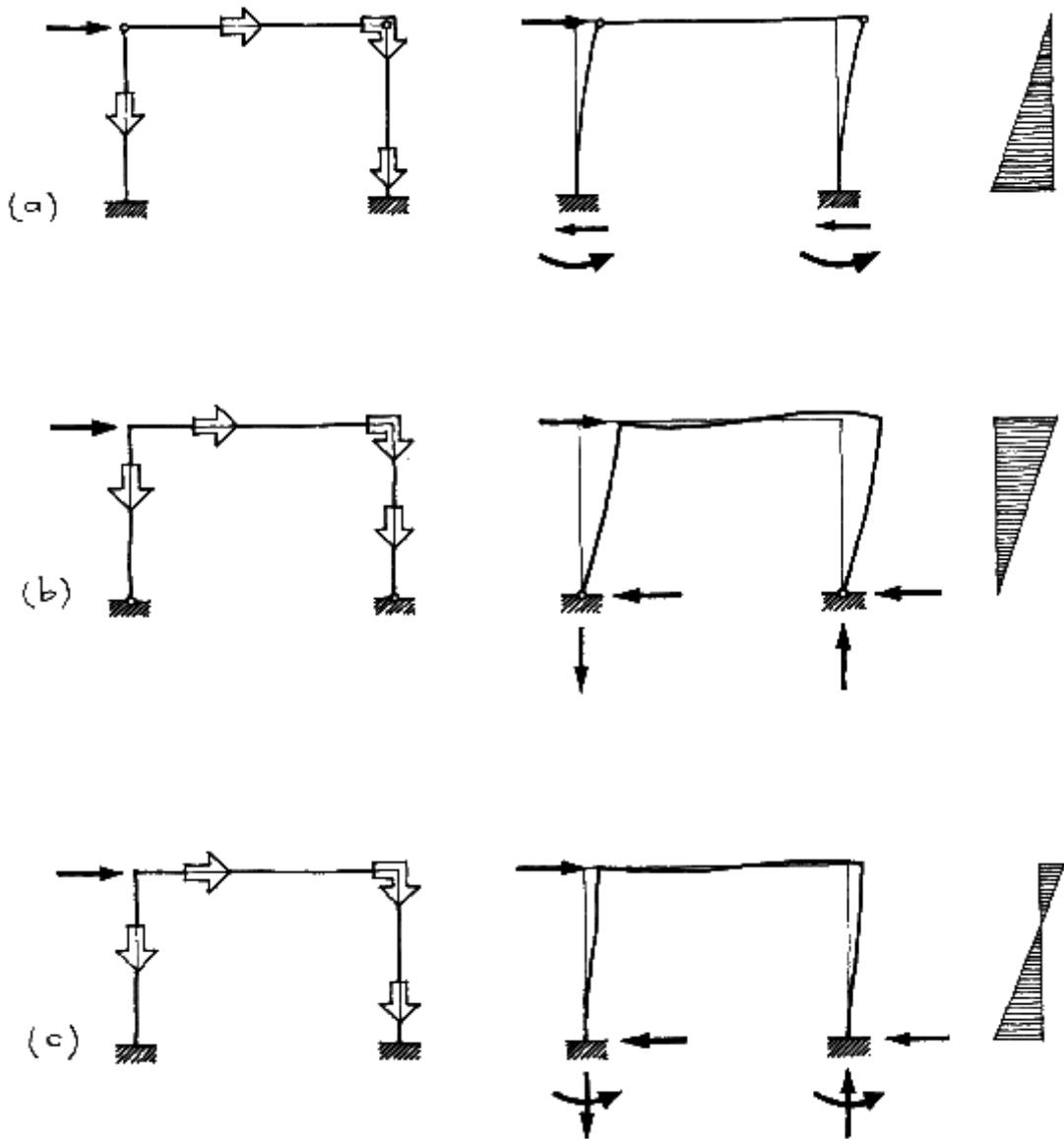
La contradicción es máxima en el caso de los elementos esencialmente flexados como en el de la losa. La representación de la fig. 1.28 hace pensar en una barra que trabaja a tracción y no muestra para nada los esfuerzos de flexión y corte que se producen en el interior.

La “marcha de las cargas” resulta totalmente ineficaz para representar el funcionamiento de casi cualquier estructura que no sea un cable funicular.



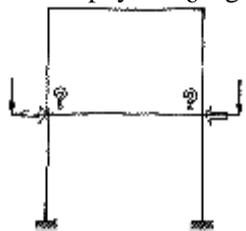
1.28 Este esquema induce al error de pensar en una barra traccionada.

1.29 La "marcha" de las cargas no explica las diferencias entre esos tres sistemas.

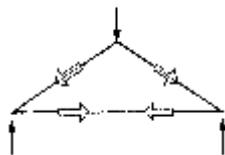


En las situaciones de la fig. 1.29 la “marcha” de cargas no acusa ninguna diferencia entre los tres esquemas estructurales propuestos; sin embargo el planteo del equilibrio entre acciones y reacciones y el estudio de la deformación de la estructura, permiten reconocer grandes diferencias entre ellos. La columna izquierda, en el caso (a) está sometida a corte, y flexión creciente hacia abajo, que produce tracciones del lado externo. En el caso (b) tiene el mismo corte pero la flexión produce tracciones en la cara interior y es creciente hacia arriba. Además la columna está traccionada. En el caso (c) se mantiene el corte, la flexión cambia de signo en un punto de la parte superior de la columna, también hay tracciones. Siguiendo esta línea de razonamiento se podría demostrar que el corrimiento horizontal es mínimo en (c), intermedio en (a) y máximo en (b).

Y si seguimos por el camino del absurdo nos encontramos con el pórtico de la fig. 1.30. ¿Qué harán las cargas en la encrucijada al encontrarse con tres caminos posibles? ¿Tomarán totalmente hacia abajo para llegar rápidamente a los apoyos? ¿Seguirán por la



1.30 Carga indecisa ante una encrucijada multiple.



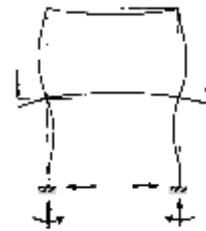
1.32 “Marcha” de cargas en una armadura simple.

viga del primer nivel para chocar entre sí y anularse mutuamente, no llegando nada a los apoyos? ¿Se desviarán parcialmente hacia arriba alejándose de los apoyos?

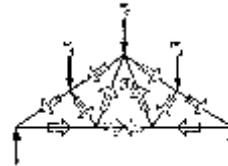
El equilibrio entre acciones y reacciones, y la deformación que se ve en la fig. 1.31 es mucho más representativa del comportamiento del pórtico.

Ya que la “marcha de las cargas” no explica los problemas de flexión, podría pensarse que es útil para aclarar el funcionamiento de los sistemas reticulados, triangulaciones cuyas barras rectas están sometidas solamente a esfuerzos directos de tracción o compresión.

En un caso muy simple como el de la fig. 1.32 puede entenderse que las barras inclinadas están comprimidas y la horizontal traccionada. Si se complica el esquema, fig. 1.33, se puede seguir admitiendo que el par está comprimido y el tirante inferior traccionado. Pero, ¿qué significa la flecha hacia arriba en la barra 1? ¿Por qué la carga P_2 no “marchó” parcialmente hacia abajo? ¿Se trata en definitiva de una tracción o de una compresión?

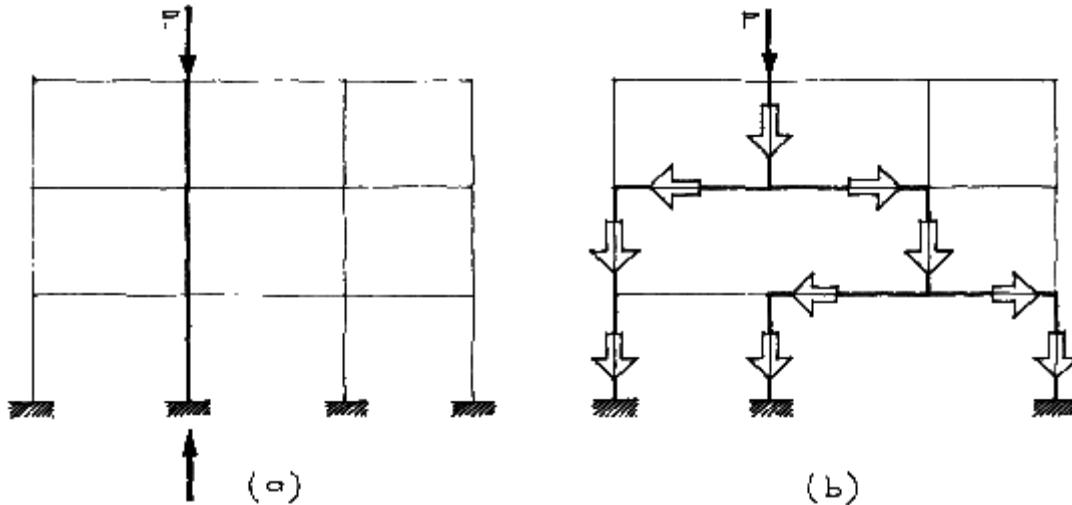


1.31 Equilibrio y deformación explican el funcionamiento del pórtico.



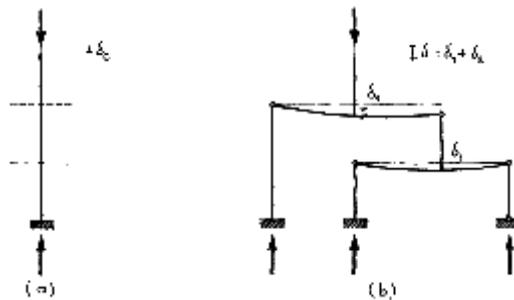
1.33 La “marcha” de cargas no sirve para explicar el funcionamiento de una armadura compleja.

1.34 (a) La carga sólo afecta a la columna. (b) La carga produce importantes flexiones en vigas.



También se expresa en algunos excelentes textos de estructuras la idea bastante intuitiva de que hay que proporcionar a las cargas el camino más simple y directo posible para llegar a los apoyos. El ejemplo propuesto, fig. 1.34, es muy explícito. En (a) el único elemento sensiblemente afectado por la carga P es la columna que la recibe directamente y trabaja a compresión. En cambio, en (b), las flechas en las vigas *no* indican fuerzas axiales, sino que todas ellas trabajan, predominantemente a flexión, y en consecuencia la estructura es más deformable.

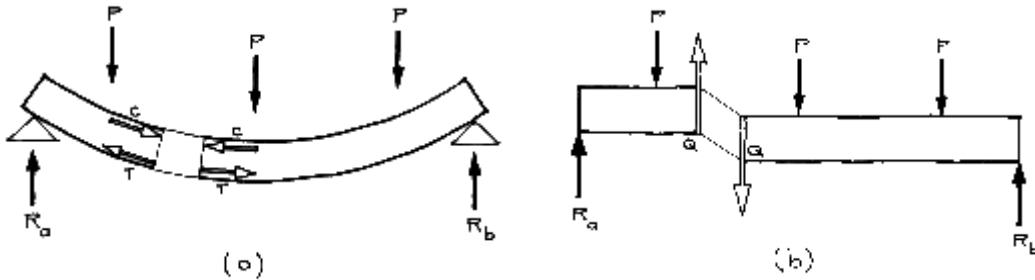
1.35 (a) Deformación del mecanismo columna. (b) Deformación del mecanismo vigas y columnas.



La palabra “camino” no es la más conveniente. Es preferible decir mecanismo para equilibrar las cargas. Mecanismo incluye no sólo la forma del nexo material entre el punto de aplicación de las cargas y los apoyos, o sea el trazado geométrico de la estructura, sino también las vinculaciones de las distintas partes de la estructura entre sí y con los apoyos. Implica también el material, con su deformabilidad y resistencia.



1.36 Deformaciones y esfuerzos en una viga.



Entonces la comparación entre ambas situaciones podría hacerse buscando establecer mecanismos posibles para equilibrar las cargas. Como se trata de pórticos altamente hiperestáticos los mecanismos son múltiples. La estructura buscará naturalmente aquél que le produzca el menor trabajo de deformación.

La fig. 1.35.a representa el mecanismo más simple y directo, también el más eficiente, para equilibrar la carga P : una columna trabajando a compresión, con una pequeña deformación d_c . La fig. 1.35.b representa un posible mecanismo isostático. La flexión de las vigas produce un enorme descenso d_f que se suma al inicial d_c . Este trabajo adicional de flexión, mucho mayor que el de compresión, es el que hace que el sistema (b) sufra tanto y se recomiende evitarlo *. No es un problema de “camino” más o menos largo, sino un problema de trabajo. Y el trabajo es

una magnitud física perfectamente definida, cuantificable y objetiva, que nos permitirá hacer comparaciones de eficiencia en el capítulo correspondiente.

Por todo esto es preferible intentar una comprensión cualitativa del mecanismo resistente utilizando la intuición para recurrir ordenada y oportunamente a razonamientos estructurales tan simples como los que rigen el equilibrio y la deformación. En el caso que nos ocupa admitiríamos el ordenamiento, losa, muros, cimientos y terreno, equivalente a la “marcha de las cargas”.

Las cargas de la losa están equilibradas por las reacciones R_a y R_b , fig. 1.36. Con esas fuerzas exteriores la losa se curva, fig. 1.36.a; se producen acortamientos y compresiones en las fibras superiores; alargamientos y tracciones en las fibras inferiores; deslizamientos relativos entre secciones paralelas, fig. 1.36.b, y en consecuencia, alargamiento y tracción de una diagonal, acortamiento y compresión de la otra.

* Se puede objetar que hay otros mecanismos que aprovechando la continuidad entre vigas y columnas pueden tener deformaciones algo menores, pero eso no quita validez a la evaluación comparativa entre (a) y (b).

La representación de la variación de los esfuerzos de flexión y corte puede hacerse a través de los conocidos diagramas de las fig. 1.37.a y b.

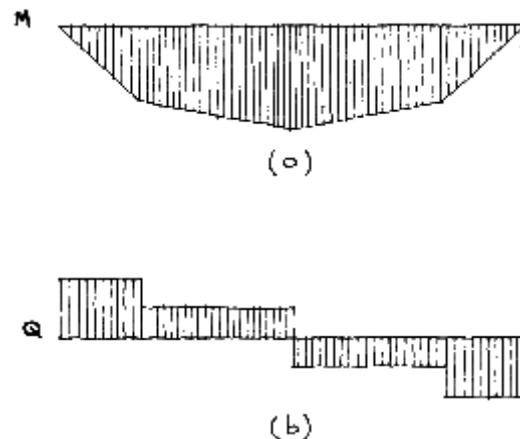
Luego vienen los muros, fig. 1.38. Por el principio de acción y reacción, en la sección de encuentro de losa y muro existen dos fuerzas iguales y de sentido contrario; una, la reacción del muro sobre la losa, y otra, la acción de la losa sobre el muro, igual y de sentido contrario a la primera. El esquema de fuerzas actuantes sobre el muro se ve en la fig. 1.39, con una carga en la parte superior, el peso propio repartido a lo largo del muro y una reacción equilibrante de la zapata. El muro se acorta, está sometido a compresiones, pero podría también fallar por pandeo antes de romperse por compresión. Luego viene la base, fig. 1.40. Nuevamente por el principio de acción y reacción, la carga B que recibe la base es la reacción que ésta da sobre el muro, pero de sentido opuesto. La base es equilibrada por fuerzas reactivas que se generan en el suelo. Además se deforma por flexión y corte.

Por último, el suelo también se deforma y sufre tensiones de compresión y corte.

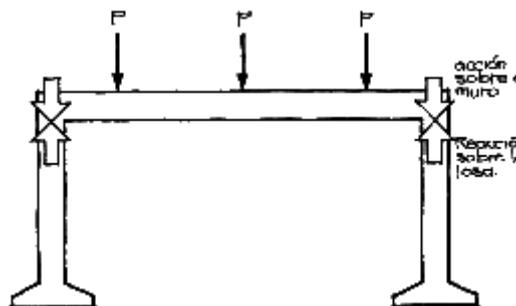
Si las vinculaciones entre el elemento horizontal y los verticales fueran de distinta índole, fig. 1.41, continuos o empotrados en vez de articulados, la deformación y comportamiento total de la estructura varían.

La viga, fig. 1.42.a, está menos flexada que antes, pero resulta comprimida por H_a y H_b ; las columnas, fig. 1.42.b, no sólo están comprimidas sino también flexadas y sometidas a corte.

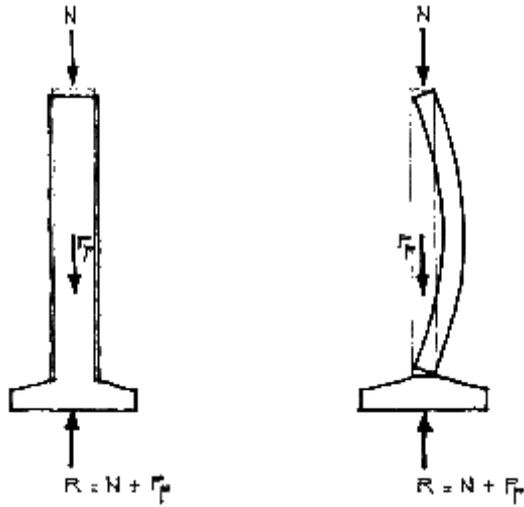
1.37 Momentos flectores y esfuerzos de corte de una viga.



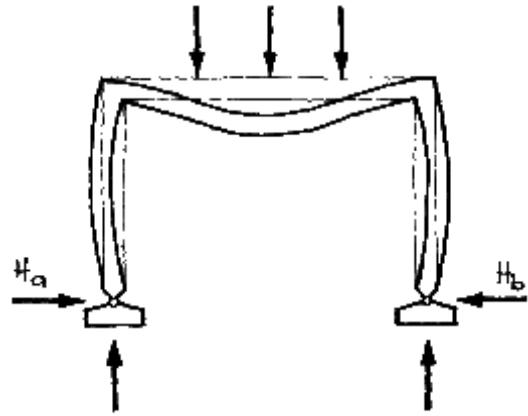
1.38 Aplicación del principio de acción y reacción.



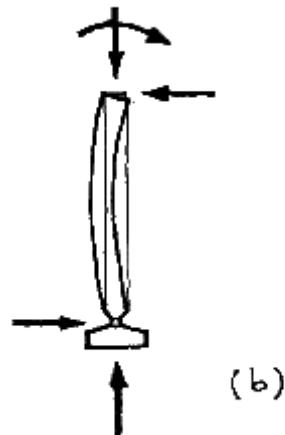
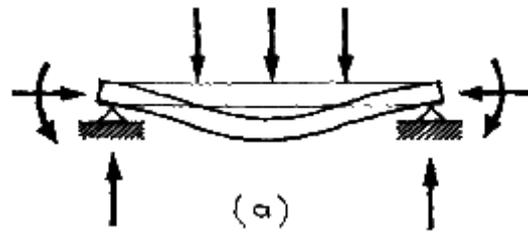
1.39 Equilibrio y deformación del soporte.



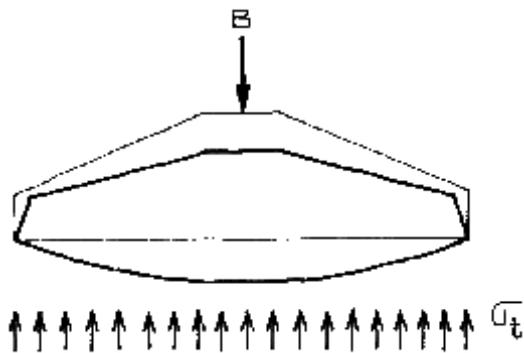
1.41 Equilibrio y deformación de un pórtico.



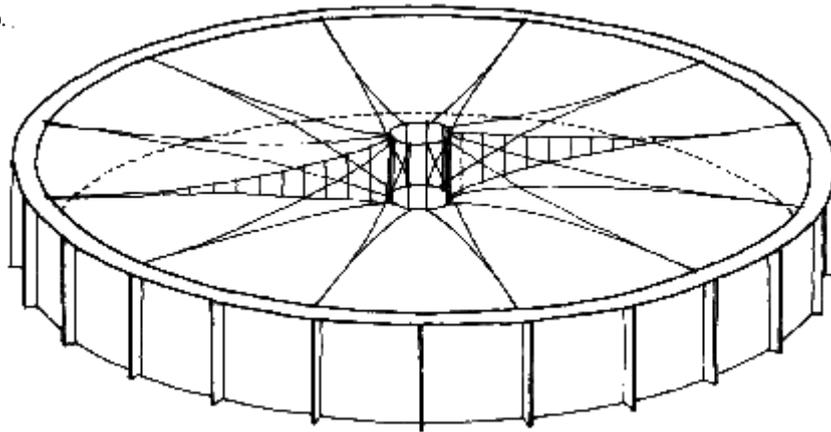
1.42 Equilibrio y deformación de los elementos aislados del pórtico.



1.40 Equilibrio y deformación de la base.



1.43 Proyecto propuesto.



¿Puede explicar la “marcha de las cargas” esta variación?

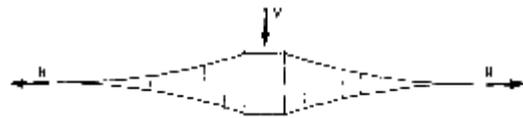
Las cargas son sólo una de las variables del problema, pero el comportamiento de la estructura depende de la relación entre todas.

También los resultados de los cálculos deben ser examinados por la razón y la experiencia.

En un seminario taller un grupo había elaborado un diseño estructural, con su correspondiente modelo y cálculo de resistencia, fig. 1.43. El modelo elaborado con alambre *rígido*, representaba una cubierta de cables pretensados, formada por medias cerchas J-werth, con un tubo comprimido verticalmente al centro y apoyo en un anillo perimetral. La forma resultaba original y muy agradable.

A alguien se le ocurrió razonar de la siguiente manera: si cortamos todos los cables justo por el arranque vemos que allí están horizontales y los esfuerzos no pueden tener otra dirección que la del cable, fig. 1.44. Jamás

1.44 El equilibrio es imposible porque no hay capacidad de reaccionar verticalmente.

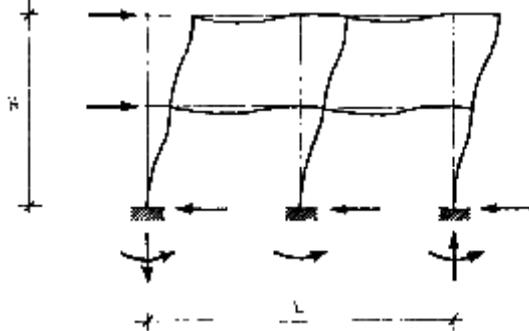


se obtendrá un polígono de fuerzas cerrado, ni se verificará la ecuación de proyección de fuerzas verticales igual a cero. Se argumentó sobre el efecto del pretensado, la similitud con una rueda de bicicleta, etc. etc. Sin embargo, si el equilibrio no es posible, no tiene objeto hacer ningún cálculo, ni revisar los que ya se hicieron.

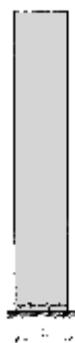
En los procedimientos de cálculo hay que cuidar el cumplimiento de las hipótesis iniciales. Todas las hipótesis son aproximacio-



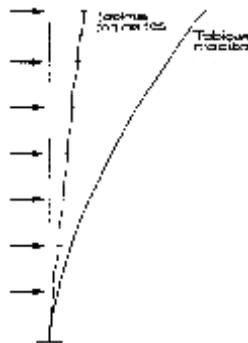
1.45 Deformación de un pórtico H y L son aproximadamente iguales.



1.46 "Pórtico" de vigas supercortas; equivale a un tabique con cortes.



1.47 Tabique macizo de igual dimensión que el pórtico anterior.



1.48 Comparación de deformaciones entre un tabique macizo y un tabique con cortes, cuando a este se le aplica erróneamente la teoría correspondiente a la fig. 1.45.

nes y simplificaciones de la realidad, no la realidad misma. El cálculo es una herramienta muy precisa, pero nunca puede obtenerse más exactitud que la que tienen las hipótesis básicas. Por eso se debe ser muy cuidadoso de no aplicar métodos fuera del campo de validez de los principios que le dieron origen.

Examinemos el ejemplo de la fig. 1.45. La deformación de un pórtico sometido a cargas horizontales se debe fundamentalmente a la flexión de vigas y columnas; es frecuente despreciar entonces la influencia del esfuerzo axial. Esto es válido cuando la longitud L es grande con respecto a la altura H , pero va siendo cada vez menos aceptable cuando H crece con respecto a L .

En base a la simplificación anterior hay varios métodos para determinar los esfuerzos en las barras y se ve que los momentos cambian de signo de un extremo a otro.

Si las vigas son más cortas resultan más rígidas, y el sistema todo se deforma menos. Entonces podríamos llegar a hacerlas tan cortas que las columnas prácticamente se toquen entre sí, quedando solamente uno o dos centímetros entre ellas, fig. 1.46. Esta propuesta resulta muy atractiva cuando se trata de ganar ductilidad, o sea capacidad de disipar energía. El pórtico con vigas supercortas, o tabique con rajaduras, puede alcanzar la plastificación en la cabeza y pie de todas las columnas. Este sistema sería mucho más dúctil que un tabique equivalente que sólo puede plastificarse en el arranque, fig. 1.47.

En la fig. 1.48 se comparan las deformaciones del tabique con cortes, estudiado como pórtico, y del tabique macizo estudiado como ménsula. Las diferencias son abismales.

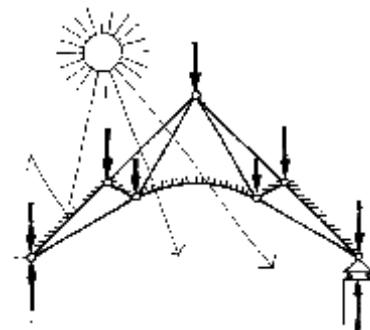
Y aquí cabe el siguiente razonamiento. Si partimos de un tabique macizo ya deformado por las cargas y le vamos produciendo cortes hasta llegar a convertirlo en el otro, ¿será posible que a medida que lo vamos cortando vaya retrocediendo y haciéndose cada vez más rígido? ¿Puede ser que la eliminación de vínculos internos disminuya la deformación? En todo caso, si los vínculos suprimidos no son muy importantes podrá deformarse algo más, pero nunca menos. Cuando la intuición no se conforma con los resultados obtenidos debemos volver a las hipótesis iniciales. La simplificación de despreciar la deformación producida por el esfuerzo axial, es válida en el pórtico de la fig. 1.45, pero en el de la fig. 1.46 la deformación por esfuerzo axial es mucho más importante que la deformación por flexión de cada columna. Aquí se está despreciando el término principal y no el secundario.

Cuando se intenta alguna extrapolación o innovación es imprescindible el control por comparación con otros métodos, sean de cálculo o experimentales.

Siempre que se formula una hipótesis es conveniente preguntarse qué ocurre cuando ella deja de cumplirse.

En un taller de arquitectura, donde se pretendía un trabajo interdisciplinario, un alumno presentó una estructura reticulada para la cubierta, como se ve en la fig. 1.49. El estudiante justificaba la forma curva de la barra central del cordón inferior por el mejor aprovechamiento del espacio interior para ciertas instalaciones deslizantes en ese nivel y fundamentalmente por la calidad del espacio logrado que resaltaba con los quiebres del cielo raso y contrastes de luz y sombra. Los

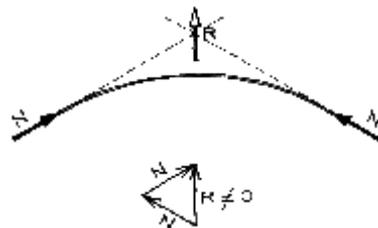
1.49 A veces, hay buenas razones para incluir una barra curva en un reticulado.



1.50 Falsa analogía de la barra curva con el arco.



1.51 La barra no estaría en equilibrio con esas fuerzas.

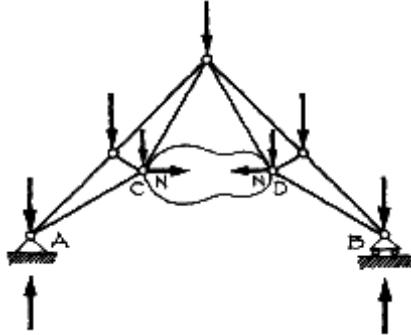


docentes de diseño arquitectónico coincidían en estos argumentos ¿Qué podrían opinar los docentes de estructuras? Todos ellos, en sus clases anteriores, habían sentado la hipótesis de que las barras de un reticulado debían ser rectas; algunos lo habían hecho en forma tácita, otros en forma explícita.

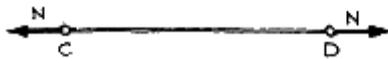
Uno de ellos negó totalmente la posibilidad de esa forma curva, justamente por oponerse a las hipótesis iniciales. Otro, intuyendo la presencia de la flexión en esa barra, rechazó la posibilidad de la curva por no ser una solución "pura". La pureza no admitía la flexión en las estructuras clasificadas dentro



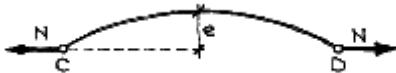
1.52 (a) Fuerzas que la barra produce sobre la estructura.



(b) Fuerzas aplicadas a la barra recta.



(c) Las mismas fuerzas aplicadas a la barra curva tienen una importante excentricidad.



1.53 Las fuerzas N que pasando por C y D logran el equilibrio son totalmente independientes de la forma de la barra.



de los reticulados. El estudiante, para defender su trabajo, argumentó con agudeza que si se admitía la flexión en las vigas de un entrepiso que estaba debajo de la cubierta en cuestión, porqué no se podía admitir la flexión en el reticulado.

Un tercero, fig. 1.50, intentó determinar la sollicitación existente en el punto medio de la barra a partir de acciones tangentes a la

curva, que surgirían del equilibrio global del reticulado. Este planteo es estáticamente erróneo, fig. 1.51, porque la barra no puede estar en equilibrio ya que la resultante R de las fuerzas exteriores no es cero.

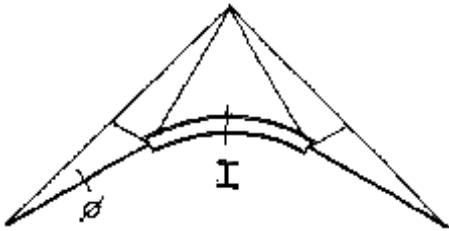
Es comprensible que después de haber sentido el sacudón del rechazo de ciertas hipótesis generalizadas y frente a la presión de un grupo de gente que espera una respuesta inmediata, se eche mano a una imagen estereotipada como la del arco y la marcha de las cargas, olvidando el más elemental principio estructural que es el del equilibrio.

El cuarto resolvió el problema estático. Admitiendo que los nudos C y D son articulados y la barra no tiene cargas, la única posibilidad es que la recta de acción de la fuerza N, fig. 1.52.a, pase por C y D resultando dicha fuerza totalmente independiente de la forma de la barra misma. La diferencia está en que la fuerza N solicita a la barra recta a tracción pura, fig. 1.52.b, y en cambio solicita a la sección central de la barra curva, fig. 1.52.c, con un momento $M = N \cdot e$. Además de la tracción N. También habrá corte en las demás secciones.

Como había encontrado la manera de *calcular* los esfuerzos en la barra sintió que su misión estaba cumplida y que ya estaba resuelto el problema.

Volviendo al principio vemos que la forma de las barras no afecta para nada a la fuerza que actúa en cada pieza para lograr el *equilibrio* total. Esta es la única conclusión útil que puede sacarse de la informe figura de ameba con que se representan las famosas "chapas" de casi todos los libros de estática teórica, fig. 1.53. Sin embargo, las deformaciones (y tensiones) que genera la fuerza N

1.54 L barra curva CD se diseñará para resistir flexiones importantes

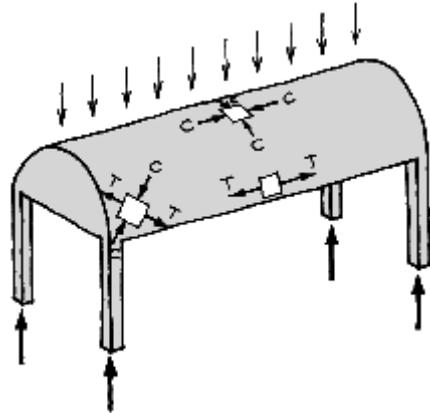


varían totalmente según la forma de la pieza; si se opta por el carácter lineal propio de una barra es fundamental la forma de la directriz. Ya se vio que la barra recta es la única que puede quedar solicitada exclusivamente a un esfuerzo axial (tracción o compresión). Cualquier otra forma (curva, quebrada, etc.) es posible, pero a costa de soportar también flexión y corte. Es obvio que conviene evitar la flexión para lograr el mínimo consumo de material. Por este motivo principal casi todas las estructuras reticulares se construyen con barras rectas.

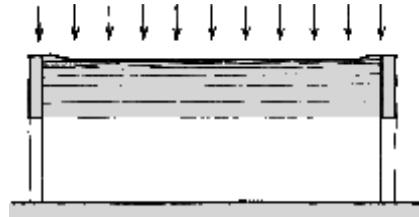
La hipótesis de la rectitud de las barras sólo sirve para ayudar a lograr que los esfuerzos sean directos y si no se cumple esa hipótesis, sabemos que habrá flexión y corte, que habrá que dimensionar para esa sollicitación compuesta, que resultará otra sección mayor y más costosa que la de la barra recta, que el detalle de nudo será distinto. El diseñador será consciente, fig. 1.54, de las implicancias estáticas que tiene pasar de una barra recta a una curva, así como lo es de las implicancias espaciales y utilitarias.

De la evaluación conjunta de todas estas variables surgirá la decisión final. Por supuesto que la solución no es única e indiscutible, porque no se conoce ninguna relación mate-

1.55 La cáscara cilíndrica está libre de flexiones en casi toda su extensión; comportamiento membranar.



1.56 En los bordes se producen flexiones; "perturbación" del comportamiento



mática que vincule un logro en la calidad del espacio arquitectónico con el mayor costo de una barra. Sin embargo casi todos admiten la ventaja de los entresijos planos y horizontales, a pesar de sus inevitables flexiones; muy pocos deben ser capaces de decidirse por un entresijo curvo de gran eficiencia estática pero prácticamente inútil para el tránsito y permanencia de la gente.

Las hipótesis son útiles para explicar la realidad, o algún aspecto de la realidad. Debemos ser conscientes de esa finalidad utilitaria que tienen y cuando la realidad supera nuestros supuestos, en vez de negar la realidad es preferible revisar las hipótesis y cambiarlas cuando sea necesario.



Ocurre en las estructuras laminares como la de la fig. 1.55, que en la casi totalidad de la misma se puede lograr el equilibrio con la presencia exclusiva de esfuerzos directos de tracción y compresión. Puede aplicarse la teoría membranaral que descarta la flexión. Sin embargo, fig. 1.56, en la zona cercana al apoyo se producen flexiones en la cáscara

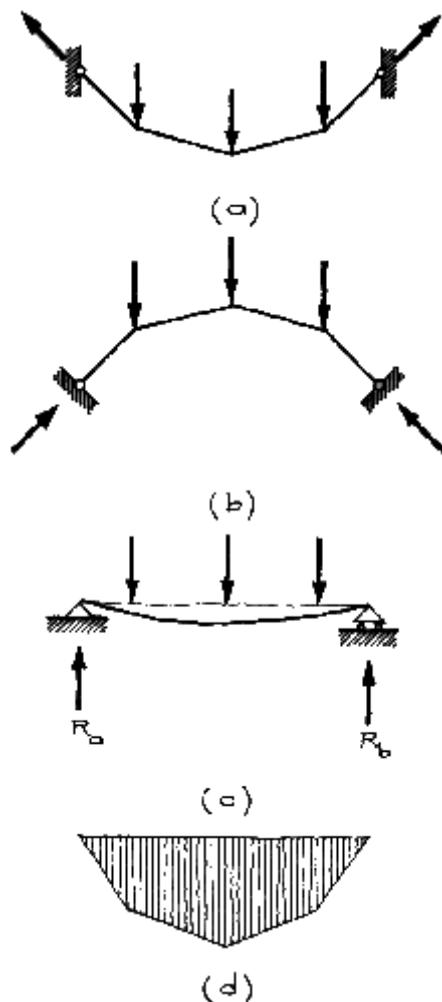
que habitualmente se denominan “perturbaciones de borde”. Pero si se le da a la cáscara suficiente resistencia para hacer frente a las flexiones que aparezcan no habrá mayores problemas que los que puede haber en cualquier entrepiso que también trabaja siempre a flexión. En realidad no es la estructura la que está perturbada sino la teoría membranaral cuyas hipótesis dejan de ser válidas en la zona de borde. También estaría “perturbado” el diseñador que se negara a ver la flexión como un hecho posible y natural, aunque no deseable, y no estuviera dispuesto a realizar nuevas hipótesis.

Otra idea que se procura desarrollar dentro de la intuición creadora es la relación entre la forma y el funcionamiento de una estructura. Incluso algunos autores llegan a establecer grandes clasificaciones entre estructuras resistentes por forma y estructuras resistentes por masa o material.

La forma estructural es una de las variables que maneja el diseñador, pero sólo una. Casi siempre es aquella sobre la que tiene más posibilidades de acción y sin lugar a dudas la más significativa dentro del resultado arquitectónico.

El ejemplo clásico es el del cable, el arco y la viga. Se dice que las dos primeras, fig. 1.57 a y b, son estructuras que trabajan por forma y en cambio la viga trabaja por material.

En realidad, lo que caracteriza al cable y al arco es que están *solicitados* exclusiva, o fundamentalmente, por un esfuerzo axial, tracción y compresión respectivamente. En cambio la viga, fig. 1.57.c, está *solicitada* a flexión y corte y su trabajo de deformación es mucho mayor. En este caso particular, la

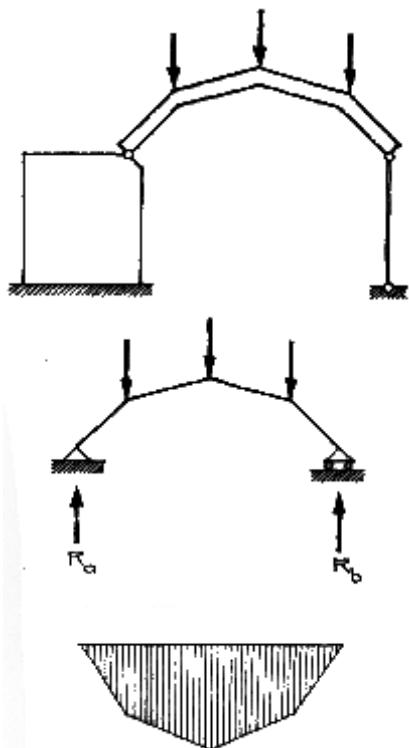


1.57 Comparación entre cable y arco, sometidos a esfuerzos axiales, y viga sometida a flexión.

diferencia de forma ha incidido en la diferencia de solicitación. Pero la solicitación no depende sólo de la forma sino que depende de las cargas y de las reacciones, y estas últimas a su vez, del tipo de vínculos.

Si el arco se asienta sobre un apoyo que no es capaz de reaccionar horizontalmente, fig. 1.58, tendrá las mismas reacciones que la viga de la fig. 1.57.c, y lo que es peor, los mismos momentos flectores, fig. 1.57.d. Habrá perdido todo el beneficio de verse libre de flexiones a pesar de mantener la forma.

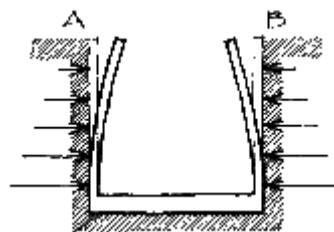
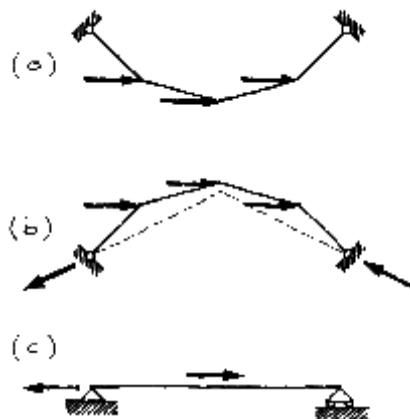
1.58 Influencia de los vínculos. A pesar de la forma de arco funciona como viga.



Si se considera la acción sísmica como fuerzas horizontales equivalentes, proporcionales a la masa de la construcción, se tendrá lo siguiente, fig. 1.59: el cable (a) no tiene posibilidad de equilibrio y oscilará enormemente mientras actúe la carga; el arco (b) tendrá reacciones no coincidentes con la dirección de arranque, habrá excentricidades y por lo tanto flexiones; la viga (c) apenas sentirá alguna tracción (o compresión) sin flexionarse.

Si se quiere evitar que las paredes de un sótano se flexionen tanto como se ve en la

1.59 Influencia de las cargas. Para cargas horizontales la viga es la única libre de flexiones.



1.60 Se podrían disminuir flexiones uniendo A con B.



fig. 1.60 se pueden vincular los puntos A y B con otro elemento estructural.

Hay tres opciones posibles, fig. 1.61: el cable (a), el arco (b) y la viga (c).

El cable es absolutamente incapaz de impedir el acercamiento de los puntos A y B. Es lo mismo que si no estuviera.

El arco está totalmente flexionado y es muy poco lo que puede hacer.

La viga está comprimida, es muy difícil acortarla, y resulta muy eficaz para impedir el acercamiento de los muros de contención del suelo.

Todo esto nos lleva a pensar que no hay formas estructurales que por sí mismas se comporten de una determinada manera. El arco es una forma estructural eficiente cuando está solicitado principalmente a compresión bajo las cargas verticales de la fig. 1.57.b, empieza a sentir flexiones cuando actúan las fuerzas sísmicas horizontales, fig. 1.59.b, es equivalente a una viga cuando al cambiar un apoyo desaparecen las reacciones horizontales, fig. 1.58, y resulta horrible-

mente flexionado cuando quiere impedir el acercamiento de dos muros, fig. 1.61.b.

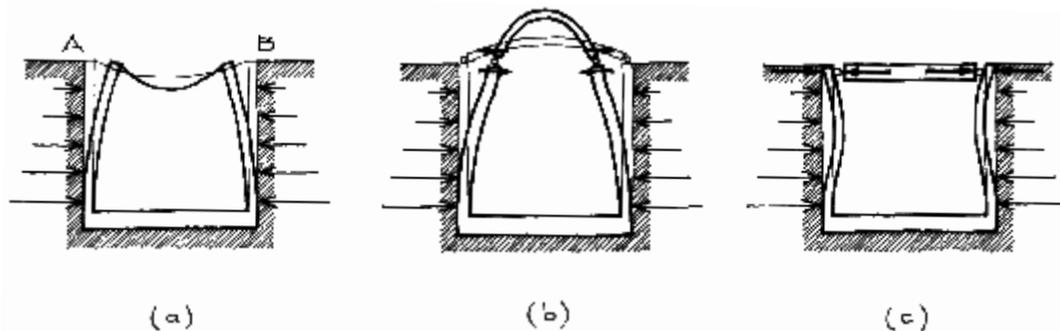
La viga recta, o una losa plana, soportan grandes flexiones cuando las cargas son perpendiculares al eje, pero son muy eficientes cuando actúan coincidentemente con el eje.

Además cabe la pregunta: ¿es que hay estructuras que no tengan alguna forma o no estén hechas de algún material?

Si todas tienen forma y material no puede resultar este un buen criterio para diferenciar su comportamiento. En cambio, sí hay estructuras que cuando se cumplen ciertas condiciones de vínculos y cargas trabajan exclusivamente a tracción (el cable), o fundamentalmente a compresión (arcos, columnas, puntales), o a flexión (vigas, losas).

Casi siempre las estructuras sometidas a sollicitaciones axiales son más eficientes que las flexionadas. Por eso el diseñador procura reducir la flexión innecesaria.

Lo que no debe olvidarse nunca es que la sollicitación en cualquier sección depende de las cargas, o acciones, de las reacciones que



1.61 La viga es la mejor forma estructural para solucionar este problema.

1.62 La Casa de la Opera de Sidney presenta una hermosa analogía formal con las velas de los yates, pero estructuralmente no tiene nada que ver con el eficiente comportamiento de ellas.



a su vez dependen de los vínculos, y de la forma y geometría de la estructura. Además en las estructuras hiperestáticas, las variaciones de la rigidez también producen variaciones en la sollicitación. Y entonces se agregan nuevas variables como el área y el momento de inercia de las secciones, Además de cierta propiedad de los materiales conocida como módulo de elasticidad.

Es muy fácil para los arquitectos, acostumbrados a trabajar y expresarse con formas, caer en la tentación de sobrevalorarlas y olvidar las otras variables. Así se dan falsas analogías que pueden tener distintas consecuencias.

La cubierta de la Opera de Sidney, fig. 1.62, fue concebida como las velas infladas de los yates que surcan la bahía. Las velas son

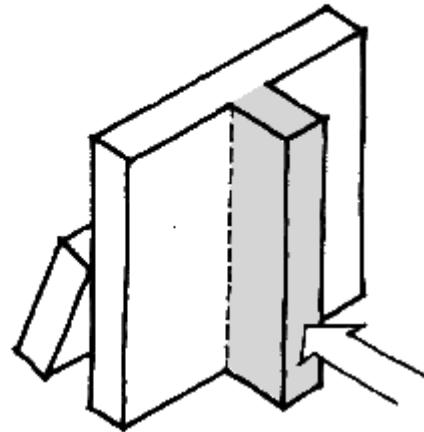
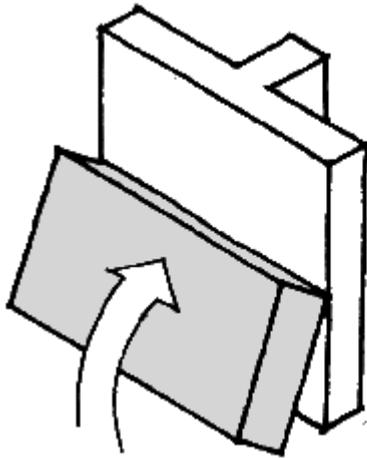
membranas soportadas por varas o cuerdas en todo su perímetro. Sometidas a la presión del viento, que es siempre perpendicular a la superficie, adoptan una forma curva que les permite trabajar exclusivamente a la tracción, como corresponde a una tela o membrana. Si se invierte la carga, la misma forma trabajaría exclusivamente a compresión y podría construirse una delgada cáscara de hormigón.

Sin embargo, para la acción exclusiva del peso propio, la vela cae como muerta, se arruga y pierde no sólo su forma sino también su gracia. El peso de la tela es insignificante frente a la acción del viento y es esta última la que en definitiva proporciona la forma inflada.

En una cáscara de hormigón su peso es la carga principal y está dirigido verticalmente



1.63 Oficinas de Dorman Long. Idea estructural que da origen a los contrafuertes.



hacia abajo y no perpendicularmente a la superficie. El cambio de sistema de carga induce grandes flexiones impidiendo el trabajo membranar. Por otra parte, los cables del borde de la vela pasarían a ser elementos comprimidos muy robustos, con lo que se perdería el aspecto de membrana. Eliminar esos bordes significa modificar las reacciones de apoyo y también todo el comportamiento interno de la estructura.

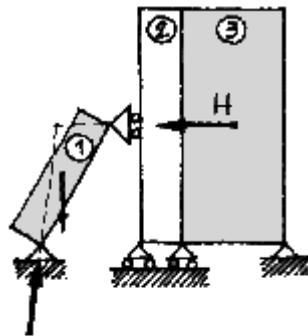
Para conservar la apariencia exterior de vela se descartó la idea de cáscara y se construyeron una serie de arcos de hormigón pretensado, resistentes a la flexión, que soportan una cubierta intermedia.

Se podría hablar de una analogía poética, más que de una analogía mecánica, como pudo haber parecido al jurado del concurso.

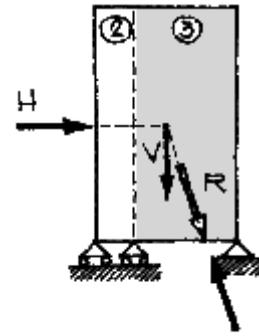
La decisión de llevar adelante la construcción de una analogía poética requirió una inversión diez veces mayor que la prevista, la creación de una lotería oficial para su financiación, varios años de atraso en la ejecución y una crisis política que produjo un cambio de gabinete en Nueva Gales del Sur.

Es común la aparición de estas falsas analogías estructurales, que son exclusivamente formales, aún entre famosos arquitectos. En las revistas de su época aparece como idea estructural del edificio de oficinas de Dorman Long, proyecto de James Stirling, el esquema de la fig. 1.63. Se trata de un cuerpo inclinado que se apoya sobre uno vertical y tiende a voltearlo. Para evitar el vuelco se colocan las torres que a modo de contrafuertes, equilibran los empujes horizontales.

1.64 Vinculos correspondientes a la idea original.
Pero los edificios no son como libros apoyados.



(a)



(b)

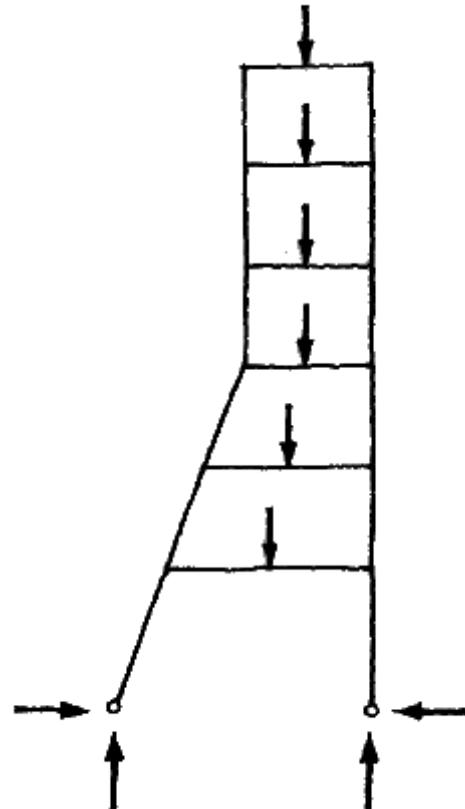
La analogía sería válida, fig. 1.64, si se tratara de tres libros apoyados sobre una mesa, en los que el peso y dimensión del tercero (contrafuerte) son necesarios para que el empuje H y el peso V den una resultante que caiga dentro de la base y no haya vuelco.

En la construcción real a nadie se le ocurriría unir los sectores con un vínculo deslizante, que además de perjudicial sería muy difícil de realizar. El esquema estructural, fig. 1.65, es el de un pórtico con uniones rígidas entre barras que configuran un sistema estable. Por efecto de la asimetría habrá deformaciones elásticas horizontales que de ningún modo comprometen el equilibrio ni necesitan de las torres.

Esta vez la idea estructural equivocada no trajo ninguna consecuencia desagradable porque el comportamiento real es mucho más eficiente que el supuesto inicialmente.

De todos modos, siempre es conveniente recibir la información de las revistas con sentido crítico, porque es frecuente que aparezcan datos que no se corresponden con lo que en definitiva es la obra.

1.65 Sistema aporticado realmente construido. El mecanismo es totalmente estable y no necesita contrafuertes.



Cap I

• SINTESIS Y CONCLUSIONES

El comienzo de cualquier actividad creadora reside fundamentalmente en la intuición. Pero ya se ha visto que muchas veces la intuición sola puede llevar por mal camino y requiere ayuda del razonamiento. En materia estructural el razonamiento tiene que estar basado en principios físicos verificados experimentalmente y que pueden ser cuantificados mediante cálculos.

Con un mutuo control entre intuición, razonamiento y cálculos relativamente sencillos se puede llegar a diseñar estructuras, a comprender y exponer su comportamiento global, y a justificar su factibilidad. Los detalles y cálculos finales pueden requerir de especialistas.

Es necesario basarse en la mecánica estructural para llegar a soluciones naturalmente buenas; pero como la estructura es sólo una parte de la construcción, muchas veces las decisiones estructurales reconocen influencias que exceden lo simplemente estático. También es cierto que las decisiones puramente estáticas tienen consecuencias que van más allá de la mera función de sostener. La estructura puede ser protagonista en la generación y calificación de los espacios arquitectónicos, como se verá en las obras realizadas en el capítulo ocho.

Estáticamente la estructura es un conjunto de cuerpos vinculados entre sí; recibe acciones, o cargas que deben poder ser equilibra-

das por las reacciones y por eso impedir cualquier movimiento de traslación o giro. Este equilibrio debe ser estable, es decir que pequeñas acciones pueden producir pequeños cambios pero no grandes transformaciones en la geometría original. El conjunto de fuerzas (cargas y reacciones) produce cambios a la geometría inicial (corrimientos y giros) que dependen de la rigidez y que deben ser compatibles con el correcto funcionamiento de la obra. Además, las fuerzas exteriores solicitan a las secciones del material constituyente produciéndole deformaciones (alargamientos, acortamientos, deslizamientos) que pueden llegar a romperlo o agotarlo de tal manera que sobrevenga el colapso.

El diseñador buscará combinar todas estas variables para lograr mecanismos eficientes, es decir, que sean capaces de lograr los objetivos propuestos con el menor trabajo posible. Esto redundará en economía.

Existe un importante grado de incertidumbre en la evaluación de las acciones y de las propiedades de los materiales. Por eso siempre habrá una cierta probabilidad de fallos estructurales y la seguridad de la obra nunca es absoluta.

Estos últimos párrafos resumen los conceptos fundamentales que hacen al comportamiento de una estructura y darán origen a los capítulos siguientes.



Cap II

- EL EQUILIBRIO
- LOS VINCULOS



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 de equilibrio estático.

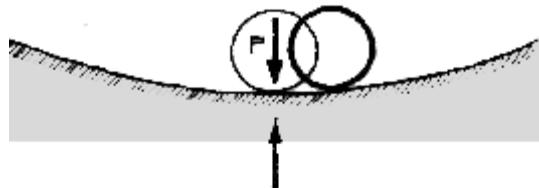
En física se habla de tres tipos de equilibrio: estable, indiferente e inestable. Se lo representa por la situación de una esfera sobre distintas superficies, fig. 2.1.

En el equilibrio estable una pequeña alteración de las fuerzas con respecto a la situación original, produce sólo un pequeño corrimiento y al finalizar la alteración, se vuelve a la posición original. Ese proceso puede repetirse tantas veces como se quiera.

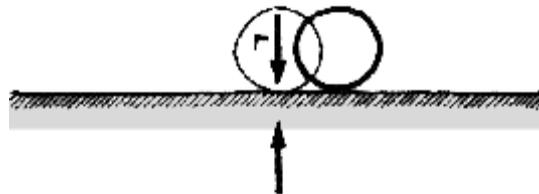
En el equilibrio indiferente una alteración, por breve que sea, produce un corrimiento que no se recupera, quedando en una posición final distinta de la inicial.

En el equilibrio inestable, cualquier pequeña alteración destruye el equilibrio siendo imposible su recuperación, al menos dentro del entorno considerado.

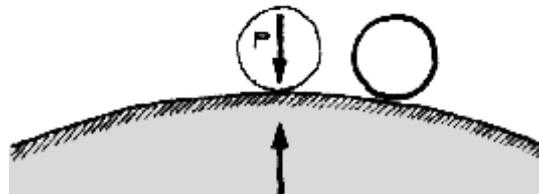
2.1 Distintos tipos de equilibrio. Esquema teórico.
(a) estable.



(b) indiferente.



(c) inestable.



Un pórtico como el de la fig. 2.2.a es un sistema estable porque admite cualquier conjunto de cargas en el plano y siempre logrará el equilibrio. El mismo pórtico, colocado en una pista de hielo como lo muestra la fig. 2.2.b, estará en equilibrio sólo con cargas verticales; cualquier componente horizontal produce un corrimiento, pero al desaparecer vuelve a otra posición de equilibrio; es una situación de equilibrio indiferente. En cambio la construcción de la fig. 2.2.c es un típico caso de equilibrio inestable. Una vez que comienza la transformación geométrica no hay manera de detenerla.

Es difícil que en la práctica del diseño estructural se presenten problemas con el equilibrio indiferente. Pero sí hay que ser muy cuidadoso con la inestabilidad del equilibrio y asegurarse que siempre lo propuesto se encuentre en situación de equilibrio estable.

En realidad, los cuerpos construidos son entidades tridimensionales y los movimientos que hay que impedir se dan en el espacio.

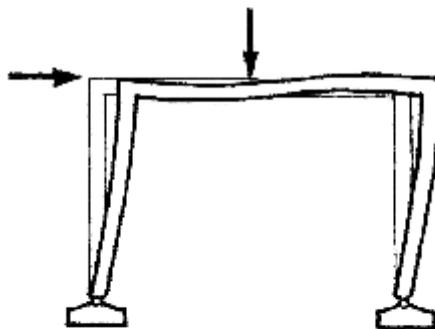
Cualquier corrimiento puede ser descompuesto según tres direcciones del espacio, X, Y, Z.

Se puede asegurar que no hay ningún corrimiento si, y sólo si, no lo hay en ninguna de las tres direcciones de referencia.

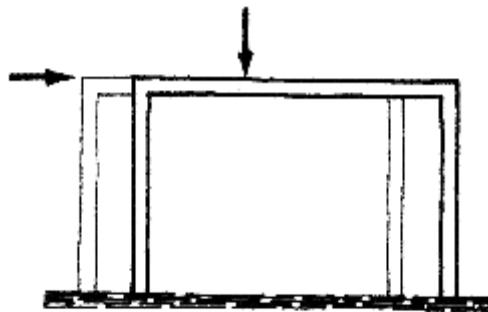
Igualmente, cualquier giro en el espacio puede descomponerse en tres giros según los planos XY, XZ, e YZ.

Para asegurar el total equilibrio será necesario y suficiente lograr que no se produzca ninguno de los seis movimientos anteriores. Esto explica por qué muchas veces se habla de los seis grados de libertad, o seis posibi-

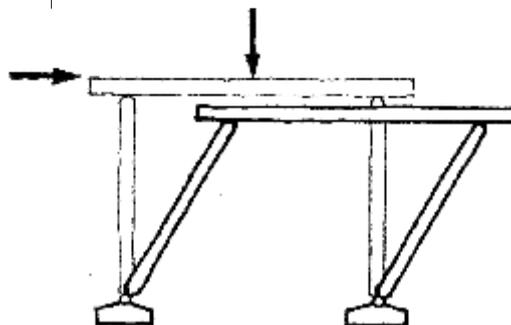
2.2 Distintos tipos de equilibrio. Ejemplos prácticos.
(a) estable.



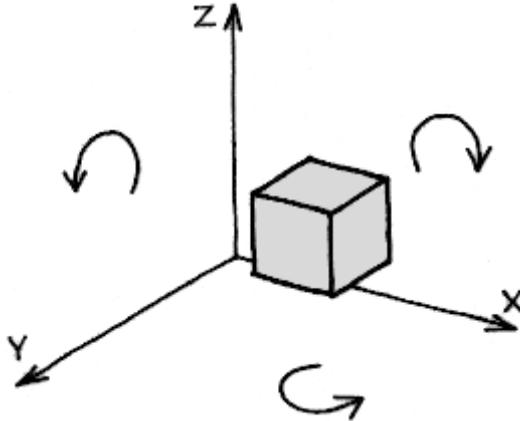
(b) indiferente.



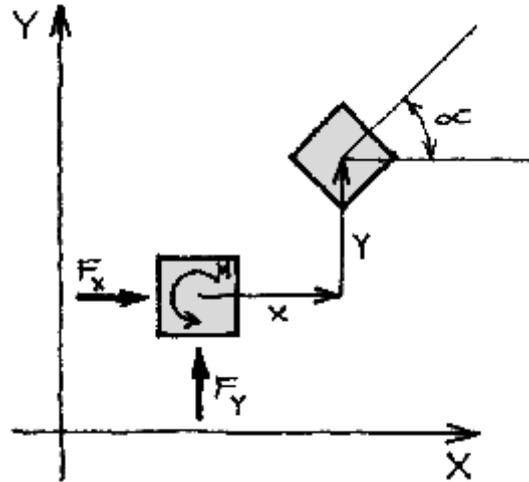
(c) inestable.



2.3 Las seis posibles componentes del movimiento de un cuerpo en el espacio.



2.4 Las tres posibilidades componentes del movimiento en un plano.



lidades de movimiento de un cuerpo en el espacio.

Sin embargo, por razones de simplicidad, casi siempre se prefiere descomponer cualquier acción espacial y estudiarla paso a paso, por sus proyecciones sobre cada uno de los tres planos de referencia, XY, XZ, YZ.

Esto se justifica especialmente cuando los elementos constitutivos de la estructura tales como muros, losas, pórticos, arcos, etc., son aproximadamente planos. Estos elementos constructivamente planos deben además tener todas las fuerzas actuantes también en el mismo plano. De esta manera, la estática se dedica al estudio del equilibrio de sistemas planos, pero no debe olvidarse que el conjunto es siempre espacial.

Dentro de cada plano, por ejemplo el X-Y, las posibilidades de movimiento son sola-

mente tres, dos de traslación y una de rotación.

Para asegurar el equilibrio debe lograrse que las tres componentes del movimiento sean cero.

Como los corrimientos son producidos por fuerzas y los giros por momentos, deberá asegurarse que todos sean nulos y esto se expresa de la siguiente manera:

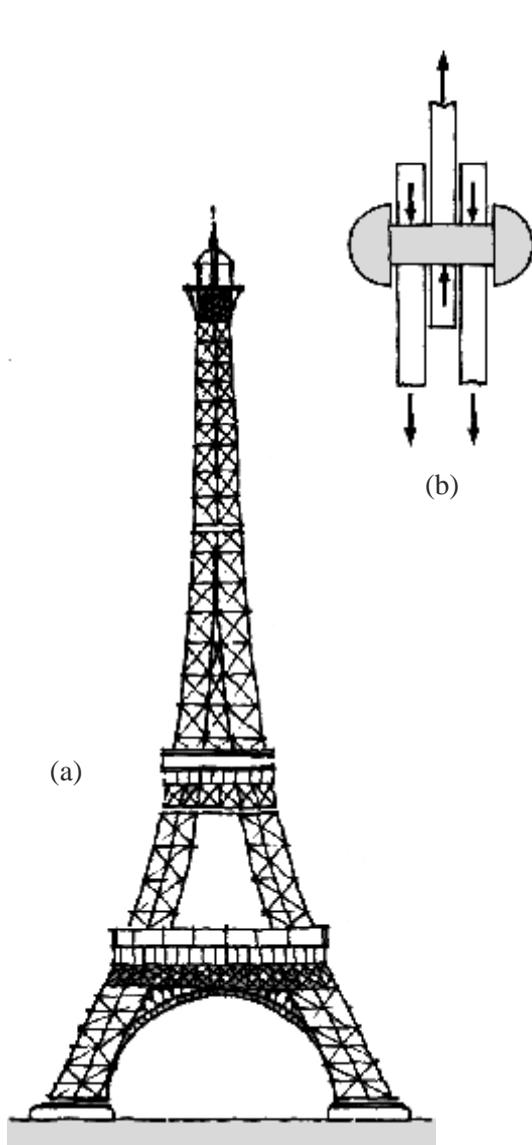
$SX = 0$ (suma de proyecciones de fuerzas sobre el eje x).

$SY = 0$ (suma de proyecciones de fuerzas sobre el eje y).

$SM = 0$ (suma de momentos).

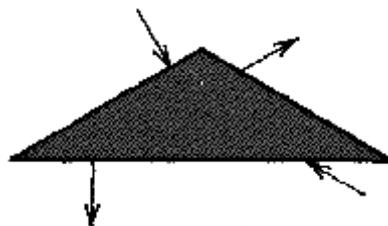
Estas son las tres ecuaciones fundamentales de la estática y son la base de todo razonamiento que haga al equilibrio plano.

2.5 El equilibrio se debe cumplir en el conjunto y en todas las partes.



Hay que tener en cuenta que en cualquier estructura, de la más simple a la más compleja, el equilibrio debe cumplirse para el conjunto y para todas y cada una de las partes.

2.6 Equilibrio de un cuerpo aislado.



Por ejemplo, en la torre Eiffel, se verificará el equilibrio desde el conjunto, fig. 2.5.a, hasta el último remache, fig. 2.5.b.

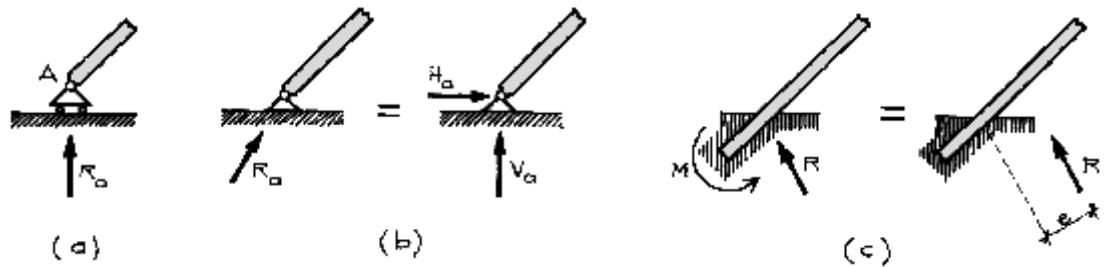
A pesar de la contradicción preferimos seguir hablando del equilibrio de cuerpos en el plano; muchos autores hablan de chapas reduciendo la tercera dimensión perpendicular al plano considerado.

En el caso de cuerpos aislados o libres, fig. 2.6, el equilibrio es una cuestión de las fuerzas actuantes, que obviamente deben cumplir las tres condiciones fundamentales.

Pero si cambia una sola de las fuerzas permaneciendo las otras constantes, se rompe la situación de equilibrio. Los elementos estructurales no son nunca cuerpos libres sino que están vinculados a otros elementos estructurales, y así sucesivamente hasta llegar al terreno de fundación. Así nace la idea de vínculo, o apoyo, como elemento capaz de impedir determinado movimiento del cuerpo.



2.7 Los distintos tipos de vínculos se diferencian por su capacidad de reaccionar e impedir movimientos.



A partir de este instante se deben distinguir dos tipos de fuerzas, las acciones y las reacciones de apoyo. Las acciones dependen de factores externos a la estructura: atracción de la gravedad, viento, usuarios, equipos, etc. Los vínculos deben ser tales que permitan que, para cualquier combinación de acciones, aparezcan reacciones de apoyo que logren el equilibrio.

Los vínculos se caracterizan por la, o las, restricciones que imponen al movimiento.

Los vínculos clásicos son los de la fig. 2.7. El primero, articulación móvil, impide solamente movimientos perpendiculares al plano de apoyo y para lograr el equilibrio la reacción sólo podrá tener esa dirección y pasar por el punto A. Cualquier componente paralela al plano de apoyo produciría un corrimiento. Cualquier excentricidad con respecto al punto A produciría un giro.

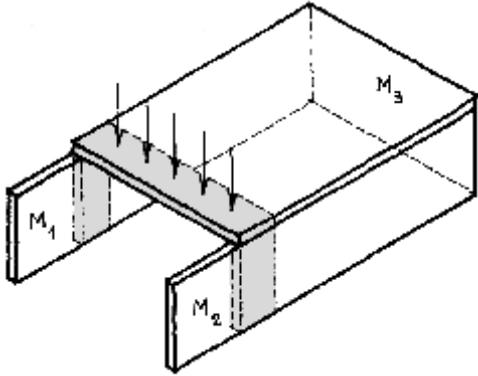
El de la fig. 2.7.b representa una articulación fija. Para impedir los movimientos en cualquier dirección, el apoyo debe ser capaz de

reaccionar también en cualquier dirección. R_a podrá tener entonces componentes en las dos direcciones de referencia. Lo que no puede tener es excentricidad, ya que si la hubiera se produciría un giro con respecto al punto A.

El apoyo de la fig. 2.7.c es un empotramiento e impide cualquier movimiento y giro. La reacción puede tener cualquier dirección y además aparecerá un momento reactivo, o lo que es lo mismo, la reacción será excéntrica con respecto al punto A.

Estos vínculos son abstracciones representativas de la realidad, pero no la realidad misma. Es imposible construir un apoyo deslizante como el de la fig. 2.7.a en el que no haya frotamiento según el plano de apoyo de los rodillos. Lo que ocurre es que cuando una de las restricciones al movimiento es muy débil y la consiguiente reacción muy pequeña, simplificamos nuestro esquema y admitimos que no hay restricción y que la reacción es nula.

2.8 Faja de losa apoyada sobre dos muros.



Veamos algunos casos concretos. Consideremos una de las fajas de la losa que cubre la construcción de la fig. 2.8. La representación plana de la faja de losa y de los muros M_1 y M_2 se ve en la fig. 2.9. Como no hay continuidad, ni empotramiento de los muros en la losa ni en los cimientos esos vínculos pueden considerarse articulaciones y se llega al esquema estático de la fig. 2.10.

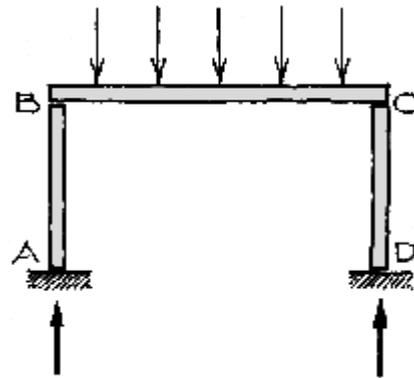
Este mecanismo así representado es inestable. Cualquier fuerza H produciría una transformación geométrica imposible de detener.

Sin embargo la losa misma está impedida de moverse horizontalmente por la restricción del muro M_3 . Esta restricción debe aparecer como un apoyo adicional según se ve en la fig. 2.11.

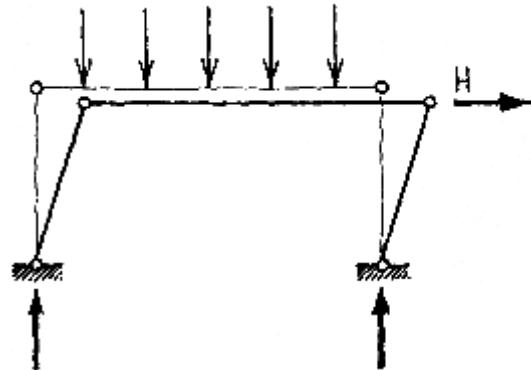
Si se estudia entonces la losa se la representa simbólicamente como en la fig. 2.12, con un apoyo móvil y uno fijo.

Como no hay ninguna razón especial para que el apoyo fijo sea el de la derecha, o al revés, se podría usar la simbología de la fig. 2.13, algo más analítica pero también más insólita.

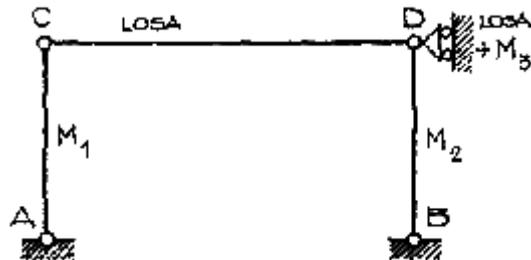
2.9 Los muros sólo pueden reaccionar verticalmente.



2.10 El sistema visto aisladamente en ese plano vertical resulta inestable.



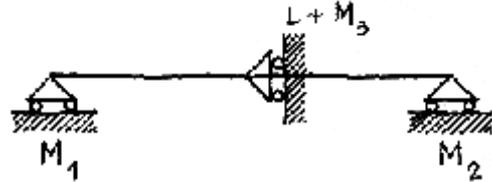
2.11 La losa y el muro M_3 impiden el movimiento horizontal y completan la estabilidad del sistema.



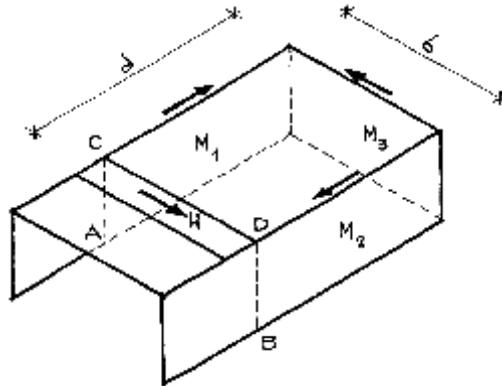
2.12 Representación simbólica de los vínculos.



2.13 Otra representación de los vínculos.



2.14 La fuerza H necesita reaccionar en M_1 y M_2 para evitar rotaciones, además de en M_3 para evitar traslaciones.



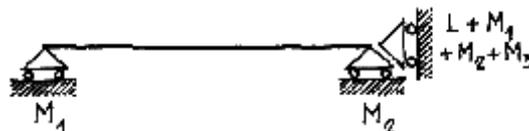
En realidad, para equilibrar la fuerza H sobre la losa, no basta la reacción de M_3 , ya que como tienen un brazo d, no hay equilibrio de momentos. Faltan reacciones en M_1 y M_2 que generen un momento equilibrante. De este modo el esquema definitivo sería el de la fig. 2.14.

Lo importante es que el equilibrio del plano vertical ABCD que contiene al eje de la faja de losa en estudio no puede hacerse en forma aislada. Son fundamentales para evitar movimientos horizontales el plano de la losa y los planos M_1 , M_2 , y M_3 , fig. 2.15.

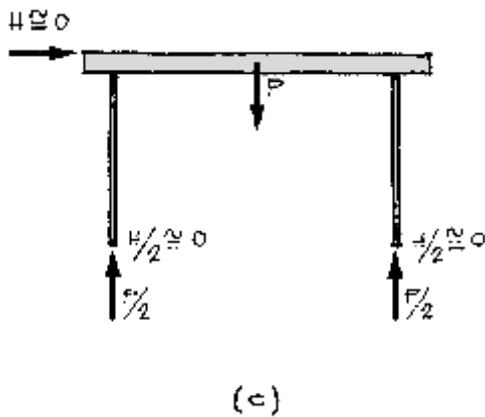
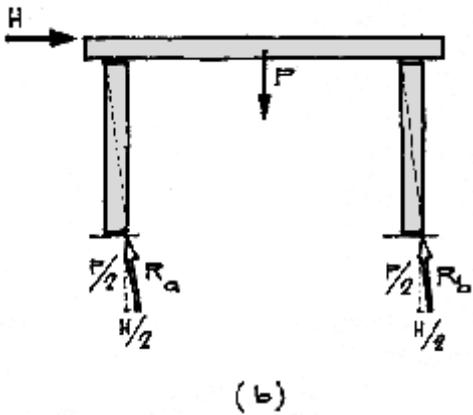
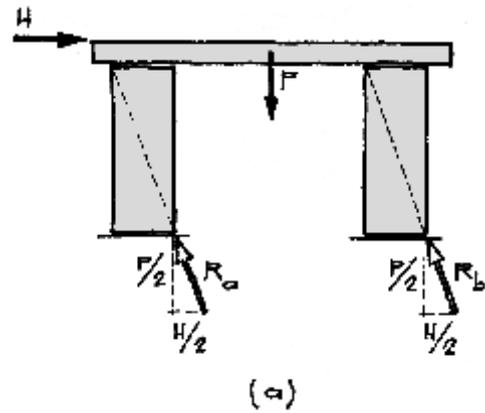
Las representaciones planas son muy útiles, pero no debe olvidarse nunca que el equilibrio es realmente espacial y que ciertos efectos sobre un determinado plano provienen de la acción conjunta de otros planos a él conectados.

Volviendo a las figs. 2.8, 2.9 y 2.10, se ve que allí se hizo la hipótesis que un muro vertical es absolutamente incapaz de equilibrar fuerzas no verticales. Esto no es estrictamente cierto. Cualquier muro tiene un cierto espesor y aunque no sea capaz de resistir ningún esfuerzo de tracción, no comenzará el vuelco del muro mientras la resultante de las cargas todavía pase por dentro de la sección.

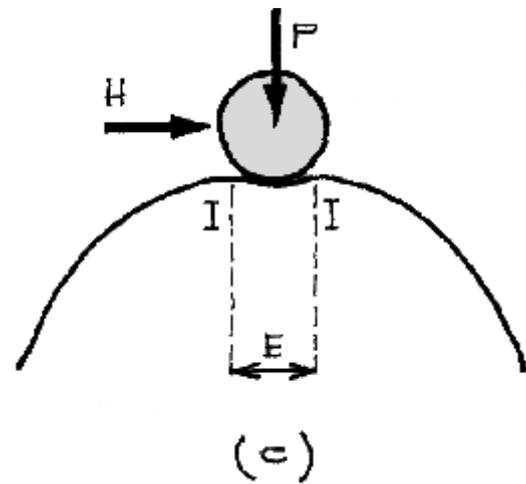
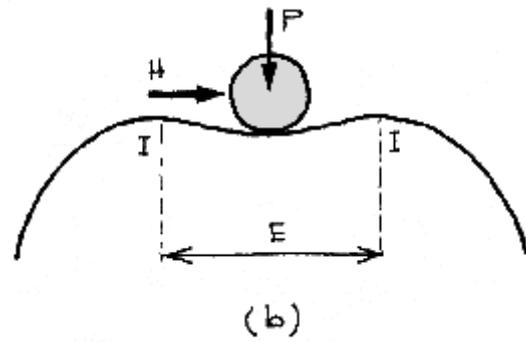
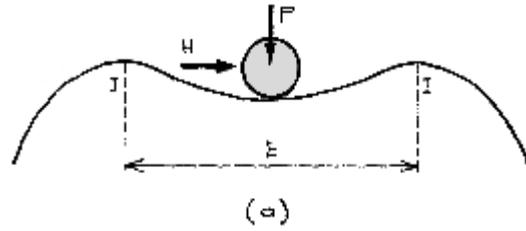
2.15 Representación simbólica plana de un fenómeno tridimensional.

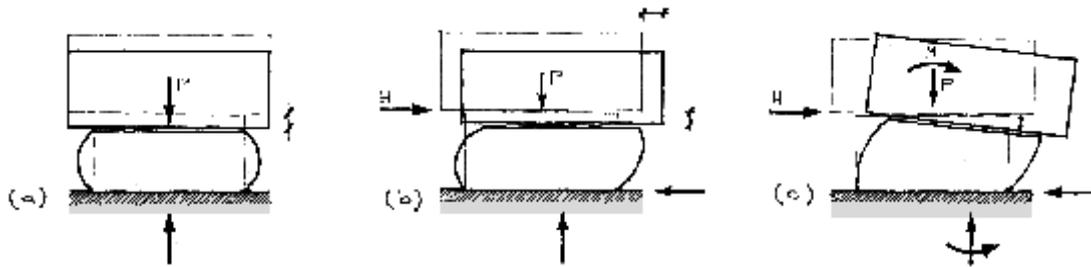


2.16 La capacidad de resistir fuerzas horizontales es proporcional al espesor de los muros.



2.17 Representación simbólica del equilibrio estable dentro de un entorno variable.





2.18 Deformación de un bloque de neopreno utilizado como apoyo.

Si los muros son de gran espesor, en relación a la altura, serán capaces de resistir fuerzas horizontales importantes, como en la fig. 2.16.a. A medida que aumente su esbeltez, figs. 2.16.b y c, su capacidad de generar reacciones perpendiculares a su plano irá disminuyendo y tenderá a cero. La proporción de los muros de la construcción actual se acercan más a los de la fig. 2.16.c, y por eso pueden considerarse como apoyos móviles. En esos casos hay que diseñar el mecanismo que provea la restricción faltante.

Se ve entonces que el equilibrio puede ser estable dentro de ciertos límites y pasar luego a ser inestable.

Las situaciones de la fig. 2.16 podrían representarse con las analogías de la fig. 2.17.

El sector E representa el entorno dentro del cual puede moverse la esfera estando en equilibrio estable.

La cúspide de la curva, I, representa la situación límite de equilibrio inestable y fuera del sector E, el equilibrio es imposible.

En estos casos, la estabilidad del equilibrio no es absoluta, sino relativa. Deberá verificarse que el sector E de la fig. 2.17 sea

suficientemente amplio. O bien, en la fig. 2.16, que las fuerzas reactivas equilibrantes, $H/2 + H/2$, superen suficientemente a la máxima acción horizontal desequilibrante que se prevea. La relación entre los efectos equilibrantes y los desequilibrantes se denomina seguridad del equilibrio, y sobre ellos ampliamos en el capítulo dedicado a la seguridad.

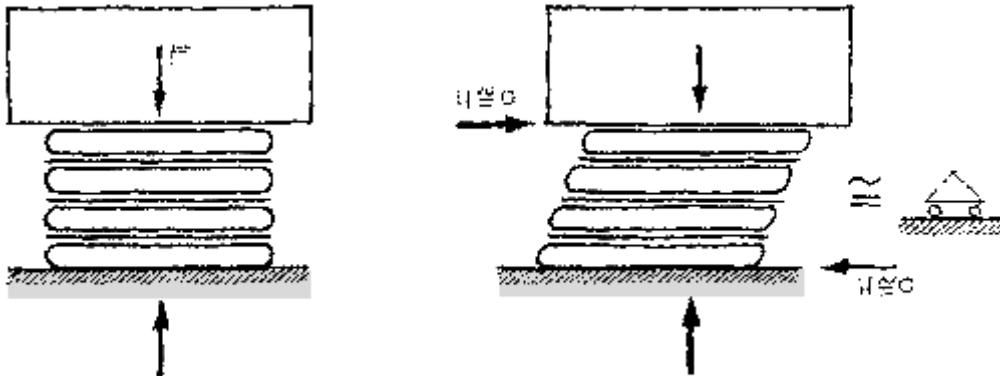
Durante el siglo XIX, cuando se aplicaron por primera vez en gran escala los conocimientos de la Estática y la Resistencia de Materiales, se construyeron importantes obras en las que se procuró lograr de la manera más perfecta posible los distintos tipos de vínculos.

De este modo se podían aplicar con tranquilidad las hipótesis de giros o corrimientos libres.

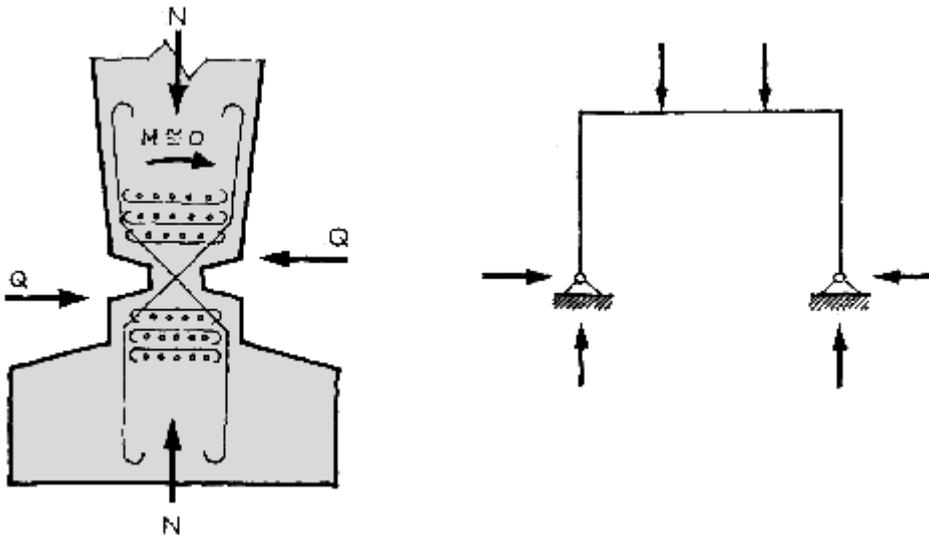
En la actualidad se utilizan ciertas disposiciones constructivas más simples y que resultan suficientemente aproximadas. Por ejemplo, las placas de neopreno, combinadas con chapas metálicas.

Un bloque de neopreno, por su relativamente bajo módulo de elasticidad, es capaz de deformarse como se ve en la fig. 2.18.

2.19 Placas de neopreno con chapas metálicas. Se impide el acortamiento y se permite el corrimiento.



2.20 Detalle de articulación plástica en hormigón armado.



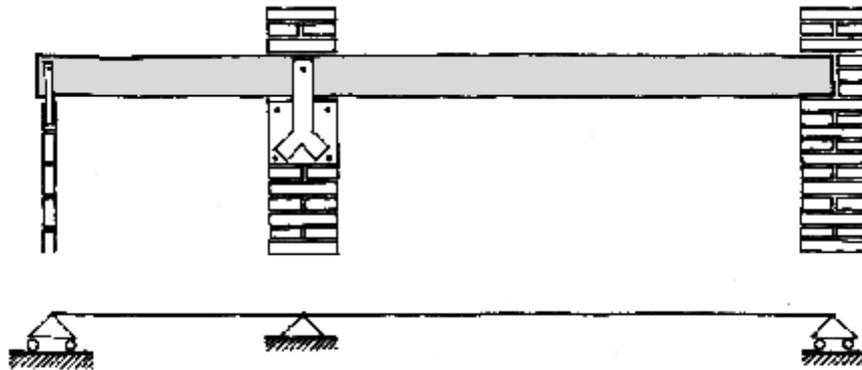
El descenso de la sección de apoyo es considerable por el efecto de expansión lateral que sufre el bloque de neopreno. Para disminuir la expansión se puede colocar un refuerzo horizontal intercalando placas de neopreno y chapas metálicas, fig. 2.19. Así se evita el asentamiento sin impedir la deformación lateral.

En otros casos se recurre a placas de teflón sobre chapas de acero inoxidable pulido, con un coeficiente de fricción muy bajo, que permiten un fácil deslizamiento.

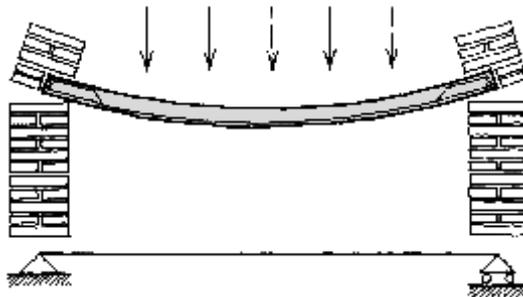
En las estructuras de hormigón armado se recurren a otras soluciones, fig. 2.20. Una reducción importante de la sección hace que,



2.21 Materialización de distintos tipos de vínculos y su representación.



2.22 Vinculación entre losa de hormigón y mampostería.



bajo un momento relativamente pequeño, se plastifique y pueda girar un ángulo del mismo orden de magnitud que el giro de una articulación perfecta. La sección remanente y la armadura especial de esa zona, deberán ser tales que impidan los movimientos tangenciales y axiales, es decir que resistan el esfuerzo de corte y el normal.

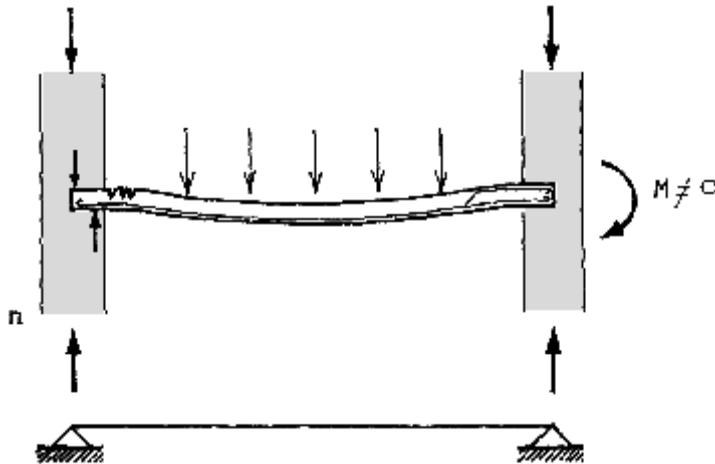
Los apoyos directos de vigas de madera o metálicas sobre muros de mampostería suelen considerarse como articulaciones.

Si el detalle constructivo y el muro mismo impiden los corrimientos horizontales, será prácticamente una articulación fija, como el apoyo central de la fig. 2.21.

Si falta el anclaje, o si por la esbeltez del muro no es posible impedir el movimiento horizontal de la viga, se considera una articulación móvil.

Las losas de hormigón armado también se consideran con posibilidad de giro en su apoyo sobre la mampostería. Son las articulaciones de la fig. 2.22.

2.23 Los muros de gran espesor producen algún empotramiento y hace falta armadura superior para evitar grietas.

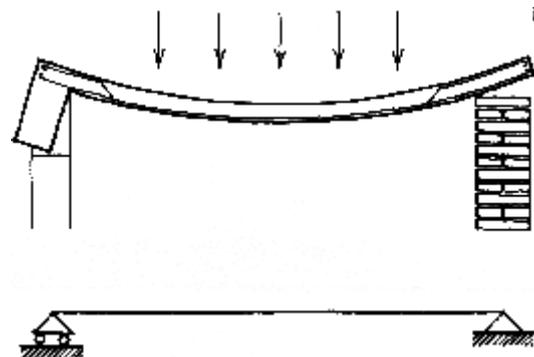


Cuando la entrega de la losa dentro del muro es importante y más aún si el muro está cargado superiormente, la posibilidad de giro se ve limitada. Los momentos de apoyo no son nulos, tienden a producirse grietas en la cara superior de la losa, como se ve en el apoyo izquierdo de la fig. 2.23. Para evitarlas se recurre a disposiciones constructivas como la del apoyo derecho. Sin embargo, el empotramiento sigue siendo débil y para el comportamiento general se prefiere la hipótesis del apoyo articulado.

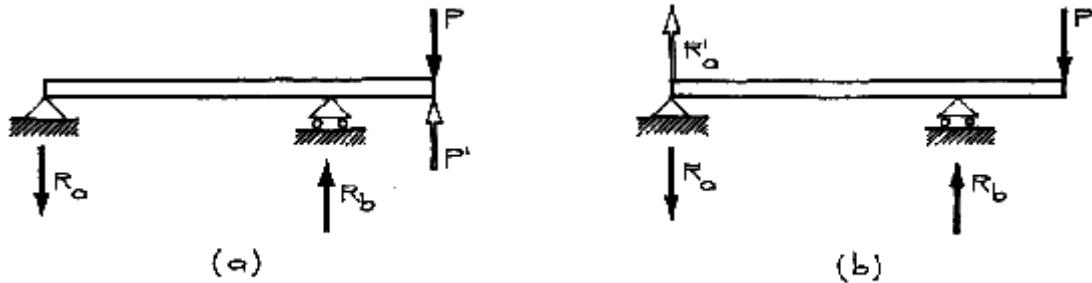
Lo mismo ocurre en el apoyo de losa sobre viga de hormigón armado, como se ve en la fig. 2.24. Es muy difícil que la viga tenga suficiente rigidez torsional como para impedir el giro extremo de la losa.

En síntesis, los apoyos son los elementos constructivos capaces de generar fuerzas reactivas tales que, actuando sobre la estructura a través de los vínculos, se oponen a las fuerzas activas, logrando de ese modo el equilibrio. Acciones y reacciones son todas

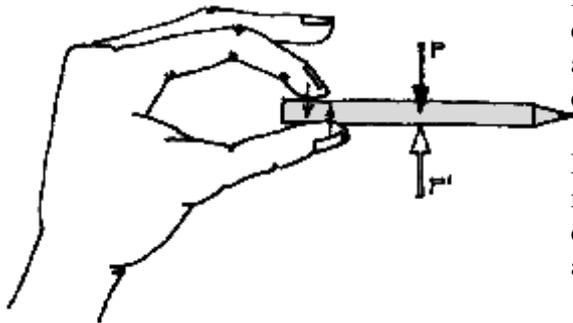
2.24 Las vigas de poca rigidez torsional representan débiles empotramientos y se los desprecia.



2.25 (a) La resultante de R_a y R_b es P' . (b) La de P y R_b es R'_a .



2.26 La resultante de todas las fuerzas que ejerce la mano sobre el lápiz no puede ser otra que P' , para que haya equilibrio.



fuerzas exteriores al cuerpo, y para que haya equilibrio la resultante de las acciones y la resultante de las reacciones deben ser dos fuerzas de igual intensidad pero de sentidos contrarios, para que no haya corrimientos, y además tener la misma recta de acción, para que no haya giros.

La experiencia docente indica que esta idea, muy fácil de entender en abstracto, no resulta de tan fácil transferencia cuando se trata de aplicarla a estructuras aún bastante simples.

Si se pregunta cuál es la resultante de R_a y R_b , fig. 2.25, no se debiera demorar un instante en darse cuenta que es P' , igual y opuesta a la carga P . Del mismo modo la resultante de P y R_b será R'_a , fig. 2.25.b.

Si se pide a alguien que con los ojos cerrados sostenga un lápiz, y se le pregunta qué fuerza está haciendo con la mano, difícilmente se dé cuenta que es P' . Aún con los ojos abiertos, la respuesta correcta no es intuitiva, fig.2.26.

En la fig. 2.27 tenemos un pesado semáforo sostenido por un poste muy liviano empotrado en el suelo, debajo de la vereda. La resultante de las fuerzas reactivas que se desarrollan en el apoyo A no tiene otra posibilidad que ser P' . Esto puede dejar perplejo al caminante que pasa debajo del semáforo y no siente nada, fig. 2.28.

Lo que ocurre es que el poste, Además de tender a hundirse en el suelo, tiende a girar, fig. 2.29, y aparecen fuerzas reactivas del suelo, H_s en la parte superior, H_i en la parte inferior.

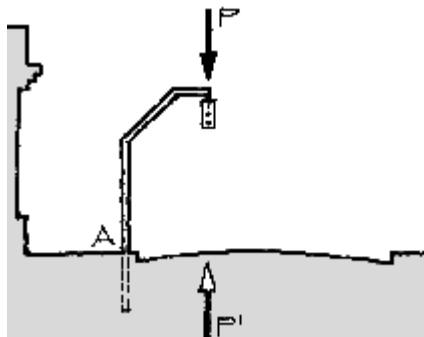
La resultante de V y H_i es una fuerza inclinada F . La resultante de F y H_s es P' y está aplicada en la intersección de F y H_s .

Otra forma de representar la reacción de apoyo es la fuerza V_a pasando por A y un momento $M = P.d$, fig. 2.30. Este momento es imprescindible para impedir el giro que trata de impulsar el par de fuerzas P y V_a separadas con un brazo d .

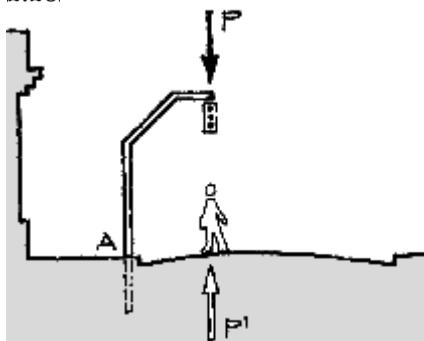
Hay muchas formas de sostener el mismo semáforo. En todas ellas la resultante de las reacciones es siempre P' , de igual intensidad, de sentido contrario, y con la misma recta de acción que P , figs. 2.31, 2.32, 2.33.

Las situaciones de equilibrio de las estructuras son entonces aquellas en las que el conjunto de fuerzas actuantes no produce ningún movimiento de traslación, ni de rotación.

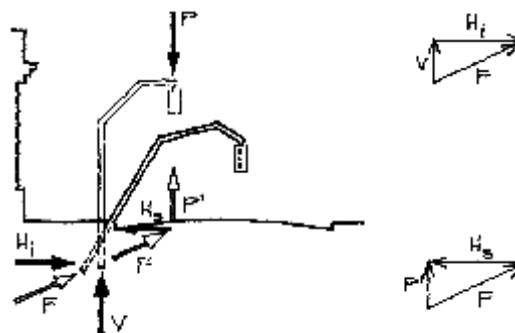
2.27 La resultante de todas las fuerzas reactivas del terreno sobre la base del poste tiene que ser P' .



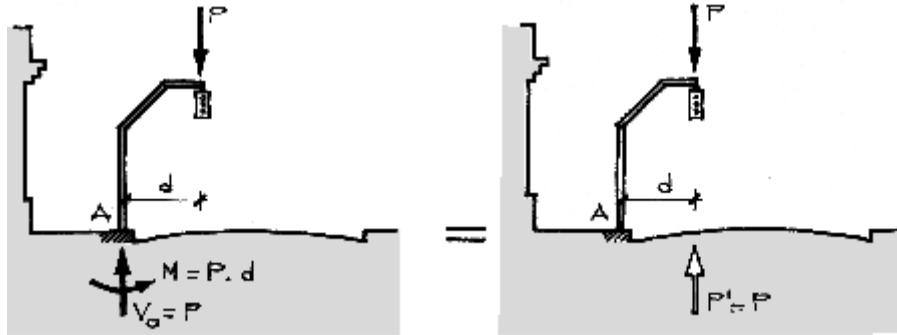
2.28 El caminante no siente nada...mientras no falle la base.



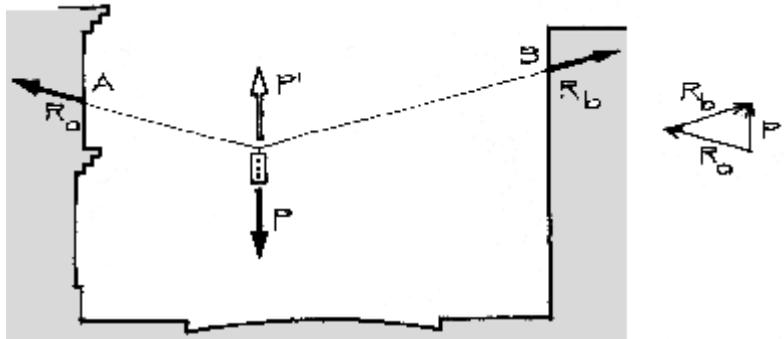
2.29 Las reacciones H_s , H_i y V dan como resultante P' .



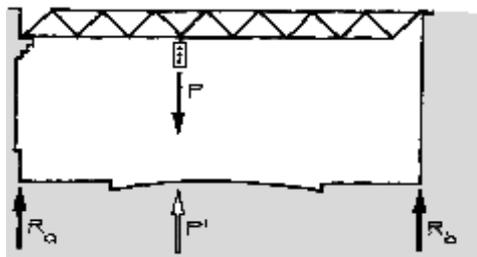
2.30 Otras formas equivalentes de representar las reacciones.



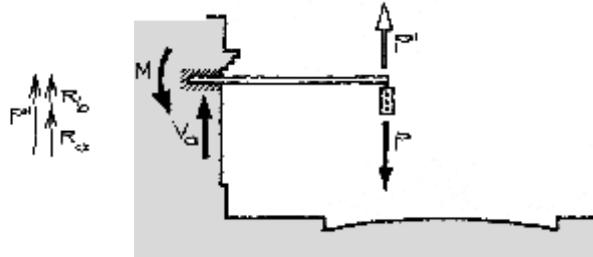
2.31 Las reacciones de los cables generan P'.



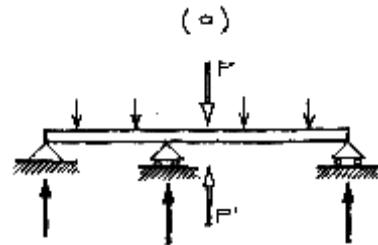
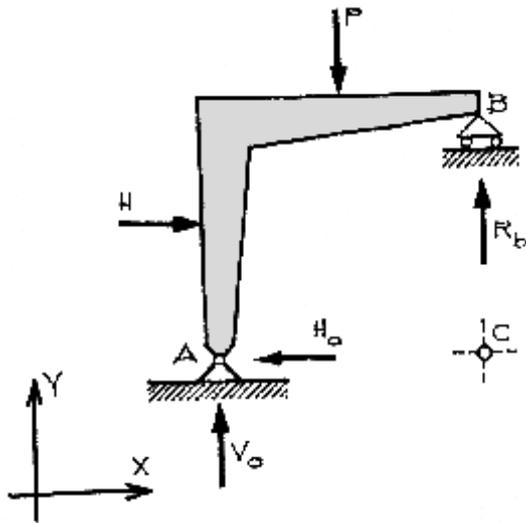
2.32 Las reacciones de la viga generan P'.



2.33 Las reacciones V_a y M equivalen a P' .



2.34 Las ecuaciones de equilibrio son suficientes para determinar las reacciones de apoyo en esta estructura isostática.



2.35 La viga continua (a) es hiperestática y aunque pierda una restricción en (b), (c), (d), sigue permitiendo el equilibrio.

De todas las fuerzas, el conjunto de las acciones se determina en primer lugar por medio del llamado análisis de cargas. Fijados los vínculos y sus posibles reacciones en función de los movimientos que impiden, se establecen relaciones entre las fuerzas a través de las ecuaciones fundamentales del equilibrio:

$$\begin{aligned} SX &= 0 \\ SY &= 0 \\ SM &= 0 \end{aligned}$$

eligiendo las que presenten menos trabajo para su solución.

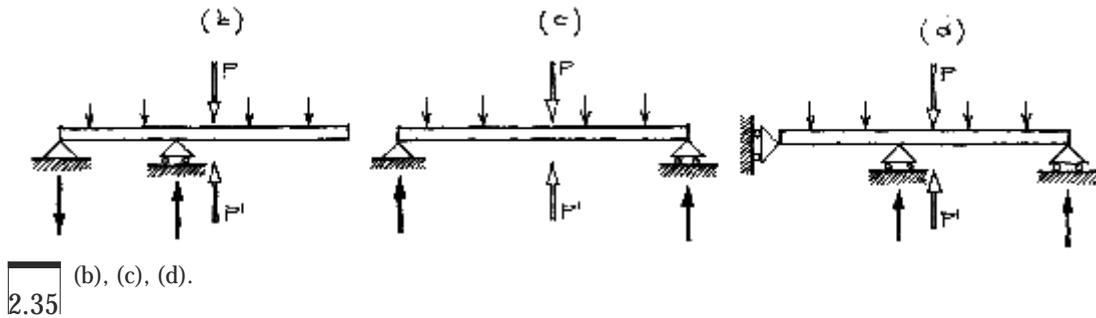
En la fig. 2.34 se ve que la ecuación de equilibrio de momentos con respecto al punto A permite determinar R_b fácilmente por ser la única incógnita de la misma.

$SM_c = 0$ permite determinar V_a .
 $SX = 0$ permite determinar H_a .

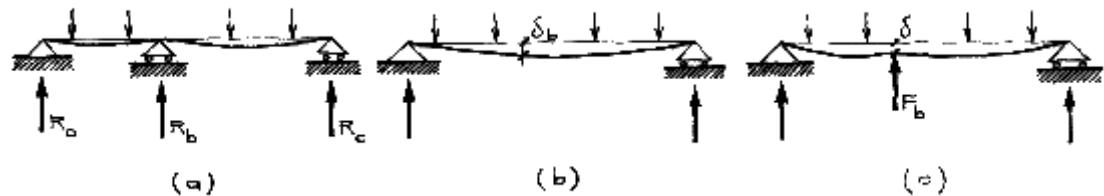
Este es un típico caso de una estructura isostática. Las restricciones al movimiento impuestas por los apoyos son justamente las imprescindibles; si faltara alguna, el sistema dejaría de estar en equilibrio, al menos en equilibrio estable. Pero hay casos en que los vínculos son más que los estrictamente necesarios, por ejemplo vigas continuas, emparillados, pórticos, arcos, etc.

La viga continua de la fig. 2.35.a tiene cuatro restricciones al movimiento, cuando son solamente tres las imprescindibles. Podría suprimirse cualquiera de las restricciones verticales y el sistema sigue siendo estable, figs. 2.35.b, c y d. La restricción horizontal del pri-





2.36 La reacción hiperestática R_b es la fuerza justa para anular la deformación d_b .



mer apoyo no puede eliminarse porque pasaría a ser inestable; no habría equilibrio si la carga tiene alguna componente horizontal. Esta es una estructura hiperestática. Por supuesto que las reacciones de apoyo son distintas en todos los casos y la deformación de la estructura también.

En las situaciones isostáticas no habíamos mencionado la deformación de la estructura porque no tenía influencia en el equilibrio. Por eso también puede admitirse, en primera instancia, la existencia de los hipotéticos cuerpos rígidos que manejan los textos de estática.

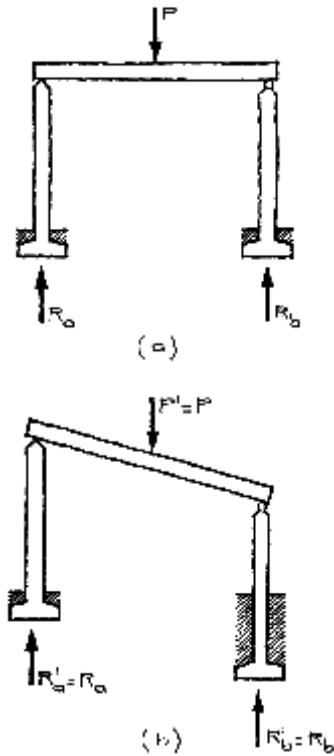
En las estructuras hiperestáticas es imprescindible tener en cuenta la deformación del cuerpo. Aparecen condiciones de deformación que sumadas a las tres condiciones de

equilibrio estático en el plano, brindan las ecuaciones necesarias y suficientes para determinar la totalidad de las reacciones.

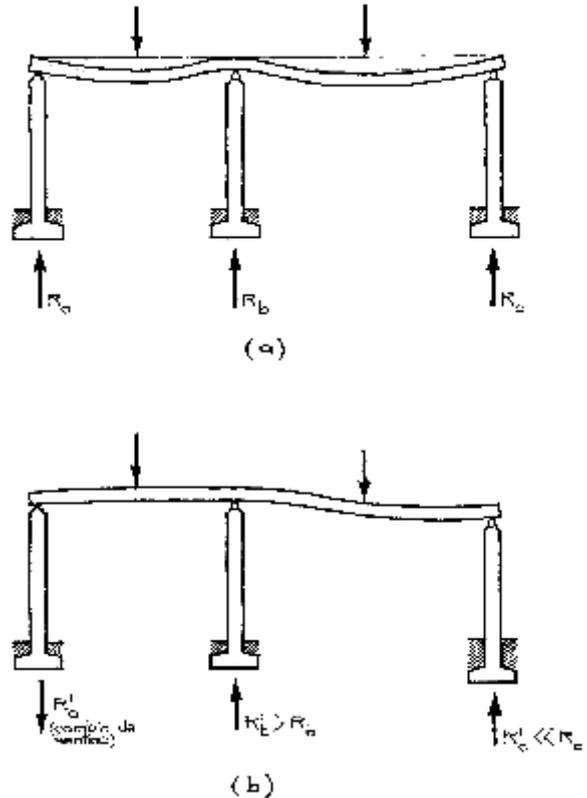
En la fig. 2.36 vemos la deformación correspondiente a la viga de la fig. 2.35.a. Si se quitara el apoyo central, o sea si $R_b = 0$, la deformación sería la de la fig. 2.36.b.

Si en lugar del apoyo B se aplicara una fuerza creciente F_b dirigida hacia arriba, fig. 2.36.c, se produciría una flecha d menor que d_b . En el instante en que d llegue a ser igual a cero se habrá vuelto al caso real de la fig. 2.36.a y F_b será la reacción hiperestática R_b . Dicho de otra manera: R_b es la fuerza que produce una flecha $-d_b$ a la viga de la fig. 2.36.b. Esta es la condición de deformación que sumada a las condiciones de equilibrio permite resolver el problema.

2.37 En las estructuras isostáticas el descenso de un apoyo no modifica las reacciones ni las solicitaciones.



2.38 En una viga continua (hiperestática) un descenso de apoyo cambia las reacciones y solicitaciones.



Las estructuras isostáticas, por tener una única posibilidad de equilibrio, son de más fácil comprensión y resolución. Tienen también la característica de que los movimientos de los apoyos, que siempre se producen por deformación del suelo, no afectan a las reacciones, fig. 2.37.

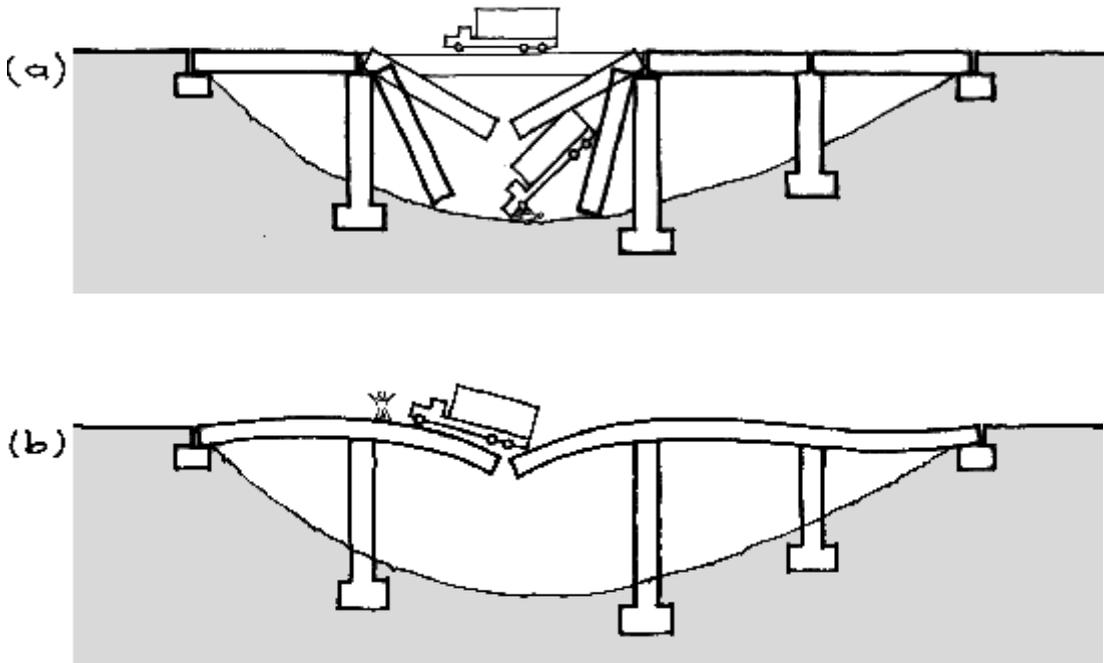
En cambio, en una estructura hiperestática, el descenso de un apoyo puede producir cam-

bios sustanciales en las reacciones y en consecuencia en la deformación y estado tensional de la totalidad de la estructura. En la fig. 2.38 se ve una viga continua en la que se supone un descenso del apoyo C. Esto implica una disminución de R_c ; podría anularse también.

Cuando los movimientos de los apoyos pueden llegar a ser importantes y de difícil esti-



2.39 La estructura hiperestática (b) posee mecanismos alternativos que impiden, o al menos retardan, el colapso.



mación, las estructuras isostáticas son más predecibles en su comportamiento final.

Sin embargo, la capacidad que tienen los sistemas hiperestáticos de lograr diferentes mecanismos de equilibrio para idénticas cargas, les permite adaptarse a ciertos fallos locales y subsistir en condiciones extremas.

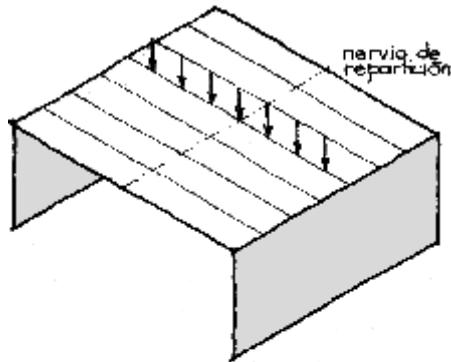
La rotura de una sección de una viga simplemente apoyada (isostática) separa a la estructura en dos sectores sin posibilidad de equilibrio, fig. 2.39.a. El resto de las vigas del puente ni se enteran del desastre.

La rotura de un tramo de viga continua (hiperestática) fig. 2.39.b, divide a la estructura

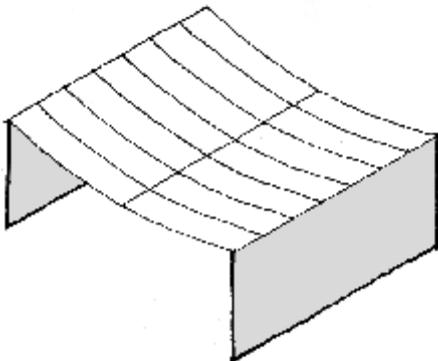
en dos vigas con sendos voladizos que están en condiciones de lograr el equilibrio de la carga. Los tramos vecinos resultan también sobrecargados de una manera inusual, pero han evitado el desastre.

La buena práctica constructiva acostumbra a dar cierto grado de hiperestaticidad aún en las construcciones isostáticas, para evitar colapsos en casos extremos. La existencia de mayor cantidad de restricciones que aquellas estrictamente indispensables permite la aparición de mecanismos resistentes alternativos.

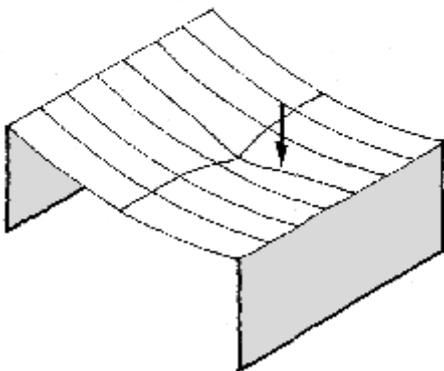
2.40 También en estructuras isostáticas como esta losa, es recomendable disponer de mecanismos alternativos.



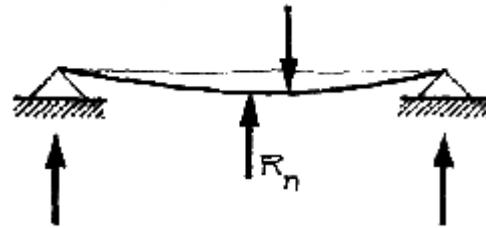
(a)



(b)



(c)



(d)

Una losa armada con viguetas paralelas y apoyada sobre dos muros es un sistema isostático, fig. 2.40.a. Cada vigueta es en sí misma isostática. Si todas ellas están igualmente construidas y cargadas la deformación del conjunto es cilíndrica y el nervio de repartición permanece indeformado e inactivo, fig. 2.40.b.

Pero si una de ellas sufre una deficiencia constructiva, o recibe una sobrecarga excepcional, se deformaría mucho más que las otras, fig. 2.40.c. El nervio de repartición actuaría como un apoyo adicional, deformable, pero apoyo al fin y al cabo, fig. 2.40.d. La vigueta en cuestión se verá beneficiada. Por supuesto que las viguetas vecinas se verán sobrecargadas y la reacción del nervio R_n será para ellas una carga adicional.

La posibilidad de distribuir entre varias viguetas el efecto de la carga concentrada, o el error constructivo, evita daños locales y beneficia a la estructura en general.

Es muy frecuente que en toda estructura existan algunos mecanismos redundantes que resultan útiles aunque no imprescindibles. Si su efecto es secundario con respecto al mecanismo principal se suele prescindir de ellos durante el análisis, sólo por simplicidad.



Cap II

• SINTESIS Y CONCLUSIONES

Las estructuras arquitectónicas son cuerpos en el espacio y el equilibrio es siempre un hecho tridimensional.

Por simplicidad, suele analizarse el equilibrio en una sucesión de planos, que en síntesis reconstituyen el espacio.

El equilibrio del cuerpo depende exclusivamente del conjunto de fuerzas exteriores que sobre él actúe, independientemente de la forma, el tamaño o el material constitutivo del cuerpo.

En el plano hay posibilidad de traslación en cualquier dirección, y de giro.

Para que no haya traslaciones es condición necesaria y suficiente que la resultante del conjunto de fuerzas sea nulo. Analíticamente esto se puede representar por medio de dos ecuaciones de proyección de fuerzas:

$$\begin{aligned} SX &= 0 \\ SY &= 0 \end{aligned}$$

Gráficamente, resultante nula es lo mismo que polígono de fuerzas cerrado.

Para que no haya giros es necesario que el momento de la resultante con respecto a cualquier punto del plano sea nulo. Analíticamente sería:

$$SM = 0$$

Cuando la cantidad y tipo de vínculos son tales que brindan las restricciones estrictamente indispensables para lograr el equilibrio estable del cuerpo, se dice que es una estructura isostática. Las condiciones de equilibrio son suficientes para determinar las reacciones de apoyo a partir de las cargas, o acciones.

Cuando hay vínculos superabundantes, se dice que es una estructura hiperestática. Las reacciones dependen de la deformación de la estructura (véase el capítulo de Rigidez).

El equilibrio es la más elemental de las necesidades de una estructura. Si el equilibrio no es posible, no tiene sentido continuar con los temas de los capítulos siguientes.



Cap III

- LA SOLICITACION
- LA RESISTENCIA

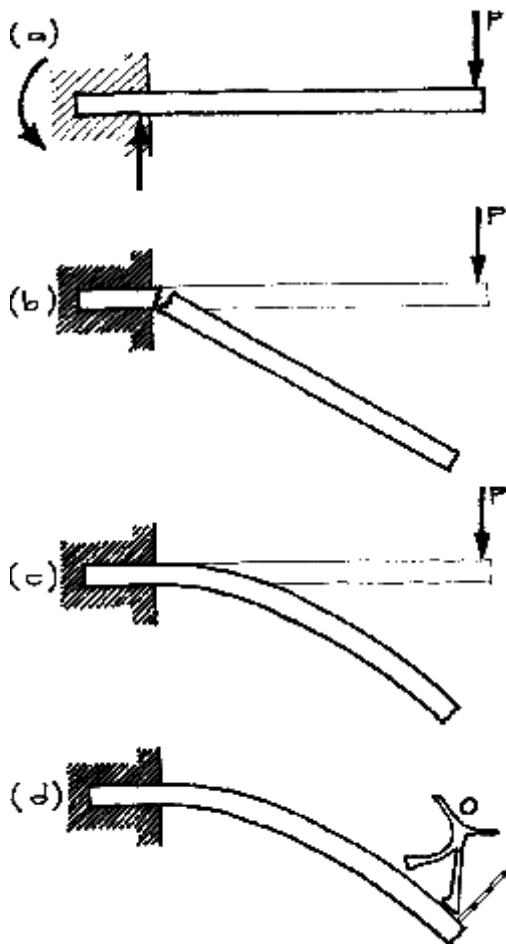


Hasta ahora hemos hablado de las fuerzas exteriores, acciones y reacciones, que actúan sobre la estructura. Para que la construcción se quede quieta es necesario que el conjunto de fuerzas cumpla las condiciones de equilibrio. Pero el solo equilibrio no es suficiente. La barra de la fig. 3.1.a cumple con las condiciones necesarias para asegurar el equilibrio estable. Pero la experiencia nos muestra que para cualquier dimensión y material de la barra, siempre es posible hacer crecer la fuerza P , y sus efectos, hasta que se produzcan cambios sustanciales en la estructura. Si se trata de un material frágil como yeso, hormigón simple, etc., se producirá una fractura como se ve en la fig. 3.1.b. Se fragmentará en dos o más partes y el colapso es total.

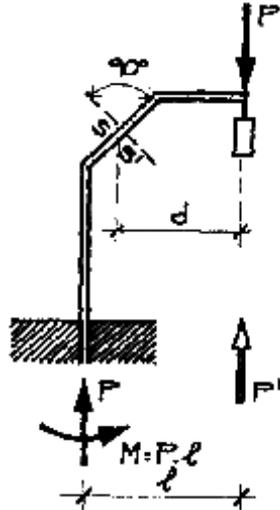
Si se trata de un material dúctil como acero o aluminio, fig. 3.1.c, se llegará a una carga límite que producirá deformaciones enormes. Si bien la estructura no se ha roto, o fraccionado en pedazos, semejantes deformaciones la han dejado totalmente inutilizada y fuera de servicio, fig. 3.1.d.

En este caso particular el colapso se ha producido por el efecto que las fuerzas exteriores han tenido sobre la sección de apoyo. En otros casos se podrá producir en cualquier otra sección. En general, el diseñador de estructuras deberá estudiar lo que ocurre en todas las secciones, para asegurar que no se

3.1 No basta con posibilitar el equilibrio. Hay que impedir que la estructura rompa como en (b), o se deforme tanto como en (c).



3.2 Sección normal s-s'.



den situaciones de colapso parcial o total. Las acciones se limitarán a aquellas de probable aparición dentro de la vida útil del edificio. De eso se habla más en detalle en el capítulo de la seguridad.

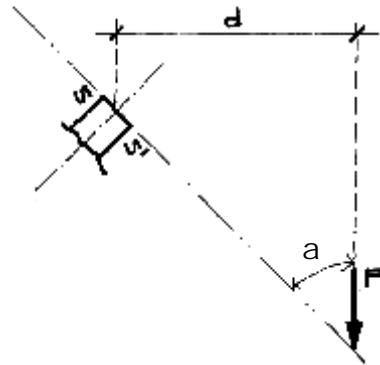
Veamos entonces cómo puede estudiarse el efecto de las fuerzas exteriores sobre cada sección. Retomemos el ejemplo del poste que sostiene el pesado semáforo. Dejemos de lado el peso propio del poste para simplificar la cuestión.

Consideremos la sección normal s-s', fig.3.2.

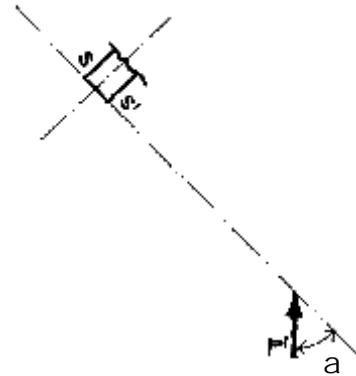
La resultante de todas las fuerzas que están del lado del semáforo y que actúan sobre la sección s-s' es P, está a una distancia d del centro de la sección y forma con ella un ángulo α , fig. 3.3.

La resultante de las fuerzas que están del lado de la fundación es $P' = P$, está a la misma distancia d y forma el mismo ángulo α , fig. 3.3.

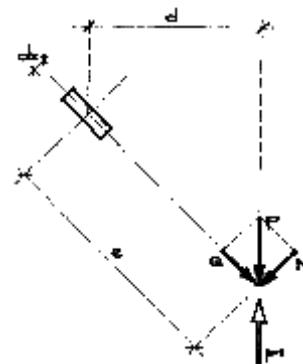
3.3 Resultante de las fuerzas que están a un costado de la sección.



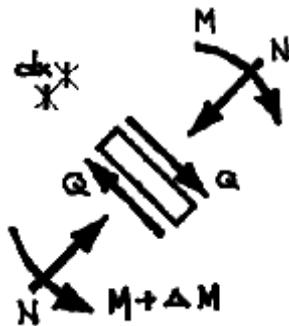
3.4 Resultante de las fuerzas que están al otro costado.



3.5 Rebanada de espesor elemental d_x .



3.6 Solicitación o conjunto de esfuerzos que actúan sobre las caras de la rebanada.



Esta resultante es la que deforma y puede llegar a romper al material y se denomina sollicitación. Su efecto depende de la intensidad de la fuerza P , de su dirección a con respecto a la sección, de su sentido (si se acerca o aleja de la sección) y de su distancia d al centro de la sección.

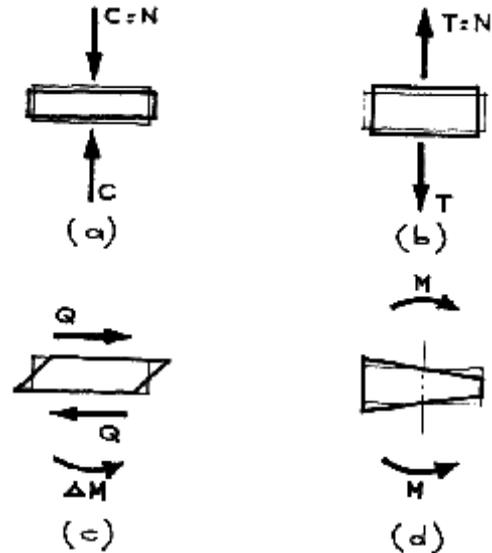
Para ver el efecto de la sollicitación sobre el material de la estructura es necesario materializar la sección $s-s'$ dándole un espesor mínimo dx , o infinitesimal si se quiere, fig. 3.5.

Para simplificar el efecto complejo de la fuerza P sobre la rebanada, se prefiere descomponer la fuerza resultante P en sus proyecciones normal N , y tangencial Q . Más aún, fig. 3.6, se acostumbra trasladar la fuerza N al centro de la sección agregando el momento

$$M = N \cdot e = P \cdot d.$$

De este modo la rebanada considerada pasa a ser un cuerpo en equilibrio sometido a fuer-

3.7 Deformaciones producidas por cada uno de los esfuerzos.



zas exteriores P y P' , iguales y de sentido contrario. O lo que es lo mismo sometido a la sollicitación M, N, Q .

M es el momento flector.

N es el esfuerzo axial o esfuerzo normal.

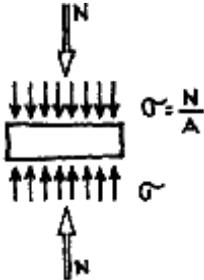
Q es el esfuerzo de corte.

La rebanada sufre un acortamiento cuando el esfuerzo normal es de compresión, fig. 3.7.a, o un alargamiento cuando es de tracción, fig. 3.7.b.

El esfuerzo de corte Q , fig. 3.7.c, produce un deslizamiento relativo entre ambas caras y el momento flector M , fig. 3.7.d, produce una rotación entre ellas.

Estas deformaciones existen, pueden observarse y medirse; pueden predecirse cuando se conoce la sollicitación, la sección y el material. Cuando sobrepasan ciertos límites se produce un colapso tal como se vio en la fig. 3.1.

3.8 Tensiones producidas por un esfuerzo axial.



En realidad, la fuerza exterior N no está concentrada en el punto central de la sección, sino que se reparte uniformemente en toda el área de la sección. Así se define la tensión S como cociente entre el esfuerzo y el área de la sección en que actúa, fig. 3.8.

Los ensayos a tracción y compresión de distintos materiales establecen las relaciones entre tensiones y deformaciones de los mismos.

En el caso del acero dulce, fig. 3.9, se puede definir la tensión de fluencia y las grandes deformaciones que le corresponden.

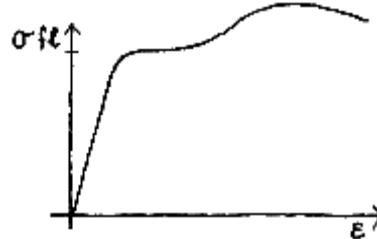
En el caso del hormigón, fig. 3.10, existe también una relación muy directa entre la tensión y la deformación última.

A veces, como en el corte y la flexión, el esfuerzo no se distribuye uniformemente en toda el área. Las tensiones serán variables para cada elemento del área, fig. 3.11.

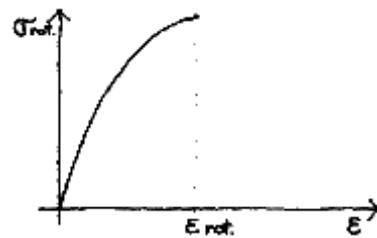
Sigue valiendo la definición anterior pero como límite del cociente entre la fuerza y el área, cuando ésta tiende a cero.

Las tensiones no tienen existencia real, ni pueden medirse. Son un concepto abstracto que permitió el nacimiento y desarrollo de

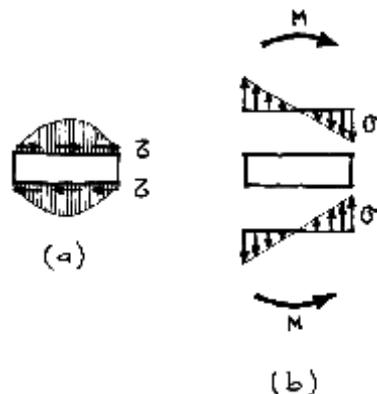
3.9 Relación entre tensiones y deformaciones en el acero.



3.10 Relación entre tensiones y deformaciones en el hormigón.



3.11 Distribución uniforme de tensiones producidas por corte (a) y flexión (b).

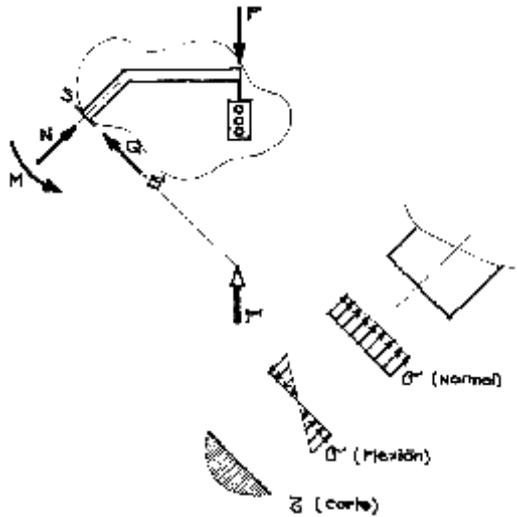


la Resistencia de Materiales como la ciencia que hoy conocemos.

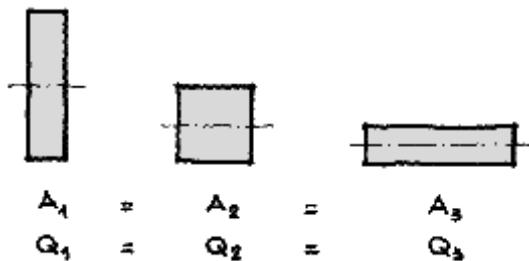
Galileo fue un pionero con su teoría de flexión enunciada en 1638, pero hicieron falta doscientos años y los aportes de Robert Hooke, Jacobo Bernoulli, Mariotte y Coulomb hasta llegar a Navier que generalizó la teoría de flexión que hoy todavía utilizamos.



3.12 Equilibrio entre fuerzas externas y fuerzas internas. Tensiones que se producen.



3.13 Los rectángulos de igual área tienen la misma resistencia al corte.



El concepto de tensión tiene la ventaja de permitir considerar fuerzas internas desarrolladas en toda la extensión de una sección, tales que equilibran a las fuerzas externas.

Es posible imaginar el equilibrio del cuerpo cortado por s-s' y aislado del resto, fig. 3.12, reemplazando a todas las fuerzas del sector eliminado, por la sollicitación M, N, Q, y

luego reemplazar M, N, Q por las fuerzas internas que producen las respectivas tensiones de flexión, normales y de corte. De este modo se han logrado vincular las fuerzas exteriores con las tensiones y deformaciones, que son los indicadores de la resistencia del material y por ende de la pieza.

La resistencia a compresión está dada por el producto del área por la tensión límite.

$$N = A.S$$

El área es un parámetro geométrico en el que interesa la cantidad total de material, independientemente de la forma que se le dé a la sección.

Para la resistencia al corte hay que tener en cuenta que las tensiones no se reparten uniformemente en toda la sección, fig. 3.11, sino que son máximas en el eje neutro y nulas en los bordes. La tensión media sería:

$$t_{med} = \frac{Q}{A}$$

y la máxima

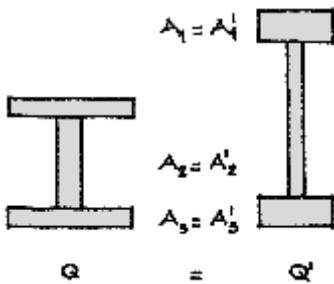
$$t_{máx} = a \cdot \frac{Q}{A}$$

El valor de \$a\$ depende de la forma de la sección. Para la sección rectangular es $\frac{3}{2}$ y entonces:

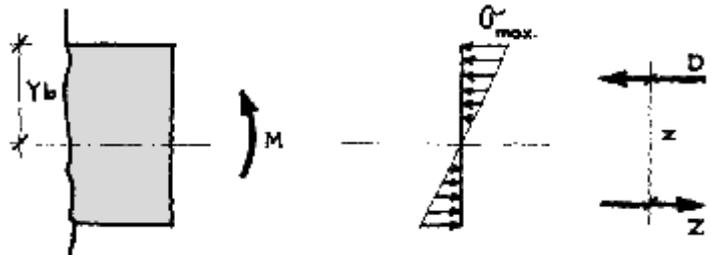
$$Q_{máx} = \frac{2}{3} \cdot A \cdot t_{máx}$$

En consecuencia todas las secciones rectangulares de la misma área y el mismo material tienen la misma capacidad de resistencia al corte, fig. 3.13.

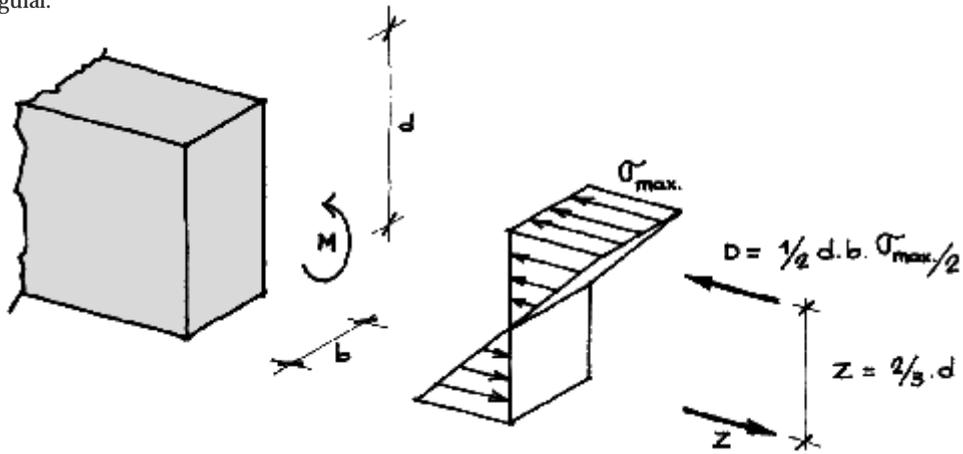
3.14 Secciones doble T con igual resistencia al corte.



3.15 Tensiones producidas por la flexión.



3.16 Tensiones por flexión en una sección rectangular.



En los perfiles doble T, si la sección de cada alma fuera igual a la sección del ala, el coeficiente α , relación entre tensiones máximas y tensiones medias sería alrededor de 3, y quedaría:

$$Q_{\max} = \frac{1}{3 \cdot A \cdot t_{\max}}$$

En la fig. 3.14 se ven diferentes perfiles doble T, donde las variaciones de ancho y altura no se manifiestan en la capacidad resistente al corte, siempre que mantengan áreas parciales y totales iguales.

En la flexión el problema es distinto porque las fuerzas originadas por las tensiones internas deben equilibrar el momento externo. En la magnitud momento intervienen no sólo la intensidad de las fuerzas, sino también el brazo de palanca entre ellas.

Es fácil demostrar que:

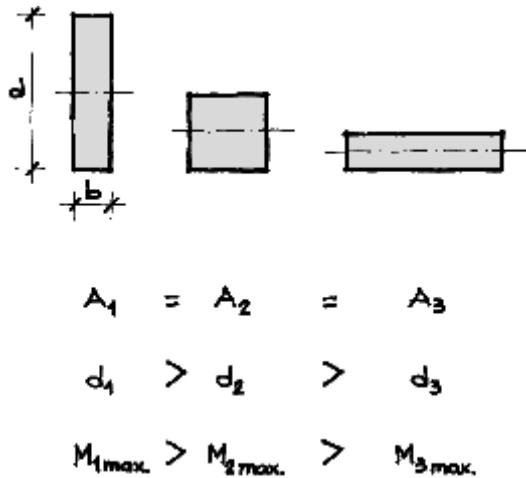
$$M_{\max} = S_{\max} \cdot W$$

siendo W el cociente entre el momento de inercia de la sección con respecto al eje neutro y la distancia al borde más alejado, fig. 3.15:

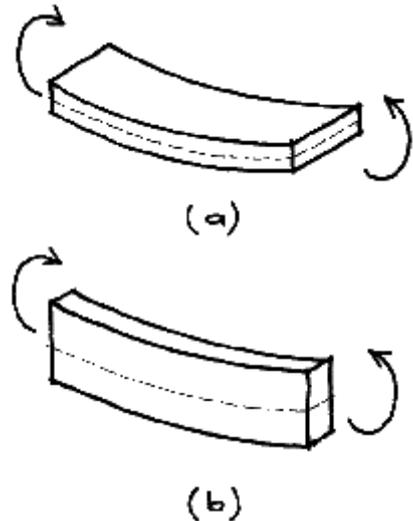
$$W = \frac{I_x}{Y_b}$$



3.17 Secciones de igual area pero de distinta capacidad flexional.



3.18 La misma varilla tiene distinta resistencia a la flexión, según los ejes.



Como del concepto de momento de inercia hablaremos en el capítulo referido a rigidez, hagamos ahora solo referencia al caso particular de la sección rectangular, fig. 3.16.

El equilibrio entre momento externo e interno nos da:

$$M = D.z$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot d^2 \cdot S_{m\acute{a}x}$$

Esto nos indica que en la capacidad resistente a flexión interviene el área (b.d), pero interviene multiplicada por la altura (d). Quiere decir que de las dos dimensiones del rectángulo es mucho más importante la altura que el ancho.

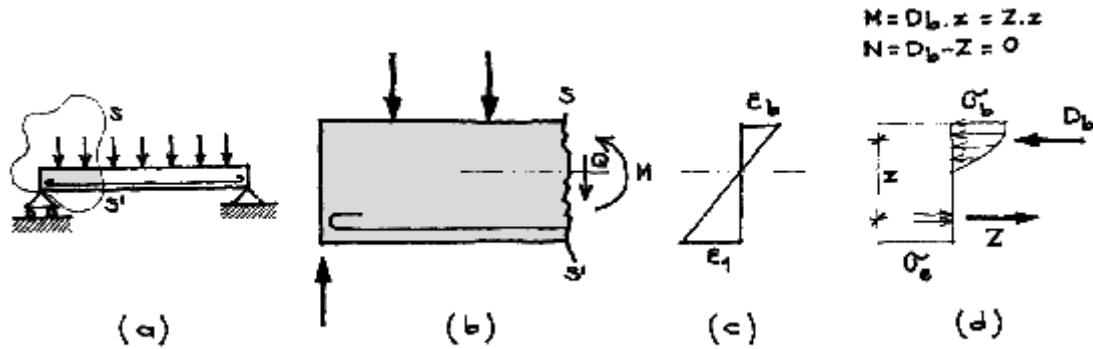
En la fig. 3.17 se ven varios rectángulos de igual área pero de distinta capacidad resistente a flexión.

Cualquiera sabe por experiencia que si quiere quebrar una varilla de sección rectangular es mucho más fácil hacerlo en la posición de la fig. 3.18.a, y mucho más trabajoso en la posición de la fig. 3.18.b.

Sin embargo, muchos arquitectos parecen olvidar esos principios tan simples en el momento de proyectar sus obras, cuando insisten en reducir cada vez más la altura de sus vigas, y si es posible confundirlas en el espesor de las losas. Ni qué hablar del problema de las deformaciones, como se verá en el capítulo de rigidez.

Hasta ahora nos hemos estado refiriendo a barras de material homogéneo. Sin embargo, el artificio de considerar un trozo del cuerpo cortando por la sección que nos interesa y el planteo del equilibrio entre las fuerzas exteriores e interiores, es también válido para secciones de hormigón armado, o para estructuras reticuladas.

3.19 Tensiones producidas por flexión en una sección de hormigón armado.



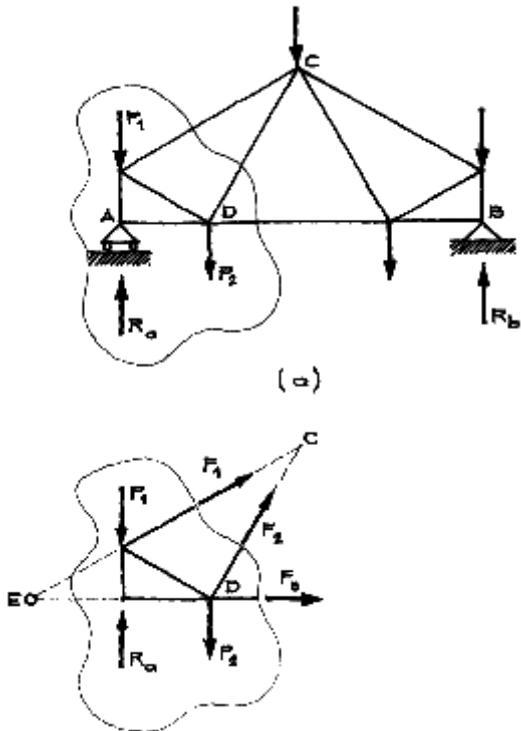
En las secciones de hormigón armado, fig. 3.19.a, se procede igual, aislando un sector del cuerpo, fig. 3.19.b, y reemplazando el efecto del resto por la sollicitación M y Q (en este caso particular $N = 0$).

Luego se establecen las deformaciones límites del acero ϵ_s y del hormigón ϵ_b , fig. 3.19.c. Por la relación entre tensiones y deformaciones, figs. 3.9 y 3.10, se pasa a las tensiones S , fig. 3.19.d, e inmediatamente a las fuerzas internas D_b y Z . El equilibrio permite entonces vincular a la sollicitación (fuerzas externas) con las tensiones desarrolladas a lo largo de la sección resistente (material y geometría).

Lo mismo se procede en el caso de flexocompresión, con la única diferencia que D_b y Z no son iguales:

$$N = D_b - Z \neq 0$$

Para determinar los esfuerzos axiales en las barras de un reticulado también se recurre a aislar un trozo de la estructura, fig. 3.20.a. En este caso, la sollicitación en cada barra es



3.20 Generalización del método del equilibrio de un trozo aislado de estructura para determinar esfuerzos internos.

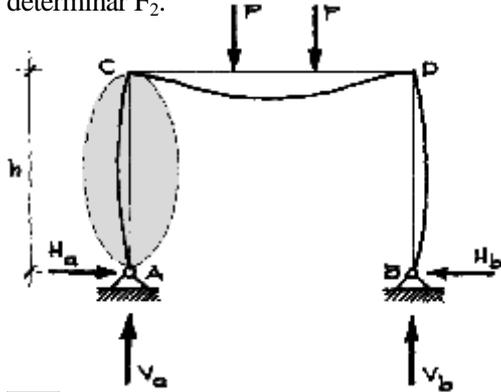


exclusivamente un esfuerzo axial, $M=0$, $Q=0$, y se representa por las fuerzas exteriores F_1 , F_2 y F_3 , fig. 3.20.b. Las fuerzas P_1 , P_2 , R_a , F_1 , F_2 y F_3 , son todas exteriores al cuerpo así aislado y están en equilibrio.

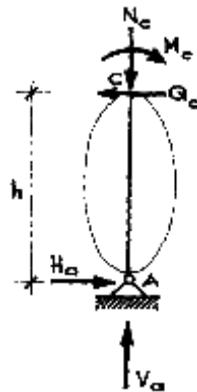
La ecuación

$$SM_c = 0$$

permite determinar F_3 , que es la única incógnita ya que C es la intersección de las rectas de acción de F_1 y F_2 . Igualmente $SM_d = 0$ permite determinar F_1 , y $SM_e = 0$ permite determinar F_2 .



3.21 Se puede imaginar un corte que aisle un trozo de la estructura.



3.22 El equilibrio del sector aislado permite relacionar las fuerzas exteriores con los esfuerzos de las partes cortadas.

Hasta ahora hemos visto que partiendo de las fuerzas exteriores (cargas y reacciones) se puede llegar a las fuerzas internas. Pero a veces ocurre en las estructuras hiperestáticas, que es más fácil llegar primero a la sollicitación y luego a partir de ella determinar las reacciones hiperestáticas.

Supongamos un pórtico simétrico como el de la fig. 3.21.

Las ecuaciones de equilibrio estático $SM_a = 0$ y $SM_b = 0$ permiten determinar los valores de V_a y V_b , componentes de las reacciones de apoyo. Pero como esta estructura es hiperestática, las componentes H_a y H_b dependen del estado de deformación, o sea de las rigideces de las barras.

Hay métodos, el de Cross por ejemplo, que permiten llegar a conocer el momento flector en los nudos de la estructura sin necesidad de conocer H_a y H_b . En ese caso, y suponiendo conocido M_c , se puede cortar y aislar la columna izquierda, fig. 3.22.

El equilibrio estático del cuerpo aislado necesita que:

$$SM_c = 0$$

$$M_c - H_a \cdot h = 0$$

de lo que resulta:

$$H_a = \frac{M_c}{h}$$

Es conveniente desarrollar la capacidad de imaginar todos los tipos de cortes, aún los más extraños, para aislar sectores de la estructura y plantear su equilibrio.

En el capítulo 2 decíamos que en la torre Eiffel había que verificar desde el equilibrio del conjunto hasta el del último remache.

Allí no hace falta ninguna abstracción porque todos hemos visto al menos una fotografía de la torre, y todos hemos tenido alguna vez un remache en la mano.

Los cortes convenientes para conocer los esfuerzos en las barras 1, 2 y 3 de la fig. 3.23 requieren más imaginación. El cuerpo aislado en la fig. 3.24 muestra que F_1 tiene que ser igual a R_a y de sentido contrario para que se cumpla la ecuación de proyección $\sum Y = 0$.

El cuerpo aislado de la fig. 3.25 indica que F_2 es igual a P_2 , pero de sentido contrario para que $\sum Y = 0$.

El cuerpo aislado de la fig. 3.26 muestra que $F_3 = 0$ para que se cumpla la misma ecuación.

Hasta ahora, al hablar de la sollicitación, hemos omitido deliberadamente mencionar a la torsión. Esto se debe a que se trata de un esfuerzo que casi nunca resulta el fundamental en la toma de decisiones estructurales.

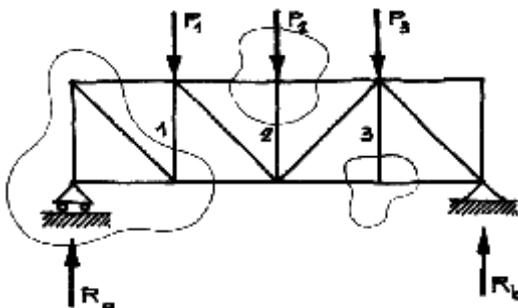
Se produce torsión en una sección cuando la resultante de las fuerzas que están a un costado dan una proyección sobre el plano de la sección (esfuerzo de corte) que no pasa por el centro de giro de la sección, fig. 3.27. En ese caso el momento torsor es el corte multiplicado por la distancia al centro.

$$M_t = Q \cdot e$$

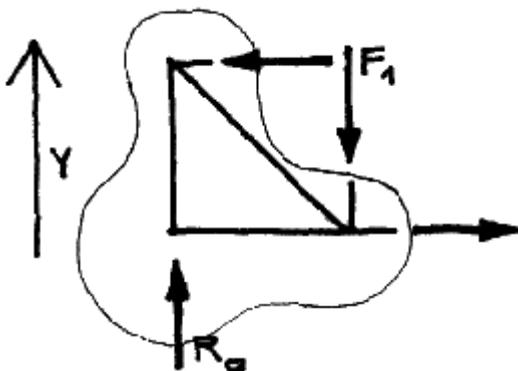
El esfuerzo de torsión produce tensiones rasantes en la sección, que crecen del centro hacia afuera, fig. 3.28. Se produce una rotación relativa ϕ de una cara con respecto a otra ubicada a una distancia Dl .

Se puede ver también una distorsión de las caras exteriores de la barra prismática, lo

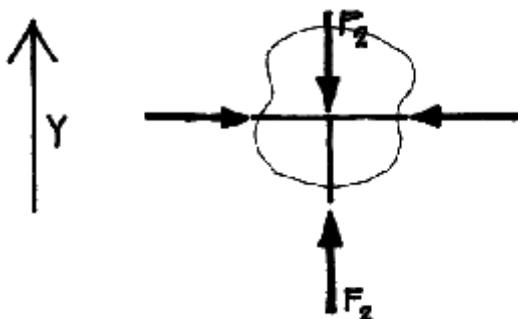
3.23 Se pueden hacer distintos cortes en función de lo que se quiera investigar.



3.24 Corte útil para determinar F_1 .



3.25 Corte útil para determinar F_2 .



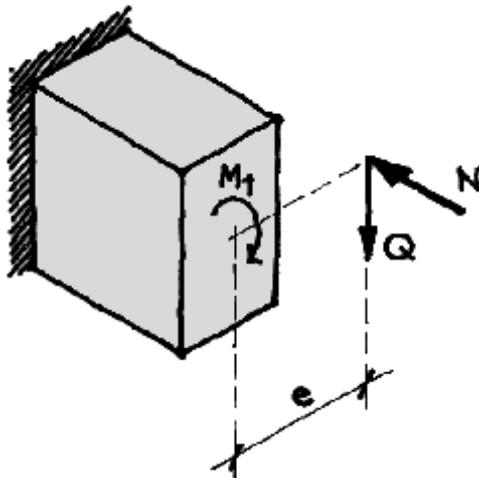
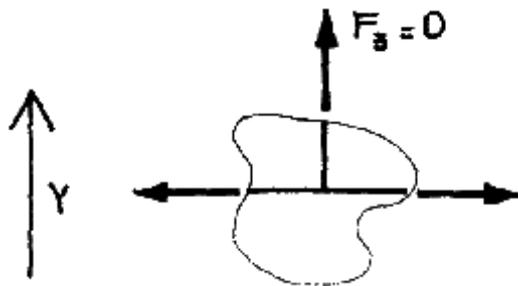
que en definitiva da un estado de tracciones y compresiones diagonales, en forma de tirabuzón. En las secciones rectangulares las máximas tensiones se producen en los puntos medios de las caras largas y valen

$$t_{\text{máx}} = \frac{M_t}{a \cdot b^2 \cdot d}$$

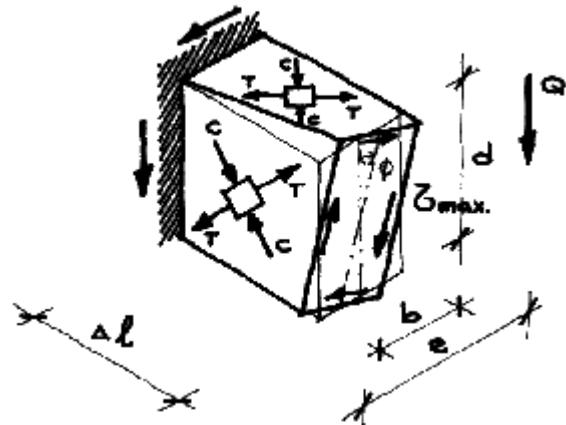
donde $b < d$ y a es un coeficiente que depende de la relación d/b . Para el cuadrado, $d/b = 1$, $a = 0,21$. Para una chapa muy delgada d/b tiende a infinito y $a = 0,33$.

La aparición de la menor dimensión elevada al cuadrado en el denominador, indica que las secciones tendientes a la forma cuadrada son las mejores. En cambio las chapas, o los perfiles abiertos formados por chapas, tienen muy poca resistencia torsional.

3.26 Corte útil para determinar F_3 .

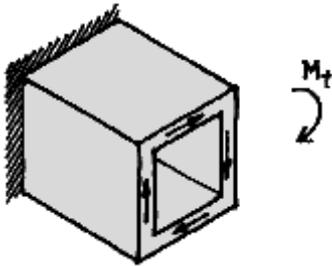


3.27 Esfuerzo de corte excéntrico produce torsión.

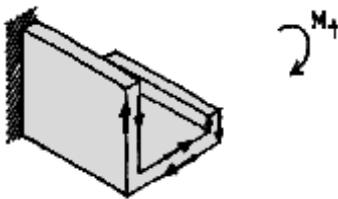


3.28 Deformaciones y tensiones producidas por la torsión.

3.29 En un tubo las fuerzas internas tienen un gran brazo de palanca para equilibrar al momento torsor.



3.30 Perfiles abiertos; pequeños brazos entre las fuerzas internas.

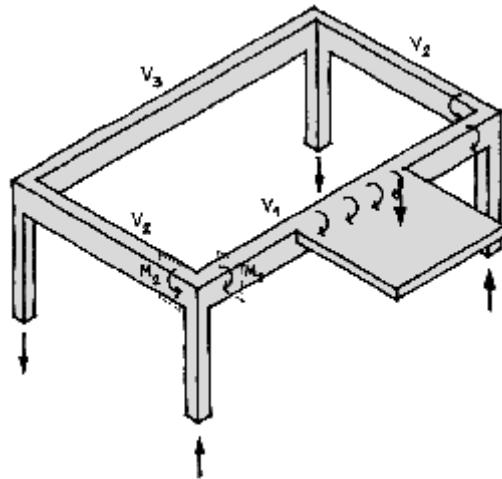


Las secciones más eficientes a torsión son las tubulares, fig. 3.29. En estos casos las fuerzas internas tienen brazos de palanca casi iguales a la dimensión de la sección del tubo, y no al espesor de la chapa de la pared, fig. 3.30.

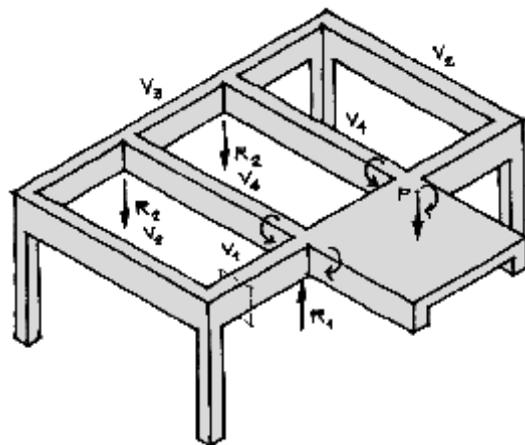
La torsión resulta comparativamente un mecanismo muy poco eficiente para lograr el equilibrio estático y, en general, se trata de evitarlo en las construcciones arquitectónicas. Son contados los ejemplos en que la torsión sea imprescindible para el equilibrio, fig. 3.31.

La viga V_1 no tiene otra posibilidad que recibir los momentos flectores de empotramiento de la losa, resistir el momento torsor

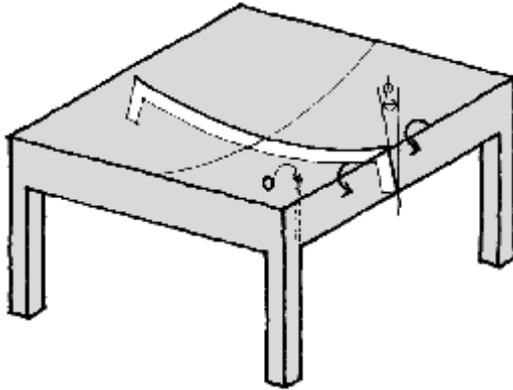
3.31 Es imprescindible la resistencia torsional de la V_1 .



3.32 No es necesaria la resistencia torsional de la V_1 .



3.33 La viga de borde tiene torsión.



así acumulado M_1 , el que se equilibra con el momento flector M_2 de la V_2 . En este caso la viga V_1 será inevitablemente diseñada para resistir torsión.

Si se cambia la organización, fig. 3.32, se puede lograr que los momentos flectores de empotramiento de las vigas que sostienen la losa sean equilibrados por momentos flectores en las vigas V_4 . Eso no quiere decir que hayan desaparecido totalmente los momentos torsores que se manifestaban en la viga V_1 de la fig. 3.31. Lo que ocurre es que hay un doble mecanismo resistente para equilibrar a la losa, flexión en V_4 y torsión en V_1 .

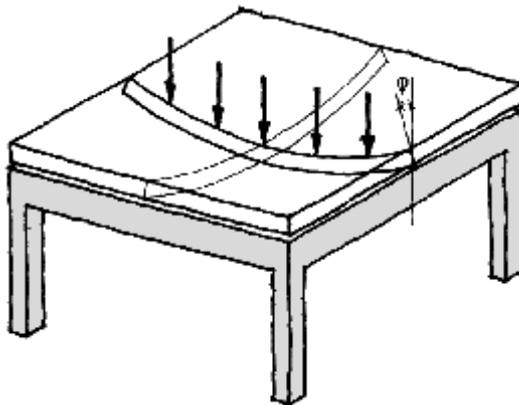
Como la rigidez torsional es baja en relación a la rigidez flexional, es bastante aceptable desprestigiar el aporte de la torsión y asignarle la totalidad de la responsabilidad a la flexión. Lo peor que puede pasar, en el hormigón armado, es que si las tensiones principales de tracción producidas por la torsión superan la capacidad del hormigón, éste se fisure. En ese instante se produce una drástica reducción de la rigidez torsional y la situación se aproxima cada vez más a aquella prevista en el diseño.

Las torsiones son inevitables, aún en las estructuras más sencillas, fig. 3.33.

La experiencia ha demostrado que se puede dejar de lado la torsión cuando hay otros mecanismos, fig. 3.34. aún cuando ello implique ciertas hipótesis de no compatibilidad de deformaciones.

Estas diferencias quedan a cubierto siempre que se cumplan estrictamente todas las disposiciones de cuantías mínimas, separaciones, tipos de estribos, armaduras de piel, etc., que fijan los reglamentos.

3.34 Se prefiere prescindir de la torsión (viga) y confiar todo el equilibrio al mecanismo de flexión (losa).



• SINTESIS Y CONCLUSIONES

Las estructuras, además de permanecer en equilibrio estable, deben evitar su colapso por rotura o por deformaciones excesivas.

El estado final de una sección se produce cuando el efecto de las fuerzas exteriores alcanza un valor último que denominamos resistencia de la sección.

La rebanada elemental que materializa cualquier sección recibe en cada una de sus dos caras una fuerza que es la resultante de todas las que están de ese lado de la sección. Ambas fuerzas, iguales y de sentido contrario, constituyen la sollicitación.

Por comodidad, se descompone la sollicitación en: esfuerzo normal, esfuerzo de corte, momento flector y momento torsor.

El esfuerzo normal provoca acercamiento (compresión), o alejamiento (tracción) de ambas caras de la rebanada.

El esfuerzo de corte provoca deslizamientos relativos entre ambas caras.

El momento flector produce una rotación relativa entre ambas caras alrededor del eje neutro.

El momento torsor produce rotaciones alrededor del eje directriz de la pieza.

Hay una correlación entre tensiones y deformaciones que surge de los ensayos de carga de los materiales.

Para verificar el estado límite de rotura, o fluencia, es preferible manejarse con tensiones últimas.

Las fuerzas que resultan de las tensiones internas en una sección, dan como resultante fuerzas que se oponen a las fuerzas externas que actúan sobre la misma.

Todos los métodos para evaluar las fuerzas internas existentes en una sección se basan en el siguiente procedimiento:



- a) Separar un trozo de la estructura cortando por la sección en estudio.
- b) En la parte cortada colocar las fuerzas, o tensiones incógnitas.
- c) Plantear el equilibrio del trozo de estructura así aislado, considerando solamente las fuerzas externas aplicadas a ese trozo (solicitud) y las internas que están en el corte realizado.

Para asegurar que la sección no llegue al agotamiento es necesario que las fuerzas externas no produzcan tensiones mayores que las tensiones últimas; o que la solicitud que es capaz de desarrollar la sección con las tensiones últimas supere a la solicitud impuesta por las fuerzas exteriores.

La resistencia depende de la geometría de la sección y de la resistencia del material que la compone.

Para esfuerzos normales el parámetro geométrico es el área de la sección; además in-

terviene la resistencia a tracción o compresión, según sea el caso.

Para el corte, para cada forma geométrica hay un coeficiente menor que la unidad que afecta a la totalidad de la sección; además interviene la resistencia al corte del material.

Para la flexión, el parámetro geométrico es el módulo resistente W de la sección, que es el área multiplicada por una parte de la altura de la sección. Como la flexión produce tracciones de un lado del eje neutro y compresiones del otro, intervienen ambas resistencias.

Para la torsión, el parámetro geométrico es mucho más variable. Las secciones de chapas delgadas tienen muy poca resistencia. Las secciones con una distribución más uniforme, en todas las direcciones alrededor del centro, son más eficaces. Las secciones óptimas son las tubulares. El material interviene a través de su resistencia al corte.



Cap IV

- LA RIGIDEZ



Muchas veces, al preguntar sobre el concepto de rigidez obtenemos respuestas tales como: “aquello que se opone a la deformación” o “la capacidad que tiene una pieza para oponerse a la deformación”. La idea de que rigidez y deformación son magnitudes inversamente proporcionales, es correcta. Pero no alcanza a ser una verdadera definición y no es aún cuantificable.

El concepto más general que podemos dar de rigidez es: la relación entre una cierta acción aplicada a una estructura y una determinada deformación producida por dicha acción.

Por ejemplo, si tenemos un pórtico como el de la fig. 4.1, la fuerza H (acción) produce un corrimiento d (deformación). Según nuestra definición, la rigidez R es el cociente entre H y d:

$$R = \frac{H}{d}$$

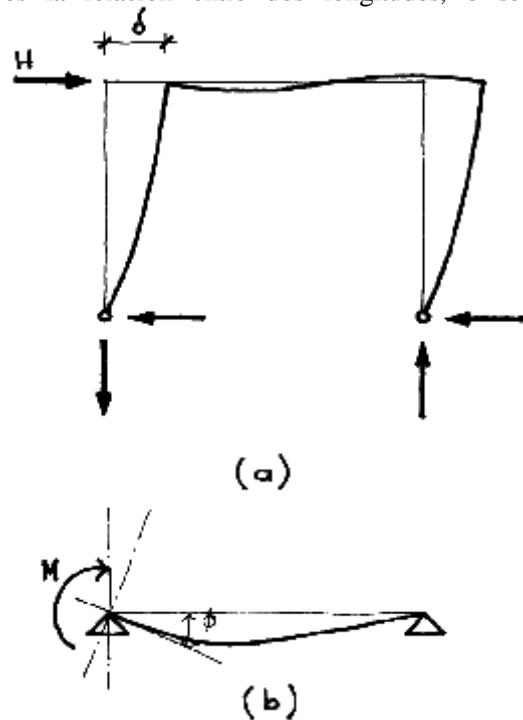
En una viga, el momento M (acción) produce un giro ϕ (deformación). En este caso la rigidez es el cociente entre M y ϕ :

$$R = \frac{M}{\phi}$$

Ya estamos viendo que podemos hablar de rigidez *traslacional*, en el primer caso. Como

se trata de una fuerza dividida por una longitud, las rigideces se expresarán en t/m, Kg/cm, etc.

En el segundo caso hablaremos de una rigidez *rotacional*, y se expresará en unidades de momento sobre unidades de giro; como los ángulos de giro se miden en radianes (que es la relación entre dos longitudes, o sea



4.1 Rigidez es la relación entre una acción y la deformación que produce.

adimensional) la rigidez rotacional se expresar, por ejemplo, en tm/radián , o directamente en tm .

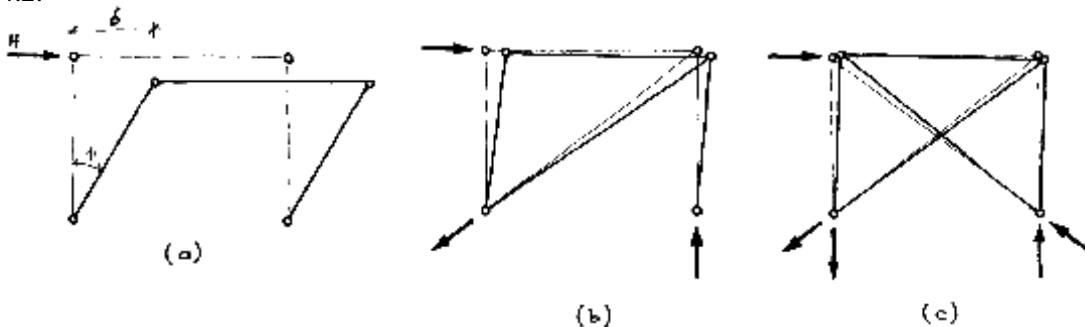
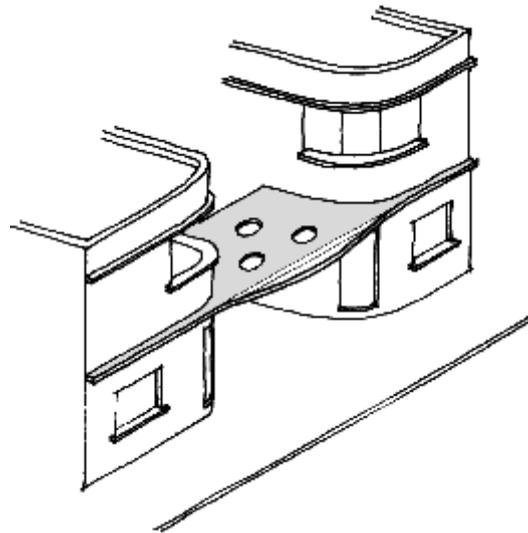
De esta manera la rigidez pasa a ser una magnitud física, perfectamente cuantificable.

Desde un punto de vista más filosófico podría decirse que rigidez es la relación entre la causa que actúa sobre la estructura y su efecto.

$$R = \text{acción} / \text{deformación} = \text{Causa} / \text{Efecto}$$

Para mantener la forma original de la obra de arquitectura, la funcionalidad de la misma y una cierta sensación de seguridad del usuario, es necesario que aún las mayores causas previsible no produzcan efectos superiores a los considerados admisibles para lograr los objetivos enunciados. Las estructuras arquitectónicas se hacen, en general, para durar y permanecer sin cambios geométricos apreciables durante toda su vida útil. De allí la importancia que tiene la clarificación del concepto de rigidez para orientar decisiones de diseño que logren las metas previstas, fig. 4.2.

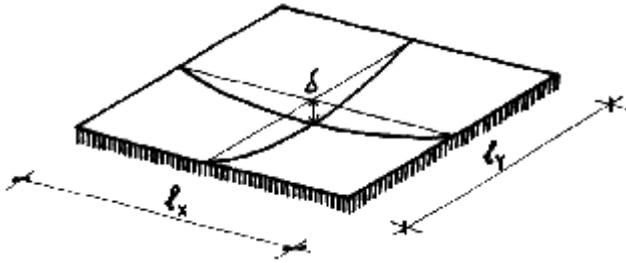
4.2 A esta losa no le falta resistencia pero la rigidez es insuficiente.



4.3 (a) Sistema inestable.
 (b) Sistema estable pero deformable.
 (c) Sistema estable más rígido que (b).



4.4 La losa rectangular tiene fajas de distinta rigidez.



Conviene destacar aquí, que no debe confundirse rigidez con resistencia. En la primera, lo que nos interesa es la deformación (recuperable o no) que produce la acción. En la segunda nos referimos a la rotura, o sea a cambios, o discontinuidades, tan grandes que hacen superar las posibilidades del equilibrio y se llega así al colapso, total o parcial.

Tampoco debe confundirse falta de rigidez con la falta de estabilidad del equilibrio.

Por ejemplo, el sistema de la fig. 4.3.a es inestable, porque aún para una fuerza H insignificante, los corrimientos d, o el ángulo f, son tan grandes, ilimitados, que no puede hablarse de una *deformación* de la estructura sino de una *transformación*. Si se agrega una diagonal se cambia de un sistema inestable, fig. 4.3.a, a un sistema estable, fig. 4.3.b. No es el paso de un sistema de cierta rigidez a otro un poco más rígido.

Distinta es la situación si comparamos la fig. 4.3.b con la fig. 4.3.c. El agregado de una

segunda diagonal reduce la deformación y podemos decir que c es más rígido que b.

Debe distinguirse entonces entre la falta de estabilidad, o imposibilidad de lograr una situación de equilibrio estable, que produce *transformaciones* totales en la geometría de la estructura, y la falta de rigidez, que produce deformaciones inadmisibles para el correcto funcionamiento de la obra.

El concepto de rigidez tiene su campo de aplicación más fructífero en la resolución de los sistemas hiperestáticos, es decir, en aquellos casos en los que la situación de equilibrio entre acciones y reacciones tiene múltiples soluciones. Pero de todas ellas, la que nos interesa es la que además cumple las condiciones de compatibilidad de deformaciones entre partes contiguas de la estructura. Y justamente, las acciones están vinculadas a las deformaciones a través de la magnitud que hemos definido como rigidez.

Por ejemplo, en la losa rectangular de la fig. 4.4 tanto las fajas en la dirección X como las paralelas a la dirección Y colaboran en equilibrar a la carga actuante q. Para determinar qué parte de q es equilibrada por cada una de esas fajas, o lo que es lo mismo, cómo se reparte q en cada dirección, se establece que q_x debe producir en las fajas X una deformación d igual a la que q_y produce en las fajas Y. Como:

$$R = \frac{q}{d}$$

$$d = \frac{q}{R}$$

Entonces:

$$d_x = \frac{q_x}{R_x} = d_y = \frac{q_y}{R_y}$$

o sea:

$$\frac{q_x}{q_y} = \frac{R_x}{R_y}$$

$$\frac{q_x}{q_x + q_y} = \frac{R_x}{R_x + R_y}$$

El primer miembro es la parte de carga que le corresponde a la dirección X con respecto a la carga total y se designa como coeficiente de distribución.

Coef. Distrib. x = $\frac{R_x}{\mathring{a} R}$

y análogamente:

Coef. Distrib. y = $\frac{R_y}{\mathring{a} R}$

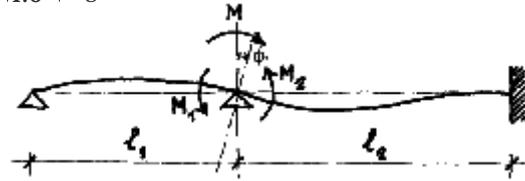
Aparece el concepto de coeficiente de distribución como cociente entre la rigidez del elemento considerado y la suma de rigideces de todos los elementos colaborantes. Esta idea es idéntica a la de un reparto en una sociedad en la que a cada socio le corresponde una parte que es directamente proporcional a su aporte e inversamente proporcional al aporte global de todos los socios. De esta manera, el conjunto de coeficientes de distribución siempre sumará la unidad.

En el caso de vigas continuas, el método de Cross utiliza habitualmente este concepto en la distribución de momentos entre dos extremos de vigas concurrentes a un mismo nudo, fig. 4.5.

El momento M (horario) es equilibrado por M₁ y M₂ (antihorarios) que se reparten proporcionalmente a las rigideces de los tramos 1 y 2.

Al estudiar la deformación de vigas, figs. 4.6 y 4.7, por aplicación de los teoremas de Mohr se vio que:

4.5 Momento aplicado a dos vigas de distinta rigidez.



4.6 Deformación de viga con extremo articulado y momento aplicado en el otro.

$$f_1 = \frac{M_1 \cdot I_1}{3E_1 \cdot I_1}$$

y en consecuencia:

$$R_1 = \frac{M_1}{f_1} = \frac{3E_1 \cdot I_1}{I_1}$$

Análogamente:

$$f_2 = \frac{M_2 \cdot I_2}{4E_2 \cdot I_2}$$

de donde:

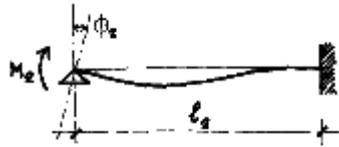
$$R_2 = \frac{M_2}{f_2} = \frac{4E_2 \cdot I_2}{I_2}$$

R₁ y R₂ son los valores absolutos, reales, de la rigidez flexional de una barra recta, de momento de inercia constante, deformada por la acción de un momento aplicado en un extremo y con el extremo opuesto articulado, o empotrado, respectivamente. El análisis dimensional indica que la rigidez está expresada en unidad de momento.

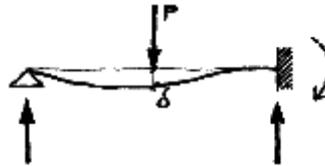
Sin embargo, para la repartición de la acción M, lo que interesa no es el valor absoluto de



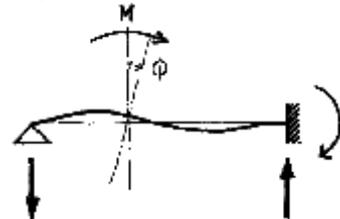
4.7 Deformación de viga con extremo empotrado y momento aplicado en el otro.



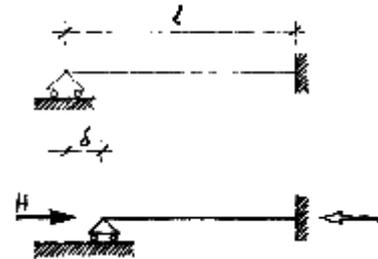
4.9 Deformación de viga por carga transversal. $R = P / d$



4.10 Deformación de viga por momento aplicado en un punto intermedio. $R = M / f$



4.8 Deformación de viga por esfuerzo axial.



la rigidez, sino valores relativos de un elemento con respecto a otro, u otros. Al establecer el cociente de rigideces todos los factores iguales se simplifican y queda como resultado un número adimensional:

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{3E_1 \cdot I_1 / l_1}{4E_2 \cdot I_2 / l_2}$$

Si $E_1 = E_2$, $I_1 = I_2$ y $l_1 = l_2$ quedaría:

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{3}{4}$$

o lo que es lo mismo, la rigidez de una barra se reduce a las tres cuartas partes si el extremo opuesto al de aplicación de la acción pasa de estar empotrado, a estar articulado.

Si las condiciones de vínculo fueran iguales y el producto $E \cdot I$ constante se puede decir que la rigidez de las barras es $1 / l$, pero esto solamente como valor relativo, apto para establecer comparaciones entre unas y otras.

Si una barra similar a las anteriores estuviera cargada axialmente como se indica en la fig. 4.8 se produciría un acortamiento d y la rigidez sería:

$$R = \frac{H}{d}$$

El acortamiento es:

$$d = \frac{H \cdot l}{A \cdot E}$$

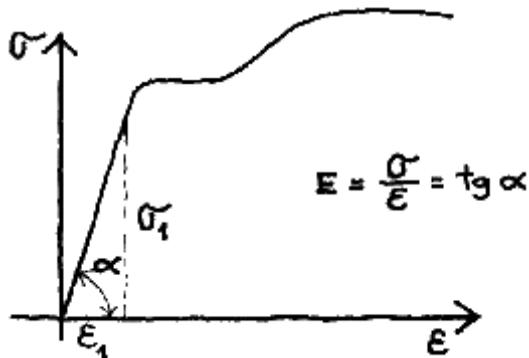
y reemplazando:

$$R = \frac{A \cdot E}{l}$$

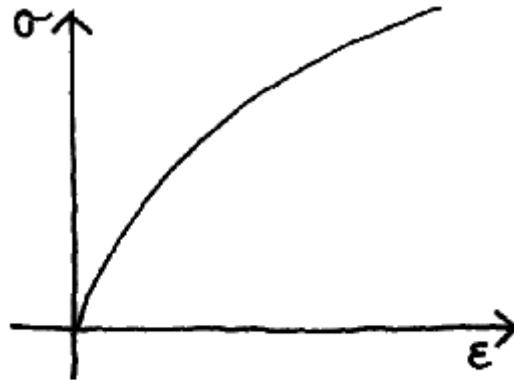
valor totalmente distinto al obtenido anteriormente ($R = 4E \cdot I / l$). Esto nos confirma que no puede hablarse de rigidez de una pieza, o de una estructura, como una propiedad intrínseca a la estructura misma, sino que siempre debe referirse a una determinada causa deformante y al efecto de esa causa.

Podríamos agregar más situaciones para la misma barra como los de las figs. 4.9 y 4.10.

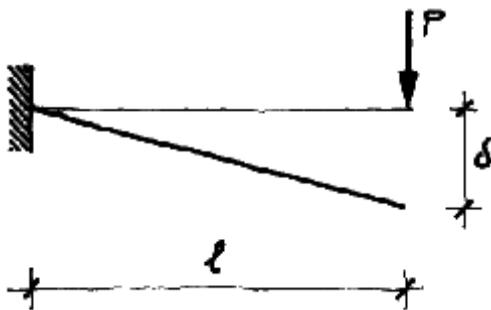
4.11 El módulo de elasticidad interpretado como rigidez del material.



4.12 El módulo de elasticidad del hormigón es esencialmente variable.



4.13 Deformación por corte de una ménsula.



Es un valor prácticamente constante dentro de ciertos límites de tensiones, para materiales como el acero, fig. 4.11. En cambio es esencialmente variable para el hormigón, fig. 4.12, madera, plásticos, etc. También es variable con el tiempo de aplicación de la carga.

De todos modos, la tensión S es una acción unitaria y la deformación e es una deformación también unitaria. En consecuencia, el cociente S/e responde en este caso a la idea de rigidez unitaria y podría decirse entonces que el módulo de elasticidad 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.

Es interesante notar que en todas las expresiones de la rigidez flexional o axial aparece en el numerador el módulo de elasticidad del material. Se trata de una relación entre tensiones y deformaciones:

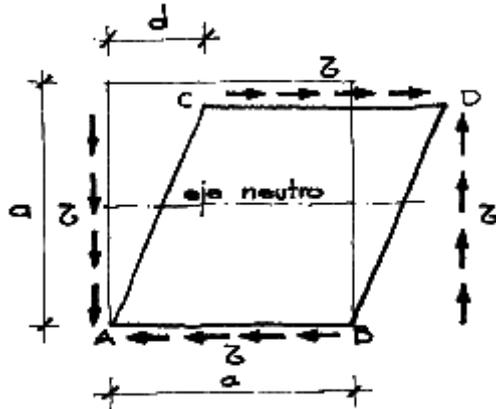
$$E = \frac{S}{e}$$

En el caso de interesarnos las deformaciones por corte, podemos ver que la barra de la fig. 4.13 sufre una deformación d que, según la resistencia de materiales es:

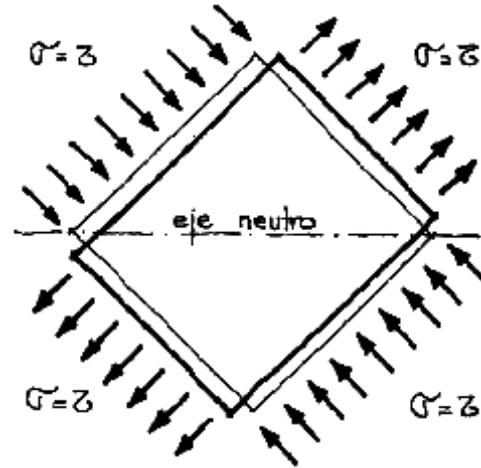
$$d = \frac{a.P.l}{G.A}$$



4.14 Deformación por corte de un elemento sobre el eje neutro.



4.15 Deformación de un elemento orientado a 45° con respecto al eje neutro.



y la rigidez al corte de esa pieza sería:

$$R = \frac{P}{d} = \frac{G \cdot A}{a \cdot l}$$

donde a es la relación entre la tensión de corte en el eje neutro y la tensión de corte media t . G es el llamado módulo de elasticidad tangencial, o transversal, o traducido del inglés como módulo de corte. Se define habitualmente como el cociente entre la tensión tangencial y el deslizamiento correspondiente.

En la fig. 4.14 se representa un sector de la barra sobre el eje neutro, donde se produce un estado de corte puro. De acuerdo a la definición dada

$$G = \frac{t}{d/a}$$

Como d es mucho menor que a , d/a representa no sólo el corrimiento relativo, sino

también el ángulo de distorsión. El corrimiento d surge del acortamiento de la diagonal BC y del alargamiento simultáneo de la otra. Si orientamos la figura en las direcciones de las diagonales, coincidentes con las de las tensiones principales, fig. 4.15, se observa que la diagonal BC se acorta no sólo por las tracciones en esa dirección, sino que las compresiones perpendiculares producen un acortamiento adicional (efecto Poisson).

En base a estas hipótesis se llega a la conclusión que:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

siendo ν el coeficiente de Poisson (en general $\nu = 0,3$).

Este módulo de elasticidad tangencial es entonces una acción cortante unitaria dividida por su deformación unitaria y responde al concepto de rigidez. Es la magnitud representativa de la rigidez a corte propia de cada material.

En los problemas de torsión, donde al igual que en el corte, las tensiones principales son oblicuas al eje de la pieza, aparece siempre el módulo G cuando se trata del giro de una barra por efecto de un momento torsor.

En el caso más simple de una barra de sección circular llena, fig. 4.16, el giro relativo entre dos secciones sería:

$$f = \frac{M_t \cdot l}{G \cdot I_p}$$

y la rigidez torsional de la barra

$$R = \frac{M_t}{f} = \frac{G \cdot I_p}{l}$$

donde I_p es el momento de inercia polar.

O bien, para una barra de sección rectangular, fig. 4.17,

$$f = \frac{M_t \cdot l}{G \cdot b \cdot c^3}$$

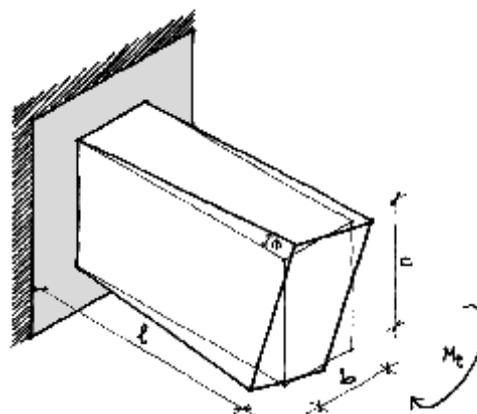
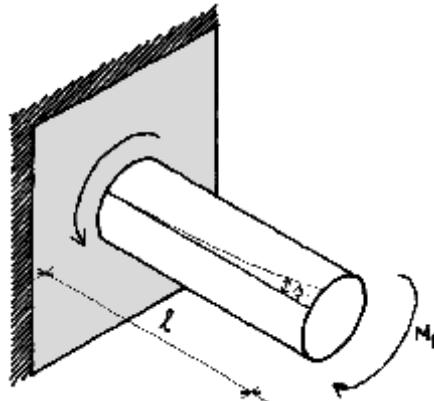
de donde

$$R = \frac{G \cdot b \cdot c^3}{l}$$

siendo b el lado menor del rectángulo y c un coeficiente que depende de la proporción entre c y b, y que varía entre 0,14 para un cuadrado y 0,33 para la sección de una chapa de espesor muy delgado frente al largo.

En todas las anteriores expresiones de la rigidez figura siempre, además de las magnitudes E o G representativas de la rigidez del material, una magnitud geométrica que representa la influencia que tiene la sección de la pieza en la rigidez del conjunto.

4.16 Torsión en una barra de sección circular.



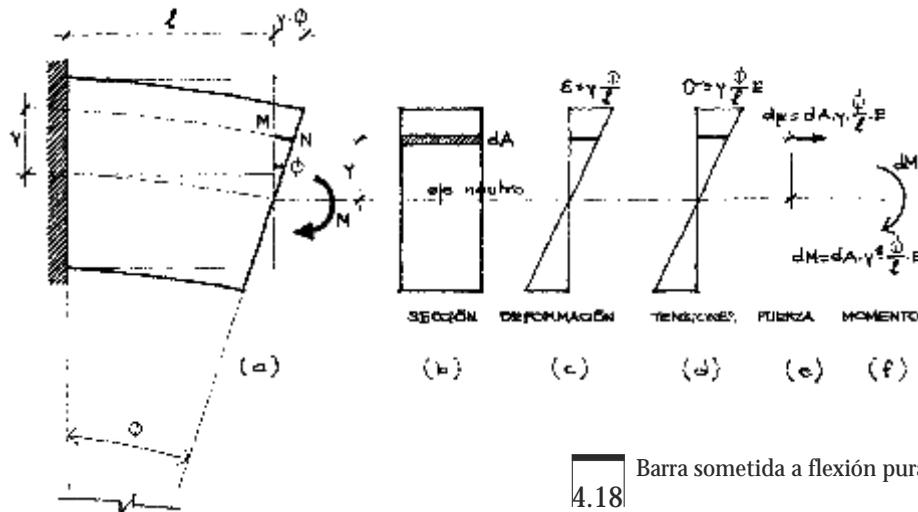
4.17 Torsión en una barra de sección rectangular.

En los problemas de esfuerzo axial esta magnitud es el área de la sección transversal, que hemos designado como A. En este caso, lo que importa es la cantidad total de material, independientemente de las distintas formas que pueda darse a la sección.

En los casos de flexión, ya sea por la aplicación de fuerzas o momentos, aparece inevitablemente la magnitud momento de inercia, designada I.

¿De dónde surge el concepto de momento de inercia?





4.18 Barra sometida a flexión pura.

Sea un elemento de una barra flexada por un momento M , fig. 4.18.a. La longitud considerada es l , suficientemente pequeña como para admitir que M es constante a lo largo de l . El momento M produce un giro que llamamos f . Consideremos un elemento del área de la sección transversal de la barra, que designamos como dA , fig. 4.18.b, y se ubica a una distancia y del eje neutro.

El momento interno producido por las fuerzas correspondientes a la totalidad del área será la suma de los momentos elementales, y a su vez igual al momento externo.

$$M = \int dA \cdot y^2 \cdot \frac{E \cdot f}{l}$$

y la rigidez flexional será :

Las fibras correspondientes a dA se han estirado una longitud $MN = y \cdot f$. La deformación específica, fig. 4.18.c, o unitaria, es:

$$e = \frac{y \cdot f}{l}$$

La tensión, fig. 4.18.d, producida por esa deformación es:

$$S = \frac{E \cdot y \cdot f}{l}$$

En el elemento de área se produce una fuerza elemental de valor $dA \cdot S$, o sea, fig. 4.18.e,

$$dF = \frac{dA \cdot y \cdot E \cdot f}{l}$$

Esa fuerza produce un momento interno con respecto al eje neutro de valor $dF \cdot y$, o sea, fig. 4.18.f,

$$dM = \frac{dA \cdot y^2 \cdot E \cdot f}{l}$$

$$R = \frac{M}{f} = \int dA \cdot y^2 \cdot \frac{E}{l}$$

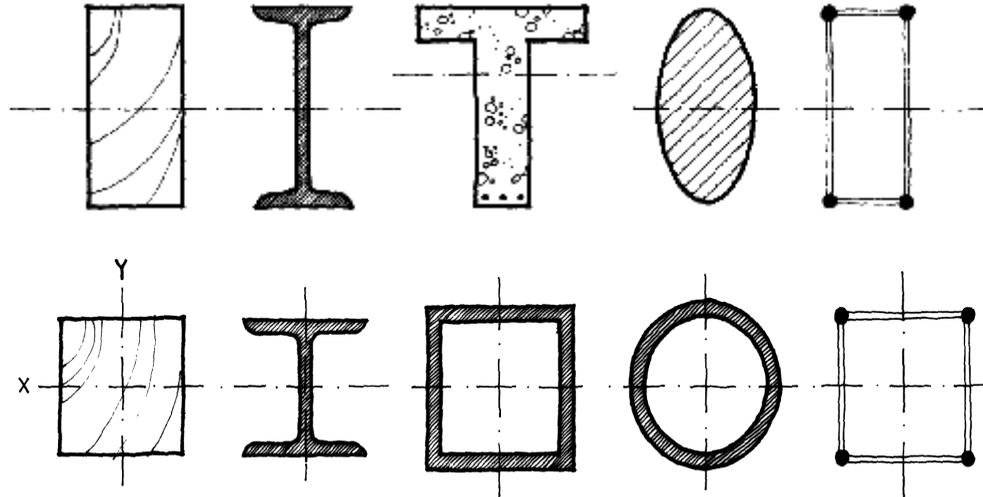
$$R = \frac{E \cdot I}{l}$$

Esa sumatoria de elementos de área por el cuadrado de su distancia a un eje (en este caso el eje neutro) recibe el nombre de momento de inercia.

$$I_x = \int dA \cdot y^2$$

El momento de inercia es una magnitud geométrica de las figuras planas, así como lo es su área, o su perímetro, pero a diferencia de estos últimos no es un valor único para cada figura, sino que es un valor variable según el eje de referencia. Su nombre proviene de una analogía en la expresión matemática que aparece en las leyes de la dinámica que go-

4.19 Las formas que alejan el material del eje X sirven para resistir flexiones de ese plano.



4.20 Las formas que alejan igualmente el material de los ejes X e Y sirven para resistir flexiones

biernan el giro de un cuerpo alrededor de un eje, en donde figuran los elementos de la masa, multiplicados por el cuadrado de la distancia al eje de giro.

En el caso de la estática y concretamente en el problema de deformación por flexión, este nombre no resulta muy afortunado. Sería más representativo llamarlo módulo de rigidez, o rigidez geométrica de la sección.

Se puede ver que la rigidez aumenta cuando crece el área de la sección, pero mucho más importante es el crecimiento de la distancia variable “y” a que se ubica cada una de las partes de la sección con respecto al eje neutro. El aumento de rigidez, o de momento necesario para girar el ángulo f , es proporcional al cuadrado de y porque las deformaciones, tensiones y fuerzas dF aumentan con la distancia, figs. 4.18.c.d.e, y los momentos que producen se obtienen multiplicando nue-

vamente por y, fig. 4.18.f, que aparece entonces dos veces como factor.

¿Qué implicancias tiene para el diseño de secciones esta magnitud?

Hay dos variables a manejar para lograr la rigidez seccional requerida: el área y la distribución del material con respecto al eje de flexión. Aumentar el área, es aumentar la cantidad de material, el costo del mismo y el peso de la estructura. Distribuir el material alejado del eje neutro lleva a distintas formas como las de la fig. 4.19, válidas cuando el eje de flexión es único. Para el caso del pandeo, en el que hay que lograr similar rigidez en todas las direcciones se generan otras secciones.

Entonces, para aumentar el momento de inercia se puede hacerlo a través del área, lo que cuesta dinero, o a través de la distribución del material, lo que implica esfuerzo creativo en el diseño seccional.



Cap IV

• SINTESIS Y CONCLUSIONES

Las acciones (fuerzas o momentos) producen ciertos efectos llamados deformaciones (corrimientos o giros).

La rigidez es la relación de causa a efecto, de acción a deformación.

No debe confundirse rigidez con resistencia; la primera hace a las deformaciones, la segunda hace a las tensiones y eventualmente a la rotura.

Las estructuras, o cada una de sus partes, no tienen una única rigidez. Tienen tantas rigideces como acciones distintas se les puedan aplicar.

La rigidez también depende de ciertos parámetros que hacen al material y a la geometría de la estructura.

El módulo de elasticidad E representa la rigidez del material cuando la acción es un esfuerzo axial o un momento flector.

El módulo de corte G representa la rigidez del material cuando la acción es un esfuerzo de corte o un momento torsor.

La rigidez es proporcional al área de la sección transversal en el caso de los esfuerzos axiales y a una función del área en el caso del esfuerzo de corte.

El momento de inercia representa la rigidez geométrica de una sección cuando la acción deformante es un momento flector.

En las estructuras hiperestáticas, donde colaboran varios mecanismos diferentes para lograr el equilibrio, las acciones se reparten entre ellos proporcionalmente a las rigideces respectivas.

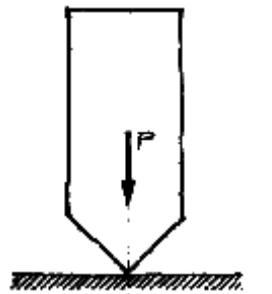


Cap V

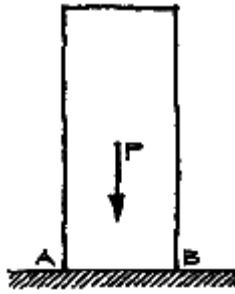
- LA ESTABILIDAD DEL EQUILIBRIO
- PANDEO



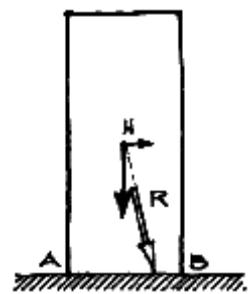
5 LA ESTABILIDAD DEL EQUILIBRIO • PANDEO



5.1 Equilibrio inestable.



5.2 Equilibrio estable de un cuerpo rígido.



5.3 Para valores pequeños de H el equilibrio es estable.

Cuando hablamos del equilibrio estático dijimos que debía ser estable, es decir, que cualquier mínima perturbación sólo podría causar mínimos efectos que desaparecieran al desaparecer la perturbación.

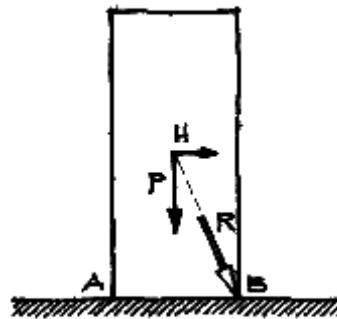
Por ejemplo, el cuerpo de la fig. 5.1, teóricamente al menos, podría estar en equilibrio si la recta de acción de su peso pasara exactamente por el punto de apoyo. Pero aún en ese caso, se trata de un equilibrio inestable, porque la más leve perturbación, el aleteo de una mosca, es suficiente para hacerlo caer.

El cuerpo de la fig. 5.2, simplemente apoyado en una superficie no deslizante, está en una situación de equilibrio estable. Pero la estabilidad no es absoluta sino relativa.

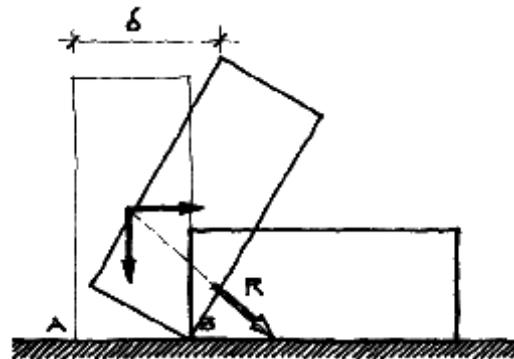
Supongamos que se aplica ahora una fuerza H creciente, fig. 5.3. La resultante de P y H es R. Mientras R caiga dentro del sector A-B, el sistema sigue en equilibrio estable.

Cuando por crecimiento de H, R pase justamente por B, es una situación límite: la del equilibrio inestable, fig. 5.4.

Si H supera mínimamente el valor anterior, o sea que R empieza a caer fuera de A-B, ya es suficiente para que el cuerpo vuelque, fig. 5.5. No hay equilibrio.

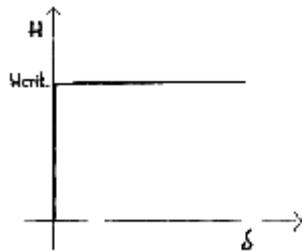


5.4 Situación límite. Cualquier aumento de H producirá el vuelco.



5.5 Si la resultante cae fuera de la base A-B se pierde el equilibrio.

5.6 Representación del corrimiento en función de H.



5.7 El empotramiento asegura totalmente la estabilidad del equilibrio de un cuerpo rígido.



5.8 Si el cuerpo puede sufrir deformaciones elásticas su estabilidad no es absoluta.



Se puede representar en un gráfico la relación entre H y el corrimiento d , fig. 5.6. Allí se ve que inicialmente H crece sin que se produzcan corrimientos. Pero hay un cierto valor de H a partir del cual los corrimientos crecen indefinidamente.

Ni el cuerpo, ni la base, se han roto al hacer este ensayo. Sin embargo, se ha llegado a una situación de crisis de la estructura. La fuerza que la produjo podría ser designada como carga crítica, H_{crit} .

Esta inestabilidad del equilibrio estático, del cuerpo supuesto totalmente indeformado, es una cuestión del tipo de vínculos entre los distintos elementos de la estructura.

En la fig. 5.7, se representa una barra similar, pero empotrada en la base. Si no hay deformaciones de la barra, cualesquiera sean los valores de P y H, los corrimientos serán nulos. El sistema goza de un equilibrio estático absolutamente estable.

Veamos ahora una barra esbelta, de un material que sufre deformaciones elásticas, el acero por ejemplo, fig. 5.8. Si suponemos la barra perfectamente recta y la carga perfec-

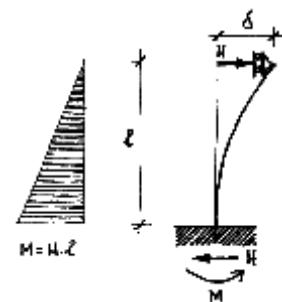
5.9 Corrimiento impuesto a la barra. Esta hace fuerza sobre el apoyo.



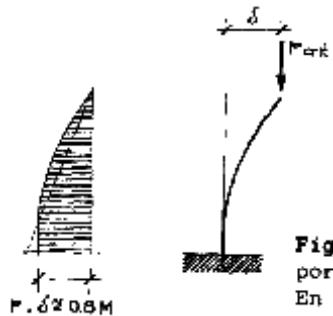
5.10 Si P crece llega un valor para el cual la barra comienza a despegarse del apoyo.



5.11 Diagrama de momentos producido por la fuerza H generada por el corrimiento.



5.12 Diagrama de momentos producido por la fuerza P sobre la barra deformada. En trazos, diagrama simplificado equivalente.



tamente centrada, se producirán solamente acortamientos y no corrimientos horizontales.

Supongamos que al extremo superior de la barra descargada se le impone un corrimiento d , no muy grande, fig. 5.9. Se produce una deformación elástica en la barra. Esta tiende a recuperar su forma original, pegándose al apoyo que le impuso el corrimiento. Si hacemos desaparecer el apoyo, la barra vuelve a su posición original y este proceso se puede repetir tantas veces como se quiera.

Ahora se aplica una fuerza P creciente, fig. 5.10, a la barra deformada. Esta fuerza produce, por su excentricidad con respecto al eje de la barra, flexiones que tienden a correr su extremo hacia la derecha, es decir, a despegarlo del apoyo.

Si la fuerza P es reducida, la tendencia a despegarse del apoyo será menor que la capacidad de recuperación elástica que tiene la barra. Al retirar el apoyo volverá a la posición original.

Si P es suficientemente grande, se despegará del apoyo corriéndose hacia la derecha. Al

aumentar el corrimiento aumenta la flexión, lo que aumenta el corrimiento, lo que aumenta la flexión, lo que.... Se produce una reacción en cadena que acaba con el equilibrio.

El valor límite de P , o sea, aquel en el cual se anula la reacción sobre el apoyo, y se llega al equilibrio inestable, se denomina carga crítica.

Se puede demostrar que la carga crítica es independiente del valor inicial d ; aún sin corrimiento el sistema es inestable.

El corrimiento d generado por una fuerza H , fig. 5.11, produce un diagrama de momentos lineal y la barra ejerce sobre el apoyo una fuerza H de valor

$$H = \frac{3EI.d}{l^3}$$

y como $M = H.l$ será:

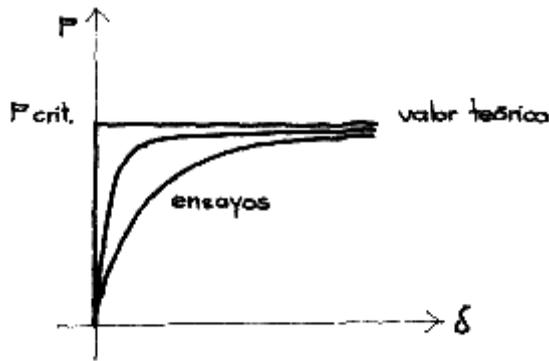
$$M = \frac{3EI.d}{l^2}$$

La carga crítica es aquella capaz de producir sobre la barra por ella curvada un corrimiento d igual al impuesto, fig. 5.12. En este caso cesa el efecto que imponía la deformación y es como si el apoyo no existiera más.

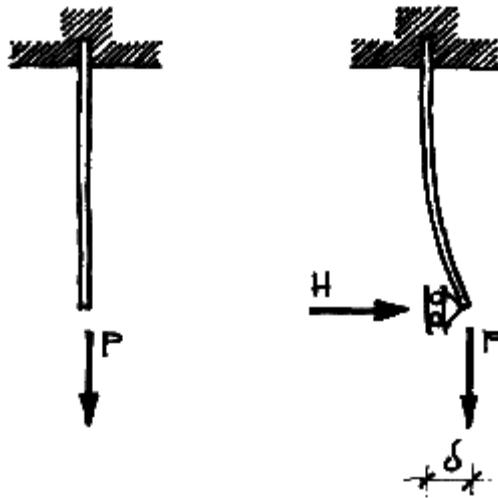
Como el diagrama de momentos reproduce la curva de la deformación elástica, su valor máximo será algo menor que $H.l$, digamos, para simplificar, un ochenta por ciento*.

*Recuérdese que según los teoremas de Mohr (viga conjugada) el corrimiento d es proporcional al momento con respecto al vértice, que produce el diagrama de momentos considerado como carga. Por eso se busca un diagrama simplificado equivalente.

5.13 Variación de P en función de d.



5.14 Una barra traccionada no puede pandear.



Entonces

$$P_{\text{crit.}} \cdot d = 0,8M$$

$$P_{\text{crit.}} \cdot d = \frac{0,8 \cdot 3EI d}{l^2}$$

Aquí se ve que $P_{\text{crit.}}$ no depende de d, y simplificando

$$P_{\text{crit.}} = \frac{2,4EI}{l^2}$$

El valor real del coeficiente que afecta al segundo miembro depende de la forma de la curva elástica de la barra deformada y fue estudiado por Euler hace ya más de doscientos años. En esta situación de vínculos es:

$$P_{\text{crit.}} = \frac{p^2}{4} \times \frac{EI}{l^2}$$

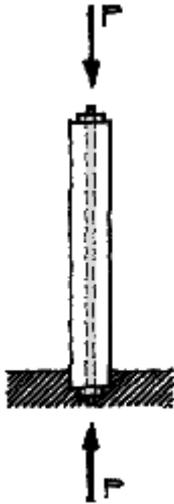
La representación gráfica de lo que ocurre con la carga P creciente se ve en la fig. 5.13.

Los ensayos reales no dan nunca la línea quebrada teórica, sino curvas asintóticas a $P_{\text{crit.}}$. Esto se debe a las imperfecciones en el centrado de la carga y en la rectitud de la barra. Cuanto más cuidadoso es el ensayo más se acerca a la curva teórica.

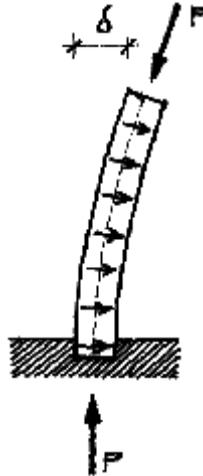
El pandeo es entonces una inestabilidad por deformaciones elásticas ya que estas aumentan la excentricidad de la carga y por consiguiente puede iniciarse la reacción en cadena que acaba con el equilibrio.



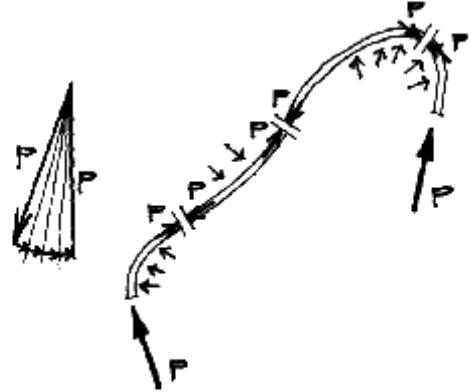
5.15 Esfuerzo de pretensado en una pieza recta.



5.16 Esfuerzo de pretensado cuando se curva la barra. No aparecen excentricidades adicionales.



5.17 El cable interno de los frenos de una bicicleta no produce pandeo en el tubo externo.



Una barra traccionada como la de la fig. 5.14, estará siempre en equilibrio estable, porque tanto la recuperación elástica de la perturbación como la excentricidad de P tienden a volver la barra a su forma original.

Hay otro tipo de cargas que no modifican su excentricidad con respecto a las secciones, por más que se deforme elásticamente.

Una pieza pretensada en sus extremos por un cable que recorre su interior está comprimida por una fuerza P en cada extremo, fig. 5.15.

Una fuerza H producirá una curvatura general de la pieza como se ve en la fig. 5.16. El cable se curva junto con la barra produciendo sobre ella fuerzas radiales hacia el

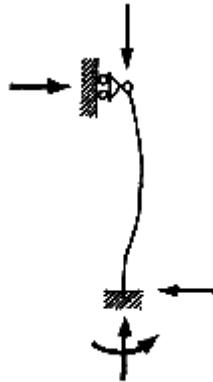
centro, Además de las fuerzas P extremas. En cualquier sección de la barra la resultante del esfuerzo de pretensado y las radiales sigue valiendo P y pasando por el mismo punto por donde pasaba antes de la deformación. No se producen excentricidades ni momentos adicionales. Al retirar H se volverá a la posición inicial.

El ejemplo más evidente, fig. 5.17, para mostrar la imposibilidad de producir pandeo comprimiendo un tubo por un cable que corre internamente, lo constituye el mecanismo de los frenos de una bicicleta. La vaina es extremadamente esbelta, puede ser curva incluso, pero cualquier sector del tubo exterior está sometido siempre a un esfuerzo P centrado. El pandeo es imposible.

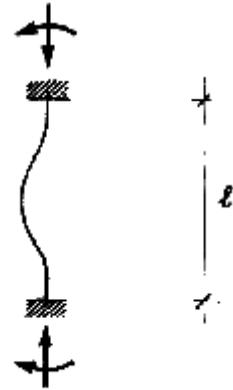
5.18 Barra con articulaciones en ambos extremos.



5.19 Barra con un extremo empotrado y otro articulado.



5.20 Barra con ambos extremos empotrados.



Para columnas con distintas condiciones de vínculo el coeficiente que multiplica a EI varía:

$$P_{\text{crit.}} = p^2 \times \frac{EI}{l^2} \quad (\text{fig. 5.18})$$

$$P_{\text{crit.}} = 2p^2 \times \frac{EI}{l^2} \quad (\text{fig. 5.19})$$

$$P_{\text{crit.}} = 4p^2 \times \frac{EI}{l^2} \quad (\text{fig. 5.20})$$

Se ve que cuanto mayor es la restricción en los extremos de la barra, mayor es la carga crítica.

En los casos de pórticos articulados en las bases, fig. 5.21, con vigas de gran rigidez, se está en una situación similar a la inicialmente estudiada,

$$P_{\text{crit.}} = \frac{p^2}{4} \times \frac{EI}{l^2}$$

En cambio, si la rigidez de la viga disminuye, gira el nudo, y disminuye rápidamente la carga crítica, fig. 5.22.

El caso límite, fig. 5.23, es cuando la viga no impide el giro del nudo, ya sea por falta de rigidez o por articulación. En ese caso la carga crítica tiende a cero y el sistema es directamente inestable.

Para el diseñador interesado en optimizar el aprovechamiento del material conviene relacionar la carga crítica con el área de la sección propuesta. Entonces se hablará de tensiones críticas; por ejemplo, para la barra biarticulada:

$$S_{\text{crit.}} = \frac{P_{\text{crit.}}}{A} = p^2 \times \frac{EI}{l^2 \cdot A}$$

Si la tensión crítica es mayor que la de fluencia, o de agotamiento, no se producirá el pandeo y se habrá aprovechado al máximo la capacidad resistente del material. En cambio, si la tensión crítica es inferior a la de fluencia, el colapso llegará por pandeo; si está muy por debajo de la tensión de fluencia el aprovechamiento será muy pobre y se trata de un mal uso del material. Es decir que la tensión crítica es un buen indicador de la eficiencia del diseño. La expresión anterior puede tomar otra forma haciendo la siguiente convención:

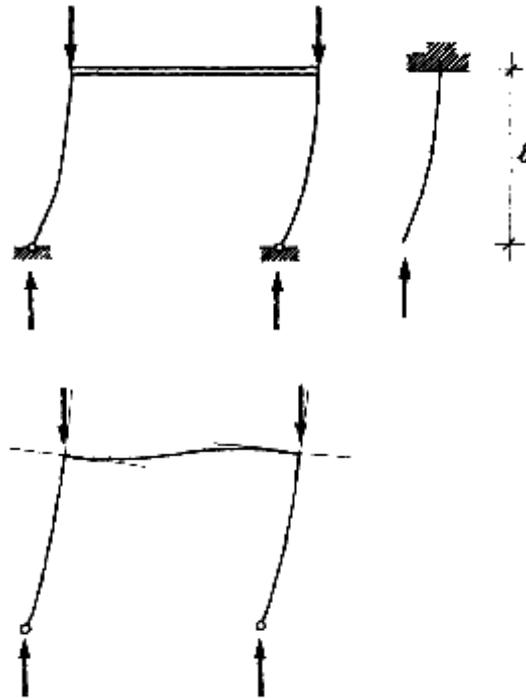
$$\frac{I}{A} = i^2$$

de donde

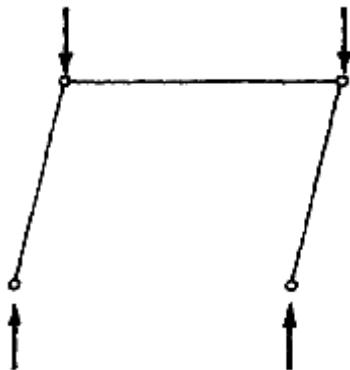
$$I = A \cdot i^2$$



5.21 Barra con extremo superior perfectamente empotrado pero permitido su corrimiento.

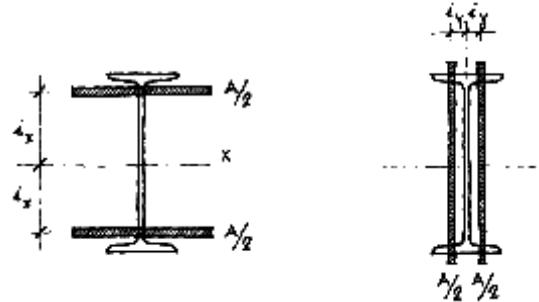


5.22 Barra con extremo superior elásticamente empotrado y con corrimiento permitido.



5.23 Si el extremo superior está articulado y tiene corrimiento libre el sistema es inestable.

5.24 Distancia representativa de los radios de giro i_x e i_y .



La longitud i , denominada radio de giro, representa la distancia constante a la que habría que colocar la totalidad del área para obtener el mismo momento de inercia $I = A \cdot i^2$

En la fig. 5.24 se representan secciones de iguales áreas y momentos de inercia que un perfil doble T, donde se indican los radios de giro i_x e i_y . Entonces reemplazando I/A por i^2 queda:

$$S_{\text{crit.}} = \rho^2 E \times \frac{i^2}{l^2}$$

y haciendo $\frac{l}{i} = l$, o sea $\frac{l^2}{i^2} = l^2$ queda

$$S_{\text{crit.}} = \rho^2 \times \frac{E}{l^2}$$

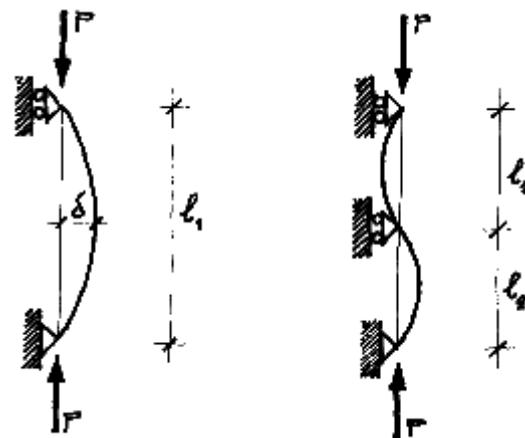
La relación l entre la longitud de la barra y el radio de giro se denomina esbeltez mecánica.

Esta sencilla expresión a la que se ha llegado nos permite ver cómo varía la tensión crítica y por ende la eficiencia del diseño de barras comprimidas.

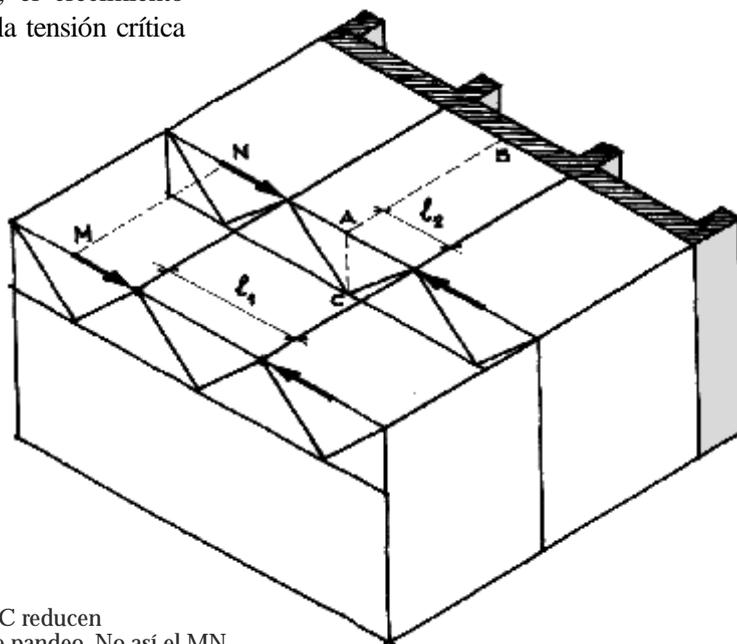
La tensión crítica es proporcional al módulo de elasticidad del material y no a la tensión de fluencia. Esto es muy importante en los aceros que tienen prácticamente el mismo módulo de elasticidad, cualquiera sea su límite de fluencia. Es decir que en el diseño de piezas comprimidas esbeltas no tiene objeto utilizar aceros de alta resistencia porque pandean bajo igual carga que los de resistencia normal.

En lo que se refiere a los vínculos ya se ha visto que el coeficiente inicial varía desde cero, cuando el sistema es inestable, hasta $4p^2$ para doble empotramiento, sin corrimiento. Convendrá restringir al máximo las posibilidades de movimiento de los extremos para aumentar la eficiencia.

La variable que más incide y en la que el diseñador debe poner mayor empeño es la esbeltez l . Es obvio que al estar elevada al cuadrado en el denominador, el crecimiento de l hace bajar rápidamente la tensión crítica



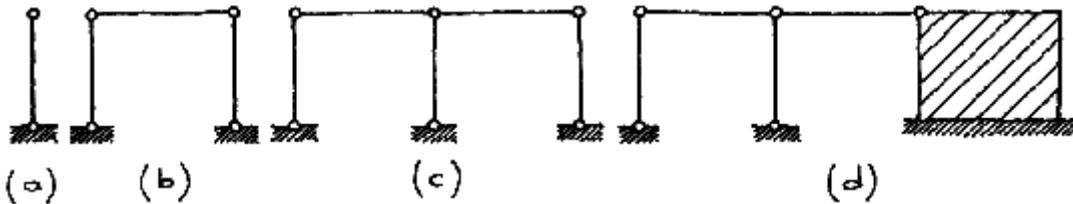
5.25 Variación de la deformación elástica de la barra al reducir la distancia entre puntos fijos.



5.26 Los arriostramientos AB y AC reducen efectivamente la longitud de pandeo. No así el MN.

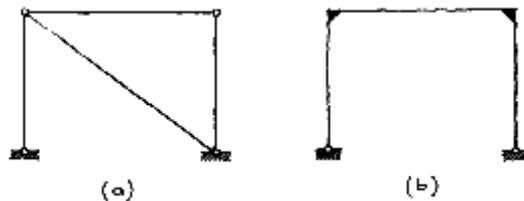


5.27 Los mecanismos (a), (b) y (c) son inestables.
La existencia del muro da estabilidad a todo el conjunto (d).



un nudo de la viga reticulada y puede impedir los movimientos verticales.

En cambio, un arriostramiento como el MN es totalmente ineficaz. Un elemento inestable no gana estabilidad por unirse a otro tan ineficaz como él, a menos que se origine un nuevo mecanismo estable en sí mismo y diferente del anterior.



5.28 Otras formas de lograr sistemas estables.

y el consiguiente aprovechamiento del material. Para reducir la esbeltez a veces se puede disminuir la longitud de la pieza buscando fijar puntos intermedios, fig. 5.25.

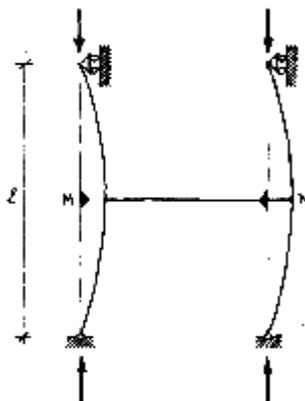
Esto es muy frecuente en barras comprimidas de reticulados, fig. 5.26. Las barras AB y AC, llamadas de arriostramiento, son efectivas porque hacen que la longitud de pandeo pase de l_1 a l_2 . Eso es cierto porque B pertenece al mecanismo estructural formado por el muro con contrafuertes capaz de impedir los movimientos horizontales. El punto C es

El mecanismo de la fig. 5.27.a es inestable y sigue siendo inestable en b y en c; es como pretender que un ciego guíe a otro ciego. Lo más que se puede lograr es que en vez de caer cada pieza sucesivamente en una dirección distinta, caigan todas simultáneamente en una misma dirección.

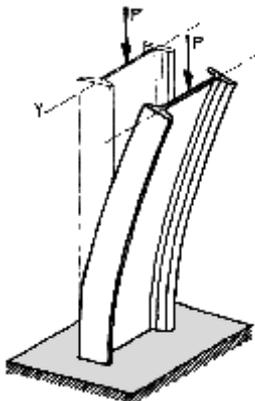
En cambio, el arriostramiento, o unión al muro estable de la fig. 5.27.d confiere estabilidad a todo el sistema.

La estructura de la fig. 5.28.a es estable porque la barra diagonal forma una triangulación inexistente en la fig. 5.27.b. El pórtico de la fig. 5.28.b es estable porque la viga rígida, unida rígidamente a las columnas, les impide el giro en el nudo superior. La posibilidad de deformación del pórtico de la fig. 5.28.b es totalmente distinta a la del mecanismo cinemático de la fig. 5.27.b.

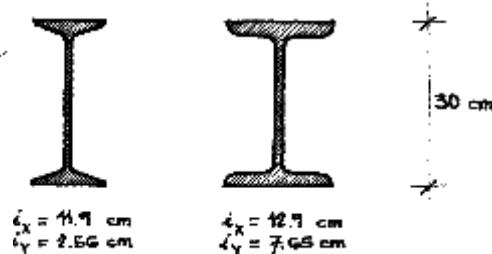
5.29 La barra MN no cambia la deformación ni reduce la longitud de pandeo.



5.30 El plano de pandeo es el Y, para esta situación de vínculos y relación de momentos de inercia.



5.31 Los perfiles de ala ancha aumentan su radio de giro mínimo para evitar el pandeo.



La barra MN, fig. 5.29, aún estando rígidamente unida a las columnas no modifica su posibilidad de deformarse y la longitud de pandeo sigue siendo l . No se ha modificado la esbeltez; no significa ninguna mejoría.

La otra manera de reducir la esbeltez consiste en aumentar el radio de giro, i .

Como

$$i = \sqrt{\frac{I}{F}}$$

es fácil advertir que, manteniendo el área de la sección, será necesario aumentar el momento de inercia I , es decir distribuir el material lo más alejado posible del centro.

Si la barra comprimida está vinculada nada más que en los extremos el pandeo se producirá según el plano de menor rigidez. Para el perfil doble T de la fig. 5.30 será el plano Y el de menor rigidez.

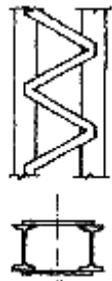
$$I_{\min} = I_y \ll I_x = I_{\max}$$

En elementos comprimidos de ese tipo hay que poner especial atención en el valor del I_{\min} , que es el que da la esbeltez máxima. La eficiencia aumenta cuando I_{\min} tiende a igualar a I_{\max} , o bien cuando i_{\min} tiende a i_{\max} .

Con ese objeto se fabrican los perfiles doble T de alas anchas. En la fig. 5.31 se compara un perfil normal con uno de ala ancha. Se puede apreciar que el mayor cambio se produce en el valor de i_y , que es el que gobierna el pandeo.

Otra forma de aumentar el radio de giro mínimo, fig. 5.32, es armar secciones compuestas por dos o más perfiles. En estos casos, se hace que I_y del conjunto sea algo mayor que I_x para compensar la mayor deformabilidad que se produce por la discontinuidad de las uniones.

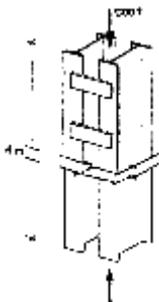




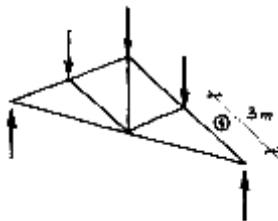
5.32 Las secciones compuestas logran que I_y supere a I_x .



5.33 Abollamiento local de un tubo de pared delgada, p. ej. un cilindro de papel.



5.34 Las cargas muy grandes requieren secciones muy robustas que no pueden pandear.



5.35 Para esfuerzos reducidos se obtienen piezas muy esbeltas que deben diseñarse esencialmente para evitar el pandeo.

En esta búsqueda de aumento de momento de inercia, manteniendo siempre la sección, se llega a las secciones tubulares. De todas ellas la más eficiente sería el tubo circular, aún cuando muchas veces pueden preferirse los tubos cuadrados por facilidad constructiva. Para aumentar el momento de inercia conviene disminuir el espesor de la pared del tubo y aumentar su diámetro. Pero esto tiene un límite que es el pandeo localizado de la pared, fig. 5.33. Hágase la prueba con un tubo formado por una hoja de papel y se podrá comprobar el abollamiento de la lámina.

De todos modos, la utilidad de aumentar el momento de inercia y reducir la esbeltez tiene un límite práctico. Cuando la esbeltez baja lo suficiente como para que la carga crítica supere ampliamente a la carga última de fluencia, es evidente que el colapso no puede producirse por pandeo. No es un problema de estabilidad del equilibrio sino de resistencia del material. Esta situación se da en los elementos que reciben cargas muy grandes en relación a su longitud. Por ejemplo, fig. 5.34, una columna metálica de planta baja de 4 m de altura y 500 t de carga, resulta de una robustez tal que no puede fallar por pandeo. En cambio, en el reticulado de la fig. 5.35, la barra del cordón que tiene 3 m de longitud y un esfuerzo de compresión de sólo 2 t, será tan esbelta que deberá diseñarse fundamentalmente a pandeo y procurar por todos los medios la reducción de esbeltez. Los reglamentos establecen esbelteces máximas que no deben sobrepasarse, aún cuando la carga sea insignificante.

En general, resulta más eficiente concentrar las cargas en pocos elementos más robustos que dispersarla en muchos pero más esbeltos.

A veces ocurre que las posibilidades de arriostramiento son diferentes según las distintas direcciones principales. En la fig. 5.36 se indica una situación de ese tipo. En cada dirección varía la posible configuración de pandeo, fig. 5.37. En un perfil doble T el radio de giro i_x es de tres a cinco veces mayor que i_y , pero la longitud equivalente de pandeo es $2h$ para i_x y se reduce a solamente $h/3$ para i_y . En estas circunstancias se justifica ampliamente la utilización de una sección con momentos de inercia y radios de giro muy distintos según las direcciones principales.

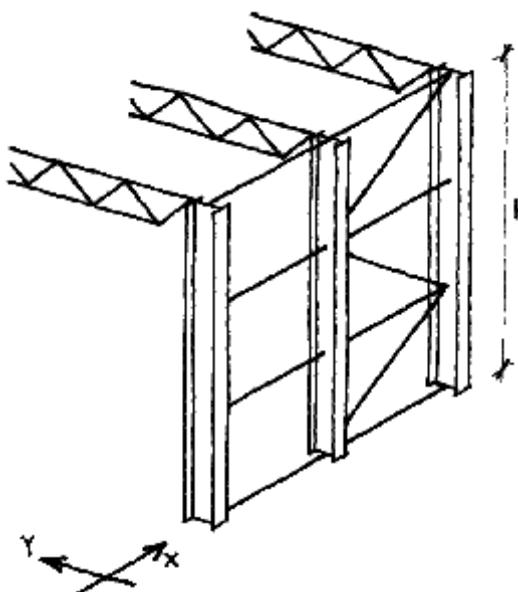
La inestabilidad elástica propia del pandeo se produce no sólo en barras rectas, como columnas o piezas de un reticulado. Puede pandear una barra curva comprimida como es un arco. Pueden pandear placas o láminas enteras, como las bóvedas delgadas, o más frecuentemente las almas en vigas metálicas de poco espesor.

Es muy peligroso también el pandeo de vigas muy esbeltas, fig. 5.38. El cordón comprimido puede desviarse lateralmente produciendo también una torsión; por esto es que la carga crítica depende no sólo de la rigidez flexional lateral sino también de la rigidez torsional.

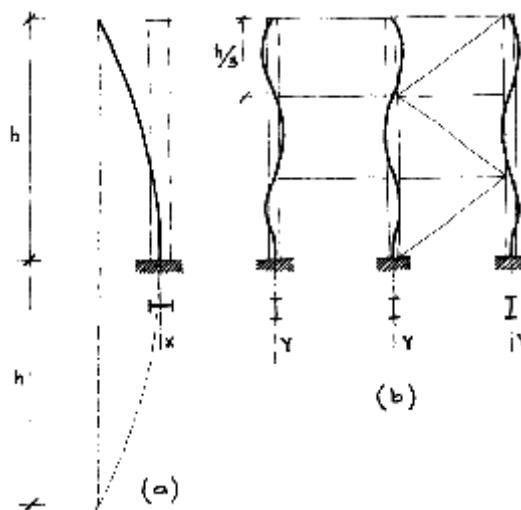
Para el caso de vigas de sección rectangular estrecha, fig. 5.39, con carga uniformemente repartida, según Timoshenko, la carga crítica de pandeo sería

$$q_{\text{crít.}} = 2,83 \cdot \frac{E \cdot b^3 d}{l^3}$$

Aquí se ve claramente que la disminución del ancho b es lo que provoca el pandeo,



5.36 Distintas posibilidades de arriostramiento en las direcciones X e Y.

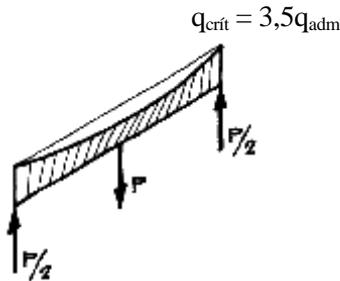


5.37 Distintas configuraciones de pandeo en las direcciones X e Y.



porque reduce ambas rigideces: torsional y flexional según Y.

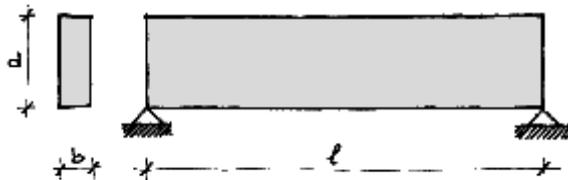
Lo más razonable desde el punto de vista del diseño es proporcionar adecuadamente las tres dimensiones de la viga, b, d y l, para que la carga crítica supere ampliamente a la carga última por flexión. Con el mismo criterio bastante conservador se podría hacer



5.38 Las vigas muy esbeltas pueden pandear lateralmente por efecto de la compresión desarrollada en una parte de la sección.



5.39 Viga de sección esbelta.



Veamos en el hormigón armado. Se supone un módulo de elasticidad $E = 80000 \text{ Kg/cm}^2$ y una tensión admisible de 60 Kg/cm^2 lo que corresponde razonablemente a un hormigón de resistencia característica de 130 Kg/cm^2 . El módulo de elasticidad del hormigón se toma bastante bajo para tener en cuenta que se trata de cargas de larga duración y se producen deformaciones por fluencia lenta. Estos valores no están muy lejos de los correspondientes a las maderas de construcción y pueden también servir de orientación para su diseño.

Con esas hipótesis y partiendo de la expresión que da $q_{\text{crít}}$, se llega a que si

$$b \neq \frac{\sqrt{d \cdot l}}{28}$$

no hay peligro de pandeo y basta verificar la resistencia. En la tabla de la fig. 5.40 se dan los valores mínimos del ancho b en función de la altura d, para distintas relaciones d/l.

Por ejemplo si se tuviera una viga de hormigón de 24 m de luz y 2 m de altura, sería

$$\frac{d}{l} = \frac{1}{12}$$

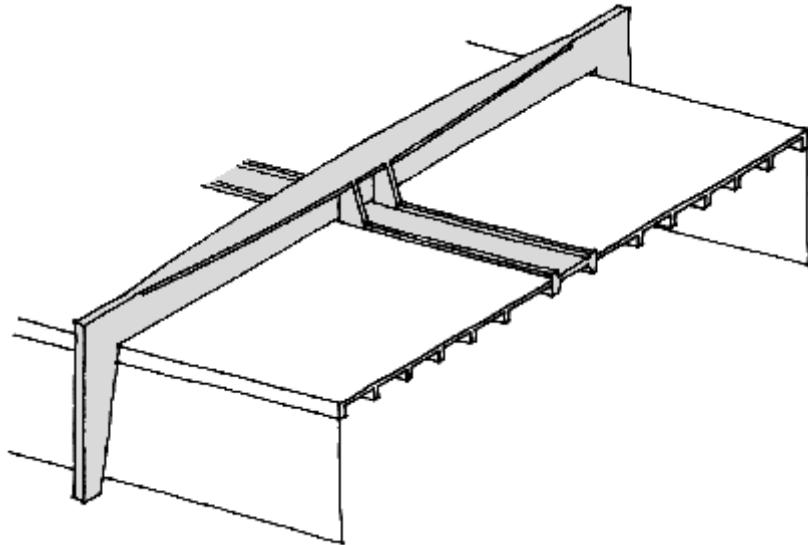
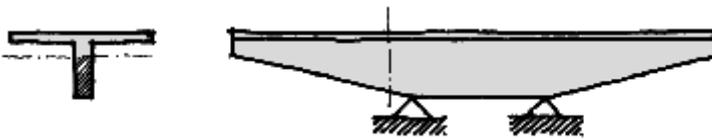
y entonces:

$$b_{\text{mín}} = \frac{d}{8,1} = \frac{2\text{m}}{8,1} = 0,25\text{m}$$

5.40 Tabla que da los anchos mínimos necesarios ($b_{\text{mín}}$) para evitar la verificación a pandeo, en función de la relación canto y luz, (d/l), para $E = 80.000 \text{ kg/cm}^2$.

d/l	1/20	1/15	1/12	1/10	1/9	1/8	1/7	1/6	1/5
b _{mín}	d/6,3	d/7,2	d/8,1	d/8,7	d/9,3	d/9,7	d/10,5	d/11,4	d/12,5

5.41 El alma de la viga puede pandear si la losa va por la zona traccionada.



5.42 Pórticos de Piscina Cubierta en Leverkusen.
Mecanismos para evitar el pandeo.

Una viga de menos de 0,25m de ancho estaría condicionada por el pandeo y no podría aprovechar toda su capacidad resistente a flexión. Es un mal diseño.

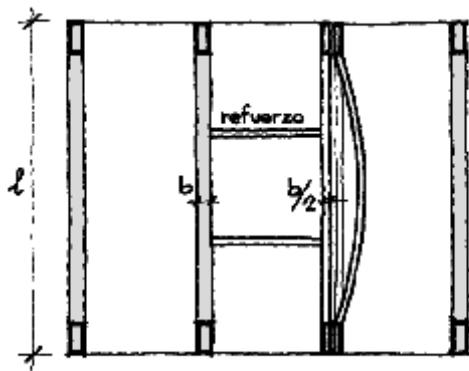
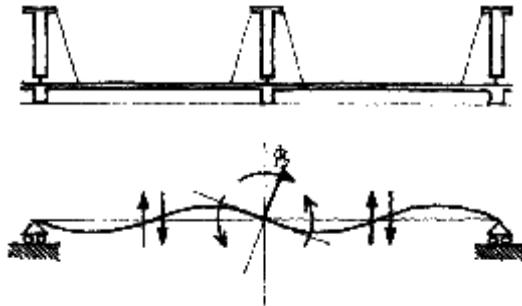
Este problema de pandeo lateral de vigas se da solamente cuando el cordón comprimido no tiene sujeción lateral.

Puede pandear una viga invertida en la zona de momentos positivos, o una viga hacia abajo de la losa en la zona de momentos negativos, fig. 5.41.

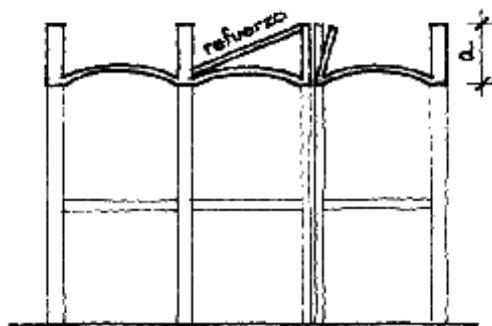
A veces se recurre a distintos artificios para impedir movimientos laterales y lograr mayor estabilidad.



5.43 Las vigas de cubierta y ménsulas reducen la posibilidad de rotación y evitan el pandeo.



(a)



(b)

5.44 El corte producido por la junta de dilatación no afecta a la resistencia pero agrava el problema de pandeo.

En las vigas de pórtico de la piscina cubierta de Leverkusen, además de las aletas que aumentan la rigidez lateral, fig. 5.42, las vigas y ménsulas centrales, fig. 5.43, hacen más difícil la rotación, es decir, aumentan la rigidez torsional impidiendo el pandeo.

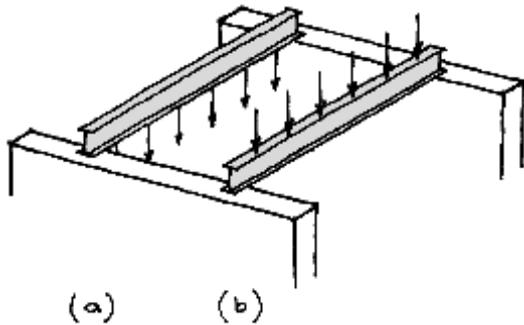
La aparición de una junta de dilatación puede llevar a problemas de pandeo por el cambio de esbeltez de las piezas, fig. 5.44.

Es muy frecuente que para hacer una junta de dilatación se corten columnas y vigas por su plano medio, reduciendo su ancho a la mitad. Esto es perfectamente válido en lo que hace a la resistencia. La mitad de ancho da la mitad de resistencia pero la mitad de zona de influencia de la carga da la mitad de sollicitación; la relación se mantiene.

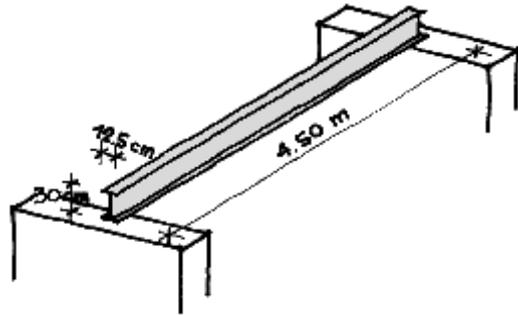
Pero la carga crítica no es proporcional al ancho sino al cubo del ancho. Reducir el ancho a la mitad significa reducir la carga crítica a una octava parte para cada viga, y a un cuarto para el conjunto de ambas. Esa reducción tan drástica puede hacer que el problema pandeo sea más exigente que el problema resistencia. Si es una estructura de hormigón armado es natural que el problema no se note al comienzo sino al paso de los años, cuando el módulo de elasticidad final alcanza a la tercera parte del inicial. Así es que pueden aparecer deformaciones laterales crecientes, preanunciadoras de un pandeo casi seguro, fig. 5.44.b. Si no se colocan a tiempo refuerzos que reduzcan la longitud de pandeo se corre un serio peligro de colapso.

Las vigas formadas por perfiles metálicos doble T también pueden llegar a pandear, fundamentalmente porque la rigidez torsional es muy baja. También hay que tener en

5.45 La viga (a) con la carga aplicada abajo, es más estable que la (b) con la carga arriba.



5.46 Este perfil doble T no es suficientemente estable si la carga está aplicada abajo.



cuenta la forma de aplicación de la carga. La viga es más estable cuando la carga se aplica en la parte inferior, fig. 5.45.a, que cuando está en la parte superior, fig. 5.45.b.

Por ejemplo, en un perfil normal doble T de 30 cm de alto y 4,50 m de luz, sin arriostramiento lateral, fig. 5.46, si la carga está aplicada abajo la tensión crítica llega a 3.300 Kg/cm^2 , pero si está arriba, sólo alcanza los 2.050 Kg/cm^2 . Aún en el mejor de los casos, en que la tensión crítica supera a la tensión de fluencia, si se verifica la resistencia con una tensión admisible de 1.400 Kg/cm^2 el coeficiente de seguridad a pandeo sería sólo $3.300/1400 = 2,35$, que es relativamente bajo.

Se ve entonces que para una viga doble T una relación $l/d = 15$ ya entra en el campo donde hay que preocuparse por el pandeo. Para perfiles menores se podría admitir mayores valores de l/d porque la relación I_y/I_x aumenta y se hace más estable. Por el contrario los perfiles más grandes son más inestables. Todo esto indica que hay que ser muy

cuidadoso con el diseño de vigas aisladas. Lo más recomendable es utilizar los otros elementos existentes en la construcción, cubiertas, entrepisos, etc., para evitar la deformación lateral.

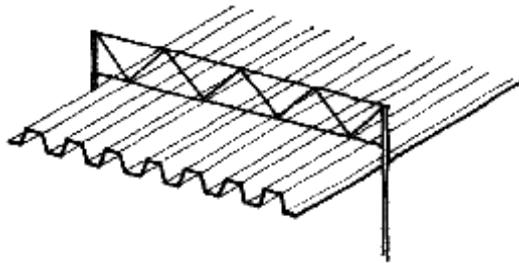
Las vigas reticuladas son aún más susceptibles de pandear.

El conocido caso de las cubiertas para estaciones de servicio, o ventas de automóviles, donde la viga reticulada sostiene una chapa plegada es uno de los más peligrosos, fig. 5.47. Si la viga está colocada por debajo el problema no existe porque la chapa plegada impide la deformación lateral del cordón comprimido, fig. 5.48.

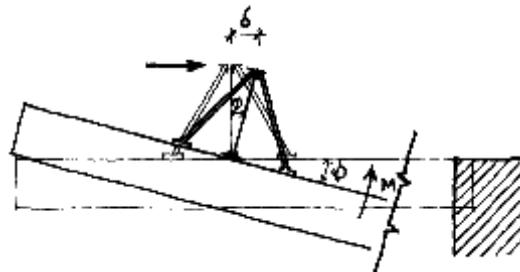
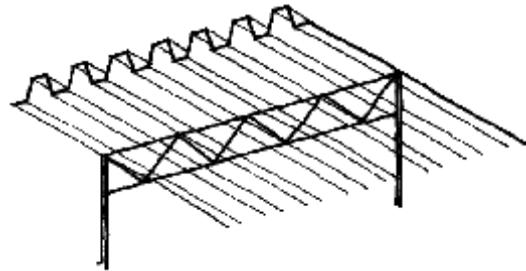
Sin embargo, en cierta época del movimiento moderno hubo un rechazo hacia las formas triangulares. La solución era ocultar la viga poniéndola sobre el techo. Así también se produjo algún colapso, afortunadamente no muy grave, por ser construcciones livianas y haberse dado inmediatamente después del montaje.



5.47 | Viga reticulada sin arriostramiento del cordón comprimido. Hay peligro de pandeo lateral.



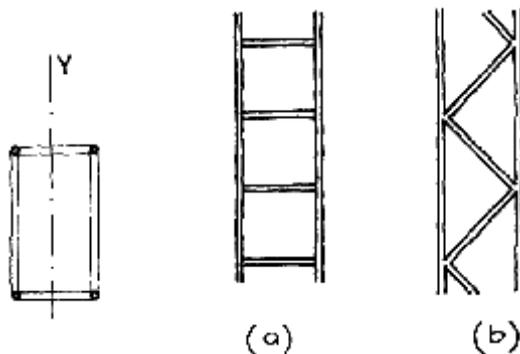
5.48 | La cubierta puede usarse para impedir el pandeo lateral de la viga.



5.49 | Uniendo el cordón comprimido a la cubierta se impide su movimiento lateral.

De todos modos, si se quiere adoptar la solución de la fig. 5.47, antes de afinar los cálculos de pandeo, será preferible diseñar mecanismos aptos para reducir la posibilidad de pandeo del cordón comprimido. Las soluciones son varias.

Se pueden colocar riendas cada tanto que unan el cordón superior con la cubierta, fig. 5.49. Se hace muy difícil correr horizontalmente el cordón superior porque el giro ϕ se trasmite a la cubierta, la que genera un momento equilibrante. Se utiliza la gran rigidez flexional de la chapa plegada para impedir la torsión de la viga. Es una manera de aumentar la rigidez torsional.



5.50 | Viga de cordones dobles para aumentar la rigidez lateral; (a) sistema aporcado, (b) sistema triangulado.

Otra forma sería desdoblar la viga en dos para aumentar el momento de inercia I_y , como se ve en el corte de la fig. 5.50.a. El arriostramiento horizontal entre cordones comprimidos de la fig. 5.50.c es mucho más eficiente que el de la fig. 5.50.b. Es más rígido un sistema triangulado que uno aporcado.

También es conveniente, fig. 5.51, que las triangulaciones de las caras horizontales y verticales coincidan, formando las diagonales dos líneas helicoidales, tirabuzones, continuas y opuestas. Esto aumenta la rigidez torsional.

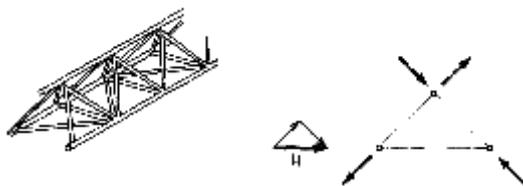
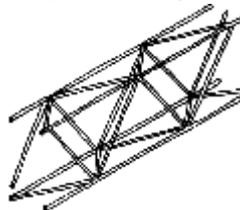
Descomponer en dos el cordón comprimido significa reducir a la mitad la carga en cada una de las barras, con lo que aumenta la esbeltez y disminuye la eficiencia.

Se podría proponer la solución de la fig. 5.52, en la que la fuerza H se descompone en dos, según las direcciones de ambas vigas inclinadas. Se aumenta así la rigidez lateral. Para aumentar la rigidez torsional conviene triangular el plano inferior.

Si un maestro del Movimiento Moderno como Mies Van der Rohe, fig. 5.53, quiere utilizar todo el valor expresivo de la viga reticulada para marcar el contraste entre estructura y envolvente, deberá entonces diseñar en función de la carga crítica aún cuando no se aproveche totalmente la capacidad resistente del material. Dentro de este esquema básico se han preferido barras con forma de tubos cerrados, que le confieren al conjunto mucho más rigidez torsional que los perfiles laminados abiertos. Esta afirmación se comprueba fácilmente comparando la deformación por torsión de la hoja de una ventana cuyo bastidor está hecho con perfiles laminados doble contacto, con otra formada por tubos de chapa doblada.

El colapso por pandeo es mucho más peligroso que la situación de rotura por falta de resistencia. En materiales dúctiles como el acero, se va llegando poco a poco al agotamiento de las secciones por una plastificación

5.51 Reticula triangulada continua que brinda también rigidez torsional a la viga.



5.52 Viga reticulada espacial. Buena rigidez lateral y torsional.



5.53 Proyecto para el teatro de Mannheim, de Mies Van der Rohe.

gradual de la misma. Aparecen también en forma creciente grandes deformaciones que preanuncian el colapso con suficiente tiempo como para desalojar la construcción, disminuir las cargas, reforzar la estructura y evitar males mayores. En un material semidúctil como el hormigón armado, la fluencia del acero y la incipiente plastificación del hormigón, van acompañadas por una fisuración, o agrietamiento, indicativos del peligro. Algo similar ocurre en las construcciones de mampostería. En cambio, al alcanzar la carga crítica de pandeo, se produce un cambio tan repentino que el colapso es casi inmediato y



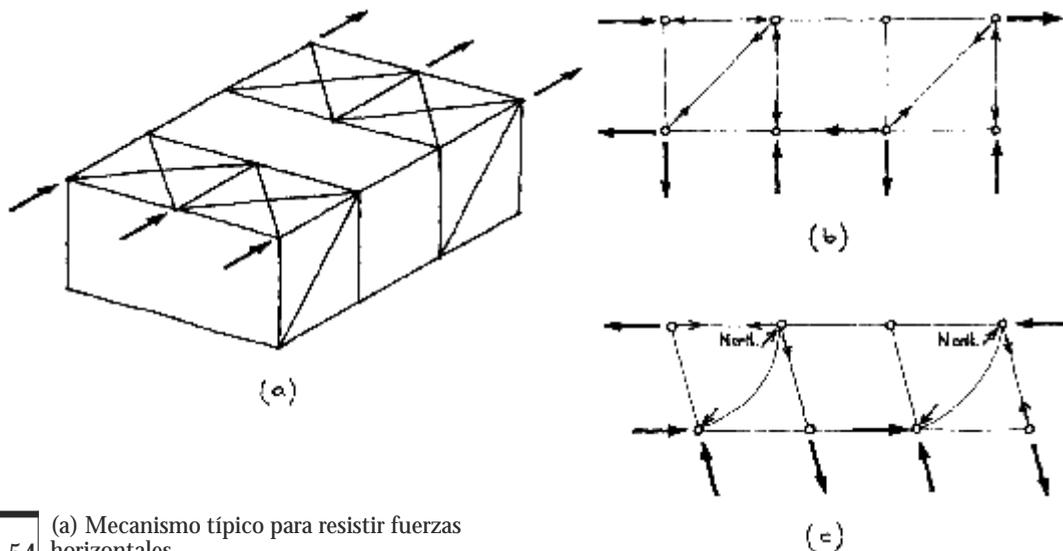
total. Por ese motivo, los coeficientes de seguridad a pandeo son generalmente mucho más elevados que los de flexión. Incluso es común que para barras rectas comprimidas se use un coeficiente de seguridad variable; por ejemplo en acero, 1,7 para piezas muy robustas, a 2,5 para esbelteces mayores que 100. Todo esto indica el cuidado que se debe poner al diseñar piezas donde existan compresiones, columnas, barras de reticulados, cordones comprimidos de vigas esbeltas, almas de vigas trabajando a corte, etc.

Sin embargo, se puede admitir la existencia de ciertas partes de la estructura que hayan llegado a su carga crítica si se cumplen las siguientes condiciones: que la estructura siga siendo estable aunque desaparezca la pieza pandeada y que las deformaciones de la pieza

pandeada no perjudiquen a ningún elemento constructivo.

Veamos algunos ejemplos. En la fig. 5.54.a se ve un típico esquema de planos resistentes verticales formados por una triangulación para resistir las fuerzas horizontales que produce el viento en las fachadas. En la fig. 5.54.b se indican las fuerzas actuantes en cada nudo. Las diagonales trabajan a tracción y el sistema es estable.

Si el viento cambia de sentido, fig. 5.54.c, las diagonales quedan comprimidas. Si las diagonales son muy esbeltas, como ocurre en la generalidad de los casos, tendrán una carga crítica muy reducida, a partir de la cual el sistema es inestable. Despreciando la capacidad de las diagonales para resistir compresiones, el sistema es directamente inestable, para ese sentido de cargas de viento.



5.54 (a) Mecanismo típico para resistir fuerzas horizontales.
(b) La carga hacia la derecha produce tracciones en las diagonales.
(c) Al cambiar el sentido de la carga las diagonales pandean.

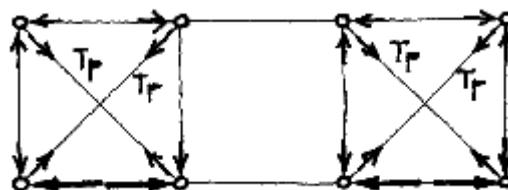
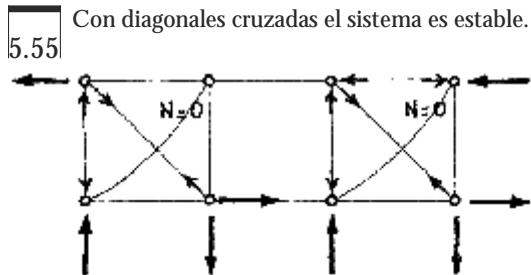
Si se agregan diagonales cruzadas con las anteriores, fig. 5.55, el sistema vuelve a ser estable, aunque se supriman las diagonales que comienzan a pandear.

El inconveniente que pueden presentar las barras que se aflojaron por pandeo es que al cambiar rápidamente el sentido de la carga, pasan a estar traccionadas produciendo un tirón busco, que es mucho más perjudicial que la misma carga aplicada en forma progresiva, o casi estática. Los elementos de unión, chapas agujereadas, bulones, etc., son los más perjudicados por este efecto de impacto. Como solución, fig. 5.56, suele recurrirse a una ligera tracción previa T_p , que se da a las diagonales para que no lleguen a aflojarse.

En la fig. 5.57 se ve una viga apoyada sobre tres pilares. Si ninguno de ellos desciende le corresponde el diagrama de momentos de la fig. 5.57.b. Pero si la columna central llegara a pandear debido a su esbeltez, la reacción R_b no podría superar el valor de la carga crítica. Cualquier incremento de la carga deberá ser equilibrado exclusivamente por las reacciones R_a y R_c , es decir como si la viga tuviera la luz total A-C.

La deformación sería la de la fig. 5.58.a y su correspondiente diagrama de momentos se aproxima cada vez al de la viga de luz A-C, fig. 5.58.b.

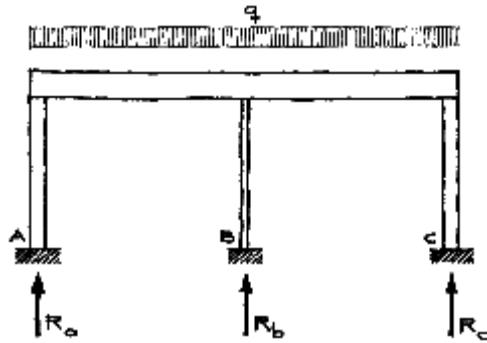
Si las columnas externas y la viga están preparadas para resistir la sollicitación el sistema es estable y resistente. Puede admitirse siempre y cuando la deformación lateral de la columna y el descenso no produzcan rotura de vidrios, mal funcionamiento de las aberturas, etc. En este caso sería preferible separar totalmente la columna B y apoyar la viga exclusivamente en A y C, fig. 5.59.



5.56 Conviene dar un ligero pretensado a las diagonales.



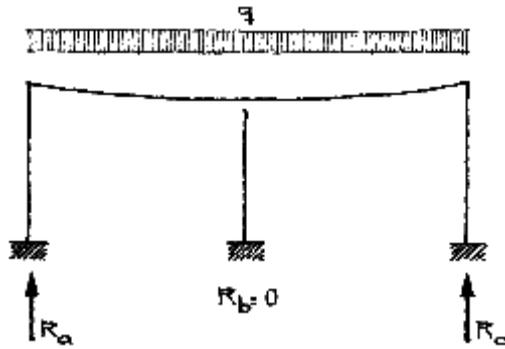
5.57 | Viga con uno de sus tres apoyos muy esbeltos.



(a)



(b)



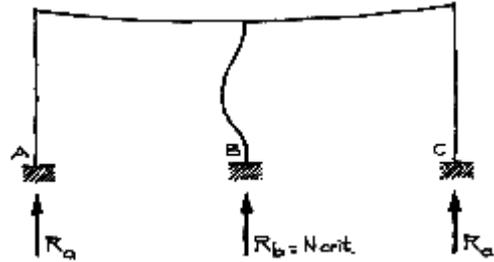
(a)



(b)

5.59 | Columna central separada de la viga.

5.58 | (a) Columna que ha alcanzado la carga crítica.
(b) Diagrama de momentos correspondiente.

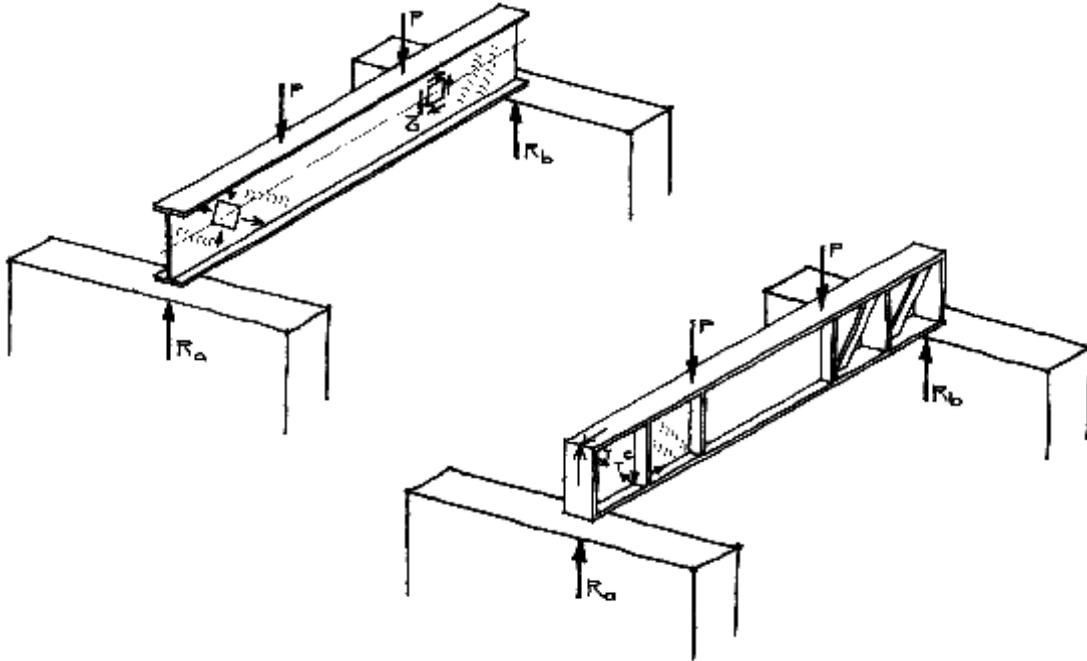


(a)



(b)

5.60 Pandeo del alma comprimida diagonalmente.



En un perfil metálico como el de la fig. 5.60, si la chapa del alma es muy esbelta y los esfuerzos de corte son grandes, puede producirse un pandeo o abollamiento de la misma, haciendo inestable el equilibrio. Las llamadas tensiones de corte t equivalen a tracciones y compresiones diagonales. Estas compresiones son las que producen el pandeo. Para evitarlo se pueden colocar rigidizadores en las zonas de esfuerzos de corte importantes, como se ve en la fig. 5.61. Aunque pandee el alma, como se representa en la parte cercana al apoyo A, permanece el esfuerzo de tracción T en la otra diagonal, que junto con el esfuerzo de compresión C que puede desarrollar el rigidizador vertical, configuran un sistema estable. Este sistema es equivalente a la triangulación representada en el extremo B, donde se ha eliminado la diagonal comprimida y pandeada.

5.61 Rigidizadores de alma que trabajan a compresión.



Cap V

• SINTESIS Y CONCLUSIONES

El pandeo es una situación de inestabilidad del equilibrio por deformaciones elásticas, o plásticas, de la estructura. Se produce exclusivamente en elementos comprimidos esbeltos.

Se trata de un paso brusco de una situación de equilibrio a otra de grandes deformaciones que pueden llevar al colapso.

Para lograr un buen aprovechamiento del material hay que reducir la esbeltez.

Se puede reducir la esbeltez disminuyendo las longitudes de pandeo, o sea, colocando arriostramientos intermedios que se unan a puntos mucho más rígidos que el elemento

que se quiere rigidizar.

También disminuye la esbeltez al aumentar el radio de giro de la sección de las barras, o el espesor y la curvatura de las chapas.

Los tubos cerrados son ventajosos en los casos de pandeo torsional.

Los coeficientes de seguridad a pandeo serán siempre mayores que los de rotura dúctil, porque se trata de un colapso total y sin previo aviso.

Pueden admitirse partes pandeadas, si esas partes no son imprescindibles para la estabilidad del conjunto.



Cap VI

- LA EFICIENCIA



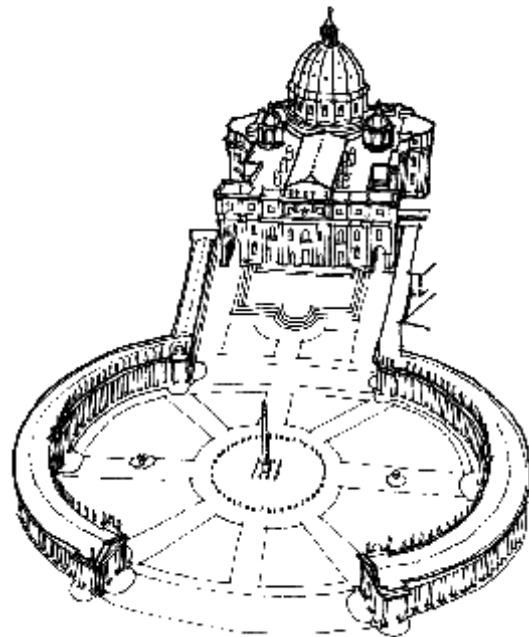
El papel específico que desempeña una estructura dentro de un conjunto arquitectónico es el de soportar cargas.

Nunca puede renunciar a esa función primaria que la distingue y debe hacerlo en forma permanente a lo largo de toda la vida útil del edificio, es decir perdurando en el tiempo. Además es muy frecuente que la estructura sea el elemento principal para la configuración de los espacios arquitectónicos ya sea formando cubiertas o envolventes en general, contribuyendo a acondicionar el espacio y a darle ciertas posibilidades de uso y calidad arquitectónica.

Aunque la columna sea el prototipo del elemento portante, la columnata de Bernini, fig. 6.1, no es valorada por el mayor o menor aprovechamiento de su capacidad resistente sino por la generación y calificación de un extraordinario espacio urbano y llega a constituir un verdadero patrimonio cultural de la humanidad.

Como se ve, estos diferentes objetivos que puede tener una estructura son de naturaleza muy diversa y no tienen una unidad de medida común. Más aún, algunos de ellos no son magnitudes físicas y no pueden ser medidos objetivamente. ¿Qué unidad se usaría para medir la calidad expresiva lograda por una estructura?

6.1 El máximo logro de esta columnata no reside en su capacidad de soportar cargas.



La construcción de cualquier estructura requiere un cierto consumo de recursos de distinta índole: materiales, mano de obra, equipos, además de conocimientos científicos y tecnológicos. La evaluación de estos recursos puede llegar a hacerse en una unidad común. El presupuesto de la obra es la suma de todos ellos expresada en una unidad monetaria. Por supuesto que tanto la disponibilidad de recursos como el costo, son totalmente variables de un momento histórico a otro, y de un lugar geográfico a otro.

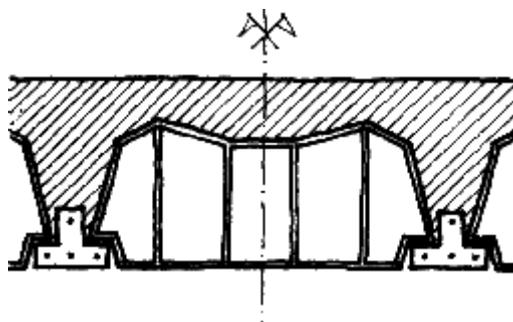
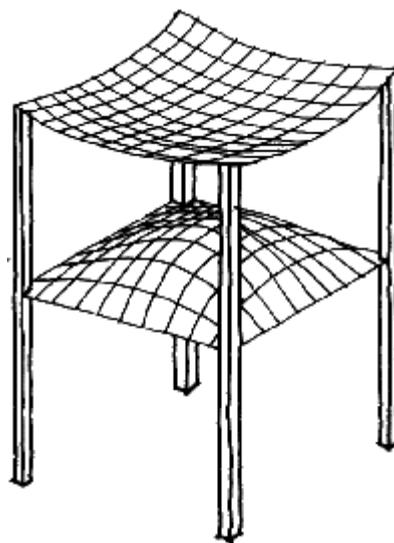
Los recursos para construir cualquier obra son siempre limitados y también costosos. Es natural entonces que se procure alcanzar el máximo de objetivos con el mínimo de recursos. Así nace el concepto de eficiencia como la relación entre los resultados obtenidos y los medios empleados. Esta eficiencia global, en la que se tienen en cuenta todos los aspectos sobre los que influye la estructura, es la que verdaderamente interesa.

La incidencia de la estructura en el conjunto del edificio se puede poner en evidencia a través de muchos ejemplos.

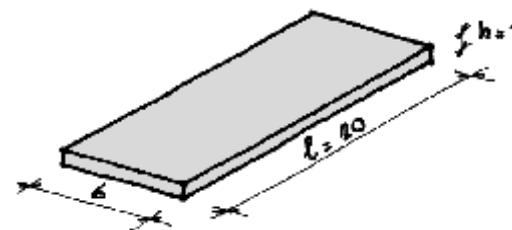
Una cubierta metálica liviana puede tener muchas ventajas por su bajo peso, menor acción sísmica, reducción en soportes y fundaciones, con respecto a una cubierta pesada de hormigón armado. Pero la mayor aislación e inercia térmica de esta última puede ser una ventaja decisiva en determinados climas.

La estructura de un entrepiso membranal, o laminar, fig. 6.2, podría hacerse con mucho menos material que el clásico entrepiso de vigas y losas, que trabaja esencialmente a flexión. Pero es obvio que sólo las superficies

6.2 Los entrepisos laminares no son adecuados para las actividades de un edificio normal.



6.3 Sistema constructivo simple para lograr formas complejas de mayor eficiencia.



6.4 Laja de piedra de proporción 1 a 20.



planas y horizontales son aptas para las actividades humanas habituales.

Una estructura extremadamente flexible puede ser muy resistente, pero requerir dispositivos muy complejos para una colocación de aberturas y cerramientos que impida su rotura o mal funcionamiento.

Las complejidades de forma y sección de las piezas estructurales lleva generalmente a complicaciones en los elementos constructivos, con lo que se pierde lo que se ganó en el mejor aprovechamiento de la resistencia del material. A menos que se inventen sistemas constructivos simples, como los de losas nervuradas con elementos prefabricados, fig. 6.3.

Todo esto muestra que las decisiones que toma un diseñador tienen en cuenta muchos aspectos y no sólo el comportamiento mecánico de la estructura. Así también se ve que los intentos por optimizar el diseño se complican por la multiplicidad de variables complejamente relacionadas, y definitivamente se estancan cuando las variables no encuentran una unidad común, e incluso su evaluación es más subjetiva que objetiva.

Sin embargo, conviene tratar de establecer alguna manera de comparar las posibilidades

de cada tipo estructural, o de las variantes de un tipo. Para esto se introduce la idea de eficiencia estática como la relación entre la carga útil y el peso propio de la estructura. A pesar de todas las limitaciones que puede tener esta definición, ya que el único logro considerado es la capacidad portante y no hay ninguna evaluación económica de los medios empleados, el concepto es válido porque de él se pueden extraer algunas sugerencias, muy generales, pero también muy útiles, para el diseño estructural. Justamente, por no hacer evaluaciones económicas tan sujetas al momento y al lugar, y por analizar condiciones intrínsecas de la mecánica estructural, las conclusiones son más universales y permanentes.

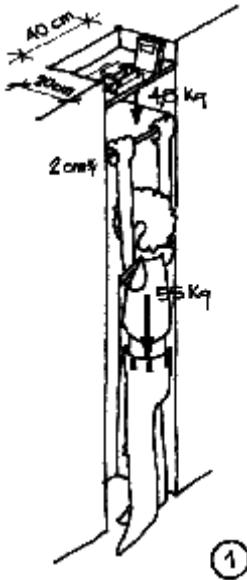
Imaginemos una laja de piedra trabajando a flexión, con una resistencia a tracción de sólo 45 Kg/cm² y un peso específico de 3 Kg/dm³. Supondremos un coeficiente de seguridad de 2.

En todos los casos se mantendrá la relación $h/l = 1/20$. La eficiencia es independiente del ancho b ya que tanto el peso propio como la capacidad portante son directamente proporcionales al ancho, y su relación no cambia fig. 6.4.

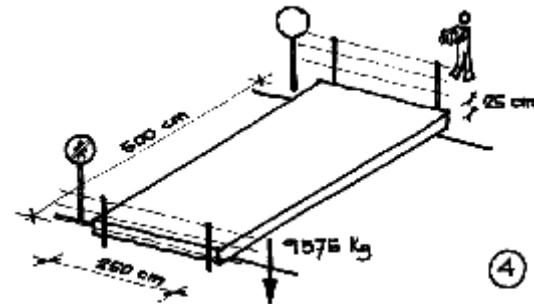
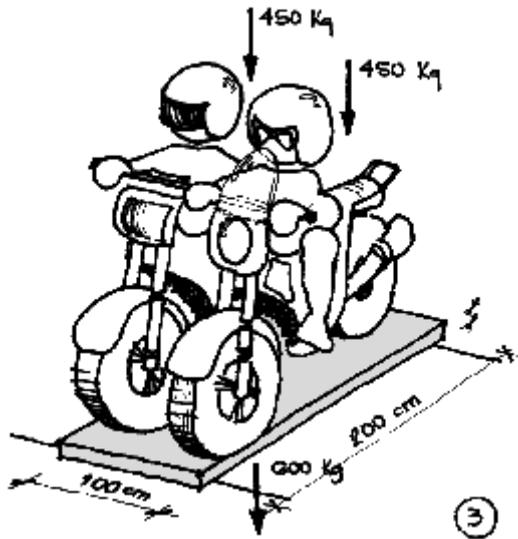
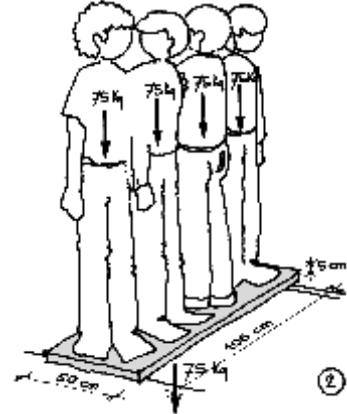
Designac.	h (cm)	b (cm)	l (cm)	σ_g Kg/cm ²	$\sigma_{\text{útil}}$ Kg/cm ²	eficiencia	Escala
①	2	20	40	1,8	20,7	11,5	1
②	5	50	100	4,5	18,0	4,0	2,5
③	10	100	200	9,0	13,5	1,5	5
④	25	250	500	22,5	0	0	12,5
⑤	50	500	1000	45	rompe por su propio peso		25

6.5 Tabla que muestra la disminución de la eficiencia, cuando aumenta la escala en la laja.

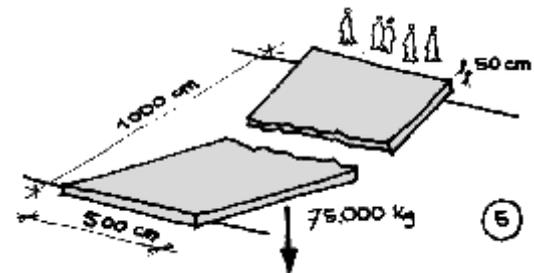
Factor de escala 1,0.
 6.6 Eficiencia 11,5.



Factor de escala 2,5.
 6.7 Eficiencia 4,0.



Factor de escala 12,5.
 6.9 Eficiencia 0.



Factor de escala 5,0.
 6.8 Eficiencia 1,5.

Factor de escala 25.
 6.10 Colapsó.



El procedimiento es, fijar las dimensiones, calcular el peso por unidad de longitud, luego el momento máximo que dividido por el módulo resistente da la tensión de trabajo. La diferencia entre la tensión de trabajo y la admisible es la tensión aprovechable para la carga útil.

Si $b = 20 \text{ cm}$,
 $h = 2 \text{ cm}$,
 $l = 40 \text{ cm}$,
 se tendría:
 $A = 40 \text{ cm}^2$,
 $g = 0,12 \text{ Kg/cm}$ y
 $M = 24 \text{ Kg.cm}$.

Como $W = 13,3 \text{ cm}^3$, se tiene:

$$S_g = 1,8 \text{ Kg/cm}^3$$

Como $S_{adm} = 45 / 2 = 22,5 \text{ Kg/cm}^2$

$$S_{\text{útil}} = S_{adm} - S_g = 22,5 - 1,8 = 20,7 \text{ Kg/cm}^2$$

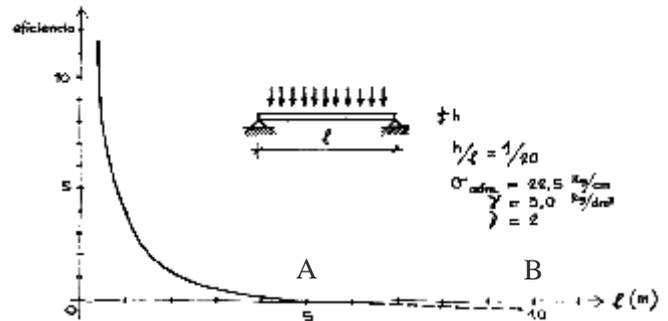
La eficiencia estática es la relación entre la carga útil y peso propio, o entre las respectivas tensiones.

$$\text{eficiencia} = \frac{S_{\text{útil}}}{S_g} = \frac{20,7}{1,8} = 11,5$$

Siguiendo este camino y variando la escala de la construcción se pueden completar los valores que aparecen en la tabla de la fig. 6.5 y cuyos resultados están graficados en las figs. 6.6 a 6.10.

De acuerdo a estos resultados se puede representar la variación de la eficiencia en función del tamaño de la estructura, según se ve en la fig. 6.11.

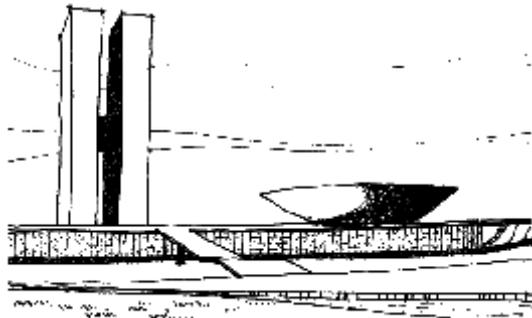
6.11 Gráfico que muestra la caída de la eficiencia cuando aumenta el tamaño de la estructura.



Todos los tipos estructurales tienen curvas de forma similar a esta, con distintos valores en cada caso.

En primer lugar se puede advertir que cuando el tamaño de la estructura aumenta la eficiencia tiende rápidamente a cero. Es decir que las estructuras pequeñas son intrínsecamente más resistentes que las grandes. Esto ya lo sabía Galileo cuando afirmaba en su “Dialogo delle nuove scienze”, de 1638, que “quien quisiera mantener en un enorme gigante la proporción que tienen los miembros de un hombre común, debería encontrar una materia mucho más dura y resistente para formar sus huesos, o aceptar que su vigor fuese, en proporción, mucho menor que el de los hombres de estatura mediana”. También llegó a enunciar el principio de que existe una dimensión máxima para toda estructura, a partir de la cual “todo cuerpo más grande, impotente para resistir su propio peso, se quebrará”.

6.12 Conjunto legislativo de Brasilia.



6.13 Supuesta losa plana de 70 m de luz para cubrir la Cámara de Diputados.



El punto A de la fig. 6.11 corresponde a la situación de la fig. 6.9. La eficiencia es nula. El cuerpo sólo es capaz de resistir su propio peso en forma aceptablemente segura, pero no admite ninguna carga útil. Si se duplica la dimensión, fig. 6.10, el coeficiente de seguridad se reduce a 1, y a partir de allí el cuerpo se rompe.

El punto A constituye, al menos teóricamente, el límite de aplicación del tipo en estudio. En la práctica, al acercarse al límite, la capacidad de carga útil es tan baja, que difícilmente la estructura sea competitiva y sería preferible otra solución más eficiente.

El punto B constituye el límite dimensional que la misma naturaleza impone a cada tipo estructural. La dimensión correspondiente a B se obtiene multiplicando el coeficiente de seguridad adoptado por la dimensión correspondiente al punto A.

En segundo lugar se ve que para dimensiones pequeñas, todos los tipos estructurales son

altamente eficientes. Esto implica que en esa escala la libertad del diseñador es enorme. En pequeñas construcciones se puede hacer casi cualquier cosa, todo vale, sin que las consecuencias sean muy graves. En todo caso, las decisiones sensatas se orientan hacia la eficiencia constructiva ya que la resistencia no es problema. Las exigencias de uso también son mucho más importantes que las estructurales.

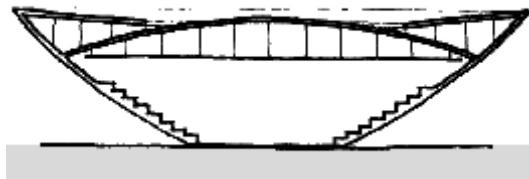
La sala de reuniones de la Cámara de Diputados de Brasilia es un buen ejemplo de lo que ocurre si se quiere hacer crecer un tipo estructural más allá de sus posibilidades de aplicación práctica.

En todas las revistas de fines de la década del 50 apareció el proyecto de la nueva capital donde el recinto circular de los diputados aparece cubierto por una gran losa maciza de hormigón armado de unos 70 m de diámetro, figs. 6.12 y 6.13.

El momento máximo en una losa circular simplemente apoyada es, según la teoría de líneas de rotura:



6.14 Solución realmente adoptada.
Cúpula, cielorraso y cubierta.



$$m = \frac{q \cdot R^2}{6}$$

Si suponemos 3 m de espesor de la losa y una carga útil de 0,8 t/m² se tiene:

$$\begin{aligned} g &= 7,2 \text{ t/m}^2 \\ p &= 0,8 \text{ t/m}^2 \\ q &= 8,0 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$M = \frac{8 \times 35^2}{6} = 1.633 \text{ tm}$$

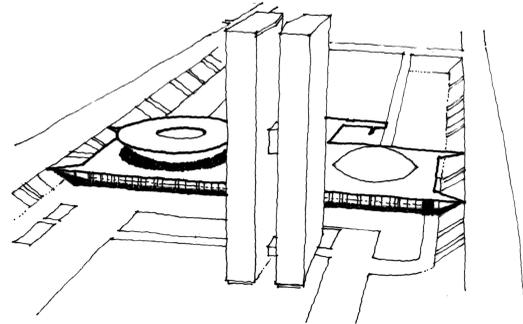
valor que debe compararse con el momento admisible, para cada faja de 1 m de ancho.

$$M_{(tm)} = \frac{b_{(m)} \cdot d_{(cm)}^2}{50} = \frac{1 \times 300^2}{50} = 1.800 \text{ tm}$$

Si bien todavía se encuentra dentro de límites teóricamente construibles, resulta que la eficiencia, como relación entre carga útil y carga total es:

$$\frac{0,8}{7,2} = 0,11$$

6.15 Vista.



¡apenas un once por ciento!

Esta eficiencia tan baja implica un enorme consumo de material, 3 m³ de losa por m² de planta, y cargas tremendas para toda la subestructura: platea de asientos, soportes y fundaciones.

En esta escala la losa plana no tiene posibilidad de competencia con una estructura laminar que elimina casi totalmente las flexiones y trabaja a esfuerzos directos en el plano medio de la superficie.

La solución que realmente se adoptó es la de la fig. 6.14. Consta de una cúpula esférica rebajada de la que cuelga un cielorraso liviano. Además, una sobrecubierta anular con ligera pendiente hacia el interior ofrece a quien la observa desde lo alto del edificio administrativo, un aspecto similar al imaginado inicialmente, fig. 6.15.

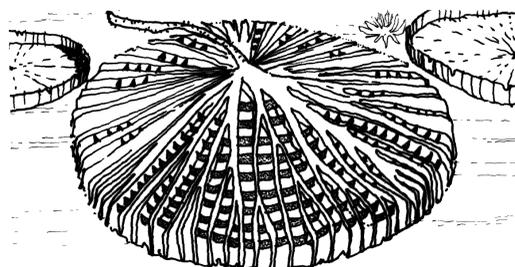
Otra vez nos encontramos con publicaciones de proyectos de difícil explicación, pero que después han sido construidos de una manera distinta, en este caso mucho más eficiente.

Es muy instructivo el estudio de las formas resistentes de la naturaleza y múltiples las enseñanzas que se pueden extraer, siempre que se tengan en cuenta los efectos del cambio de escala cuando se quieren hacer grandes extrapolaciones. Así el sistema de rigidización que utilizan las enormes hojas flotantes de irupé por medio de nervaduras, fig. 6.16, es el mismo de las losas nervuradas de hormigón armado.

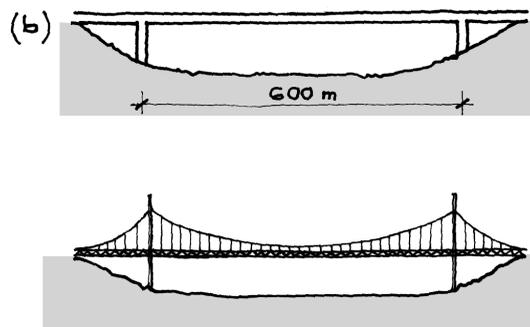
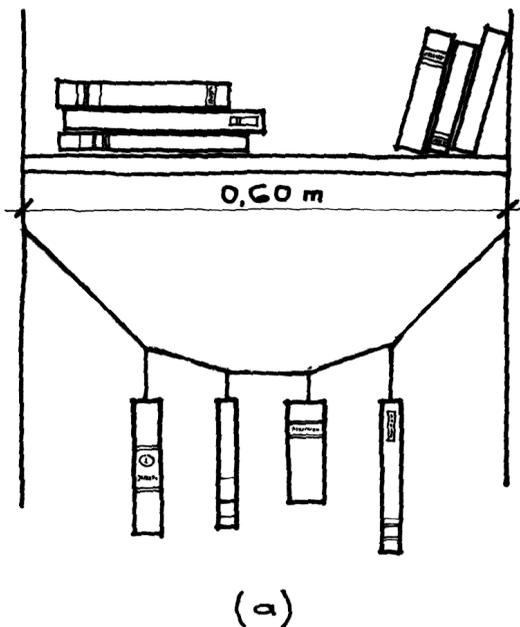
Las secciones tubulares huecas de las fibras, tallos, cañas y huesos son muy eficientes y sin embargo la naturaleza no las aprovechó para los troncos de los grandes árboles, y los hizo macizos.

Las estructuras celulares microscópicas, o aún las celdillas de un panal de abejas, son buenos ejemplos de organización geométrica del espacio, pero sus posibilidades resistentes cambian totalmente cuando se llevan a la escala de un edificio.

Los seres acuáticos, desde un alga hasta una ballena, tienen problemas estructurales totalmente distintos a los de un edificio. Para un cuerpo sumergido, o flotante, con densidad casi igual a la del agua, el peso queda equilibrado por la resultante de presiones que se distribuyen en toda la superficie. No existen, ni son necesarios, los puntos de apoyo.



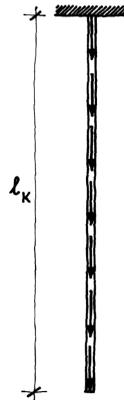
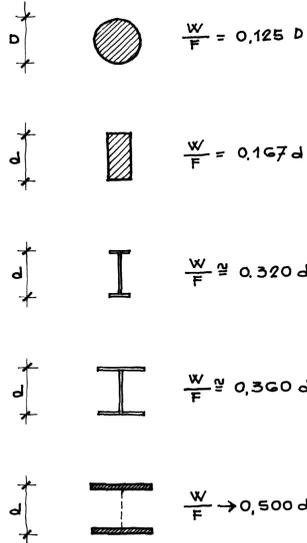
6.16 Sistema de rigidización utilizado por las hojas de irupé (Victoria Cruziana).



6.17 (a) En 0,60 m de luz el cable es absurdo.
(b) En 600 m de luz la viga es imposible. Se impone el cable.



6.18 Variación del parámetro W/F, indicador de la eficiencia flexional de la sección.



6.19 La longitud crítica de cada material es la máxima que podría tener un cuerpo prismático de ese material, antes de romperse.

Las propiedades topológicas y de organización de las formas son independientes de la escala y pueden trasladarse sin problemas. Pero los seres vivos tienen dimensiones mucho más reducidas que las grandes construcciones humanas y el cambio de escala es fundamental en la eficiencia estructural. Pasar de la placa horizontal flexionada al cable en tracción pura resulta absurdo en 60 cm de luz, fig. 6.17, pero es imprescindible en 600m.

¿Por qué se producen estos cambios cuando varía la escala?

Ocurre que no todas las magnitudes varían en la misma proporción. Si designamos con E al factor de escala, se tiene que las longitudes varían con E, las secciones con E², el módulo resistente con E³, el volumen y el peso propio también con E³, el momento de

inercia con E⁴, la carga por unidad de longitud con E², el momento flector (q.l²/8) con E⁴, y las tensiones originadas por flexión como relación entre M y W, con E. O sea que las tensiones aumentan con la escala. Como el material no cambia su resistencia, llega una cierta dimensión crítica en que las tensiones producidas por el peso propio alcanzan las de rotura y se produce el colapso. A veces el colapso se produce por inestabilidad, o pandeo, antes que por rotura.

G. Minke ha publicado una serie de expresiones que permiten determinar fácilmente la dimensión crítica de sistemas estructurales simples formados por barras prismáticas. Para la viga simplemente apoyada, con carga uniformemente repartida, e impedida la inestabilidad, la longitud crítica l_k es:

$$l_k = 2,83 \sqrt{\frac{W}{F} \cdot \frac{S}{g}}$$

El cociente W/F es una parte de la altura de la sección. El coeficiente que afecta a la altura, fig. 6.18, es un indicador de la eficiencia de la sección para la resistencia flexional.

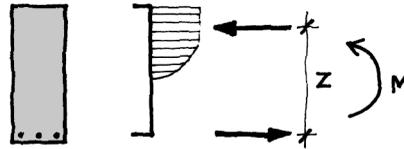
La relación entre la tensión última, S, y el peso específico, g, de cada material es justamente la longitud crítica de un cuerpo prismático suspendido de un extremo y sometido solamente a su peso propio, fig. 6.19. Para un acero común de tensión de fluencia 2400 Kg/cm² y peso específico 0,0078 Kg/cm³ se tendrá:

$$l_k = \frac{2.400}{0,0078} = 307.692 \text{ cm}$$

$$l_k = 3,077 \text{ Km}$$

Esta longitud es propia de cada material e indica su posibilidad de uso para las estructuras de grandes dimensiones.

6.20 Distribución de tensiones producidas por flexión en el hormigón armado.



h (m)	l_k (m)	l_{adm} eficiencia 0	l_3 eficiencia 3	h/l
1,0	34,20	26,00	13,00	1/13
2,0	48,37	36,76	18,38	1/7
5,0	76,47	58,12	29,06	1/6
10	108,14	82,19	41,10	1/4

6.21 Tabla que indica las posibilidades de una viga de hormigón armado de sección rectangular para distintas eficiencias.

Volviendo al ejemplo de la losa de piedra de la fig. 6.10 se tendría:

$$l_k = 2,83 \sqrt{0,167d \cdot \frac{45}{0,003}}$$

Si se hace $d = 50$ cm, se obtiene,
 $l_k = 1000$ cm = 10 m.

Para una sección rectangular de hormigón armado como la de la fig. 6.20, debido a distribución de tensiones más eficiente que la correspondencia a un material homogéneo, se puede aceptar un módulo resistente equivalente,

$$W = \frac{b \cdot h^2}{3}$$

$$\frac{W}{F} = \frac{b \cdot h^2}{3 \cdot b \cdot h} = \frac{h}{3} = 0,33h$$

Además tomando

$$\frac{S}{g} = \frac{105 \text{ kg/cm}^2}{0,0024 \text{ kg/cm}^2} = 43.750 \text{ cm}$$

$$\frac{S}{g} = 437 \text{ m}$$

Ese valor indica la altura máxima que podría tener un cuerpo prismático vertical de este tipo de hormigón antes de romperse por su propio peso, suponiendo impedido el pandeo. Entonces la longitud crítica sería:

$$l_k = 2,83 \sqrt{0,33h \times 43.750}$$

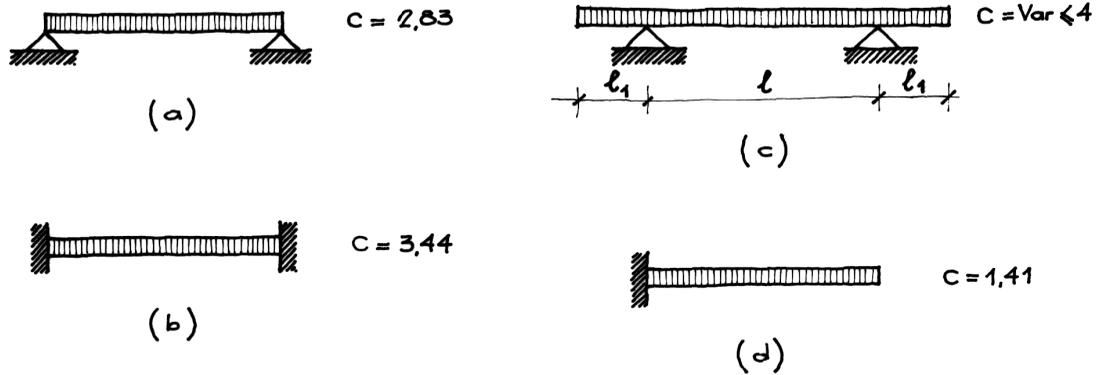
$$l_{k(cm)} = 342 \sqrt{h_{(cm)}}$$

y considerando un coeficiente de seguridad de 1,75 la longitud admisible para su propio peso será:

$$l_{adm} = \frac{l_k}{\sqrt{1,75}} = 0,76l_k$$



6.22 Variación de la eficiencia para distintas formas de vínculos de la viga.



Si suponemos como competitiva una eficiencia igual a 3, ser :

$$g = \frac{1}{4} \cdot q$$

$$p = \frac{3}{4} \cdot q$$

y entonces:

$$l_3 = \sqrt{\frac{1}{4} \cdot l_{adm}} = \frac{l_{adm}}{2}$$

El cuadro de la fig. 6.21 resume los resultados para distintas alturas de vigas.

Esto nos dice que las vigas simplemente apoyadas de hormigón armado tienen posibilidades prácticas hasta los 30, ó 35 m de luz. La de 40 m ya tiene una proporción tal que pasa a ser una viga de gran canto, o viga pared.

Las hipótesis básicas de la flexión no se cumplen y no es válida la resistencia calculada

por el método aquí empleado. No es que no pueda construirse, o que no sea eficiente. Es que hay que cambiar de hipótesis.

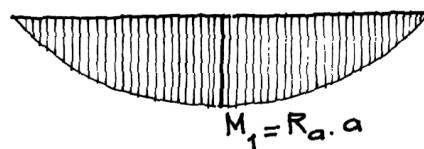
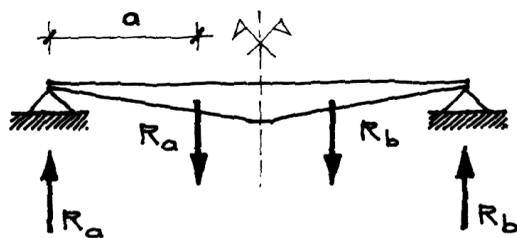
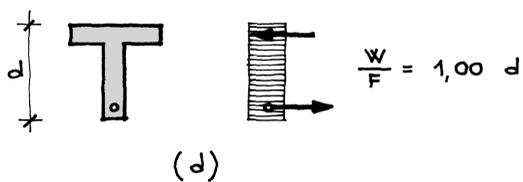
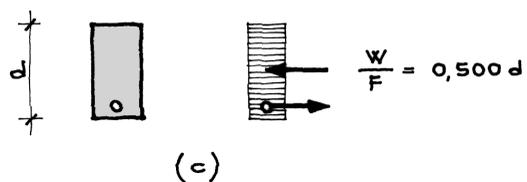
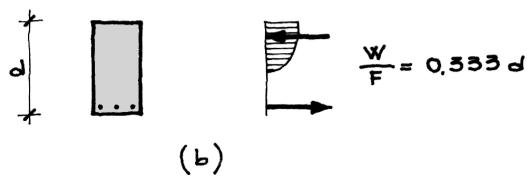
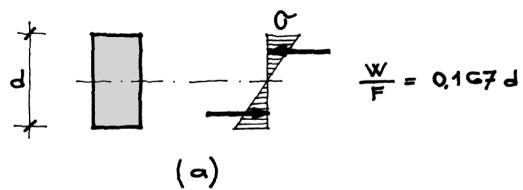
¿Cómo puede aumentarse la eficiencia de las vigas de hormigón armado, para llegar a mayores dimensiones?

Los caminos son varios y están sugeridos en la misma fórmula que da la longitud crítica:

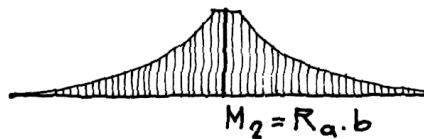
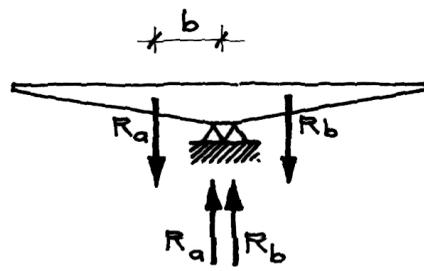
$$l_k = 2,83 \sqrt{\frac{W}{F} \cdot \frac{S}{g}}$$

El coeficiente inicial C, en este caso 2,83 para una viga simplemente apoyada, fig. 6.22.a, es función del momento máximo que se produce en la viga, y depende de las condiciones de vínculo.

El empleo de la continuidad, fig. 6.22.b y c, reduce los momentos máximos y mejora la eficiencia. En cambio, el voladizo desde un solo apoyo es mucho menos favorable.



(a)



(b)

$$a > b$$

$$M_1 > M_2$$

6.23 Variación del parámetro W/F , indicador de la eficiencia, para distintas secciones de hormigón armado y pretensado.

6.24 La eficiencia aumenta si las mayores secciones se ubican cercanas a los apoyos, como en (b).



La eficiencia del diseño seccional está representada por la relación W/F . En la fig. 6.23 se muestran distintos valores de W/F , donde a) corresponde a un material homogéneo; b) a una sección de hormigón armado con distribución de tensiones parábola rectángulo. Gana en eficiencia con respecto al anterior por una distribución más compacta de compresiones y la concentración de la tracción en el borde inferior; c) corresponde a una sección rectangular pretensada y por ende, total y uniformemente comprimida; d) es una sección T pretensada, totalmente comprimida, y cuando se concentra casi todo el material en los bordes, su eficacia es máxima.

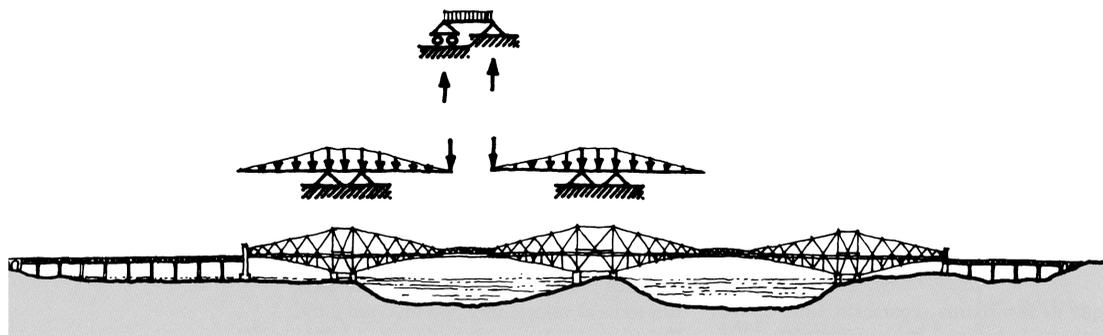
En cuanto a la relación S/g es obvio que para las grandes estructuras hay que recurrir a hormigones de resistencias elevadas. También es posible aumentar los límites de aplicación de cualquier tipo, reduciendo el peso específico g , siempre que ello no implique una reducción de la resistencia.

El uso de ciertos agregados livianos, como la arcilla expandida, tiene esta finalidad.

Otra forma de aumentar la eficiencia es variar las dimensiones de las secciones, disminuyéndolas donde la sollicitación es menor para reducir la cantidad de material, el peso propio y las sollicitaciones mismas. Hay que considerar que al tener una sección variable, fig. 6.24, la resultante del peso propio se corre, alejándose del apoyo en la viga a), y acercándose al apoyo central en el voladizo b). En consecuencia, el momento máximo del voladizo resulta menor que el de la viga simplemente apoyada.

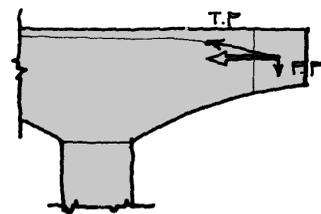
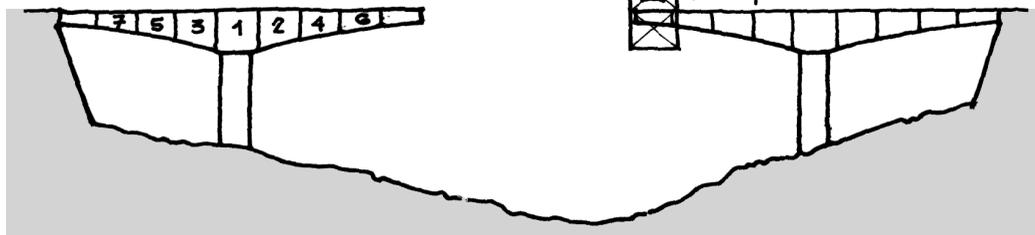
Esta tendencia a aumentar las secciones en las proximidades de los apoyos se ha hecho siempre evidente en el diseño de puentes de vigas de grandes luces.

El ya centenario puente ferroviario del Firth of Forth, fig. 6.25, utiliza esta idea, con un reticulado metálico.



6.25 Aplicación del principio anterior en el centenario puente de Firth of Forth.

6.26 Puentes realizados por crecimientos de voladizos.



6.27 Esfuerzos en las secciones que unen las sucesivas dovelas.

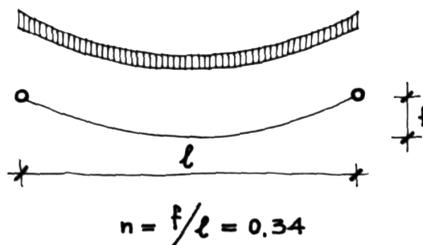
En el campo del hormigón armado, con la técnica del pretensado se ha creado todo un sistema constructivo de vigas en voladizo, que se construyen por crecimiento de sectores a partir de las pilas de apoyo. El esfuerzo de pretensado combinado con el peso de cada dovela, da una resultante prácticamente perpendicular a la junta, reduciendo así el esfuerzo de corte en la unión, figs. 6.26 y 6.27.

Los tipos estructurales de mayor eficiencia son aquellos en que se elimina la flexión y el trabajo interno es fundamental, o exclusivamente, de tracción o de compresión.

De esta manera un cable de acero de resistencia 10000 Kg/cm^2 , con una relación $f/l = 0,34$, fig. 6.28, se rompería por su propio peso al llegar a una longitud crítica

$$l_k = 17 \text{ Km}$$

que es la máxima separación entre apoyos que puede lograrse con ese material.



6.28 Cable de acero sometido exclusivamente a su propio peso. Se rompería al alcanzar los 17 Km de luz.

En una estructura en arco, fig. 6.29, la inestabilidad por pandeo hace que la carga crítica llegue a reducirse notablemente. Por este motivo los puentes en arco no pueden alcanzar dimensiones tan grandes como los puentes colgantes.

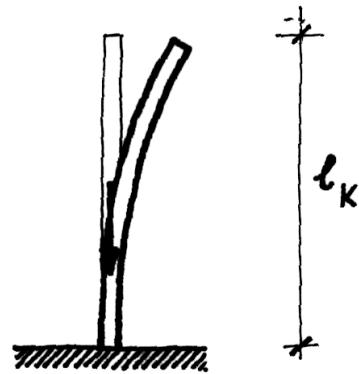
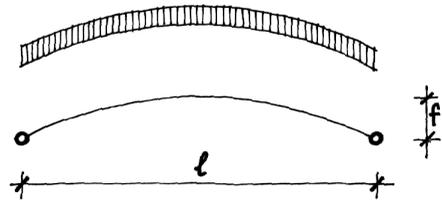
Una columna de sección constante, sometida exclusivamente a su peso propio, fig. 6.30, tiene una longitud crítica por pandeo de:

$$l_k = 2 \sqrt[3]{\frac{I}{F} \cdot \frac{E}{g}}$$

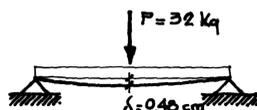
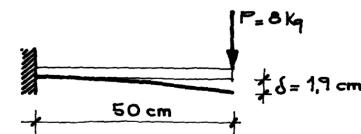
Esta expresión nos muestra claramente que ahora los parámetros que rigen el fenómeno son los de la rigidez y no los de la resistencia. I/F es el cuadrado del radio giro, i^2 . Las características del material están representadas por el cociente E/g . Para el acero E/g toma el valor $2.692.308 \text{ m}$, o sea 2.692 Km .



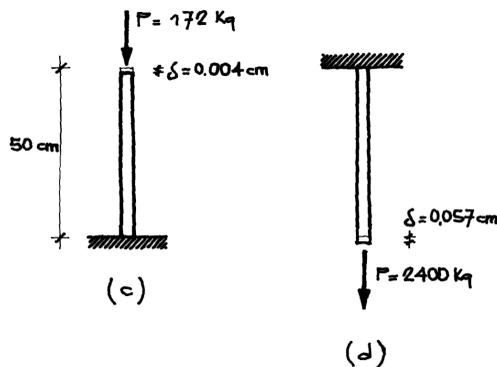
6.29 Un arco aislado pandearía mucho antes de alcanzar la longitud crítica.



6.30 Una columna pandea por su propio peso cuando alcanza una cierta longitud crítica.



6.31 La misma barra de acero puede soportar cargas muy distintas según como se la apoye y cargue.



La eficiencia comparativa de los mecanismos que trabajan a flexión, tracción, o compresión con pandeo, puede verse en un ejemplo de escala al alcance de la mano. Se considera una barra de acero común de sección cuadrada de 1 cm de lado y 50 cm de longitud, fig. 6.31.

La carga última varía en la proporción de 1 a 300 al pasar del voladizo (a), al tirante (d). La rigidez varía aún más, 1 para el voladizo a 10000 para los esfuerzos directos.

Nuevamente vemos que la “marcha de las cargas”, o la “distancia que deben recorrer las cargas para llegar hasta los apoyos” no explica semejantes diferencias. En cambio el estudio del equilibrio y la sollicitación, del diseño seccional y de la resistencia, de la estabilidad o de las deformaciones para la fijación de un estado límite, resultan mucho más útiles en la tarea de conseguir formas eficientes.

Una vez que se han comprendido los límites, posibilidades y eficiencia de cada tipo estructural, se hace necesario comparar entre sí las variaciones de un mismo tipo.

Es común preguntarse cuál es la separación más eficiente entre soportes de una cubierta. Una separación muy reducida, fig. 6.32, es inconveniente porque aumenta exageradamente el costo de los elementos verticales. Esto es muy notable cuando tales elementos alcanzan las dimensiones mínimas constructivas y a partir de allí resultan desaprovechados en su capacidad portante. Una separación muy grande, fig. 6.33, implica un crecimiento exagerado de los elementos horizontales que hace que la suma total vuelva a crecer.

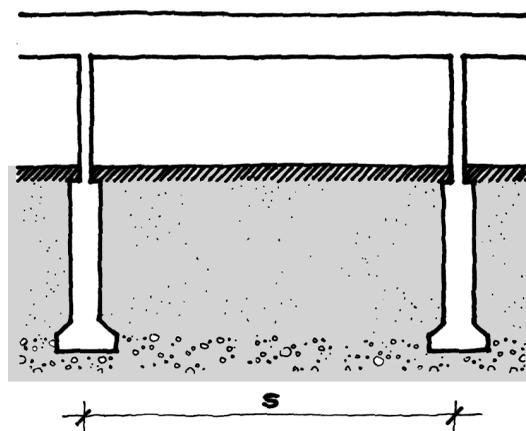
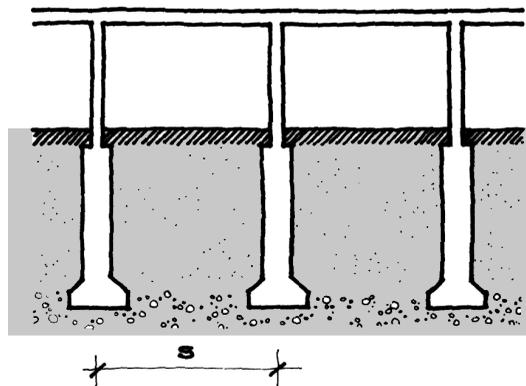
En la fig. 6.34 se representa la variación del costo en función de la separación. Generalmente, las distintas alternativas dan gráficos similares a la curva (a), que presenta una zona bastante amplia alrededor del óptimo, con un incremento del costo inferior al diez por ciento. Esa pequeña diferencia de costo estructural puede muchas veces quedar compensada por otros beneficios de tipo constructivo, ambiental, de uso, estéticos, etc.

En cambio, si se tratara de una curva como la (b), habría que ser mucho más cuidadoso en la búsqueda del óptimo, y la variable en estudio tendría un peso mayor en la evaluación global que se realiza antes de tomar una decisión.

Para tener una idea de la forma de la curva y de la amplitud de la zona aconsejable suele ser suficiente la realización de unos pocos tanteos de predimensionado rápido.

Veamos un caso concreto y muy simple, fig. 6.35. Se trata de una cubierta plana de 12 m de luz. Las vigas principales se colocarán con una separación s , variable. Sobre ellas apoyan las correas, separadas entre sí 1 m,

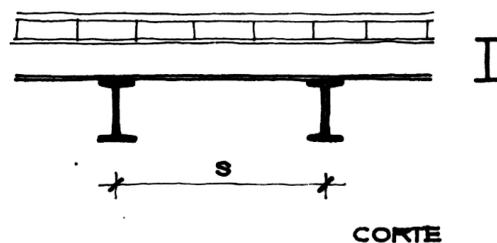
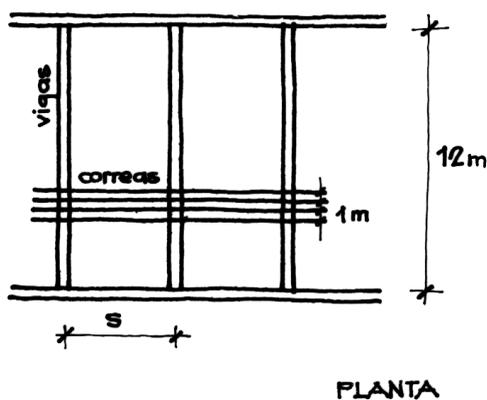
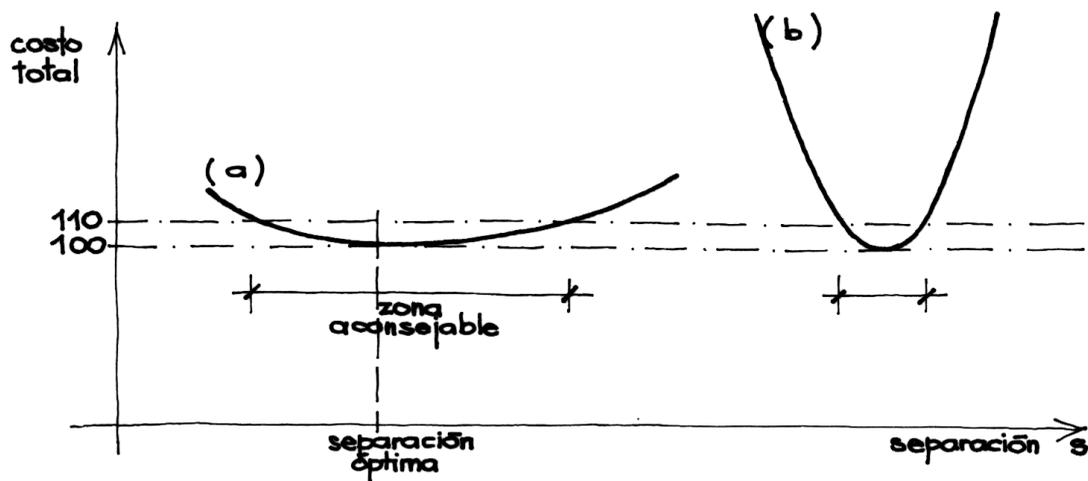
6.32 Una pequeña separación s exagera el costo de los elementos verticales.



6.33 Una gran separación s exagera el costo de los elementos horizontales.



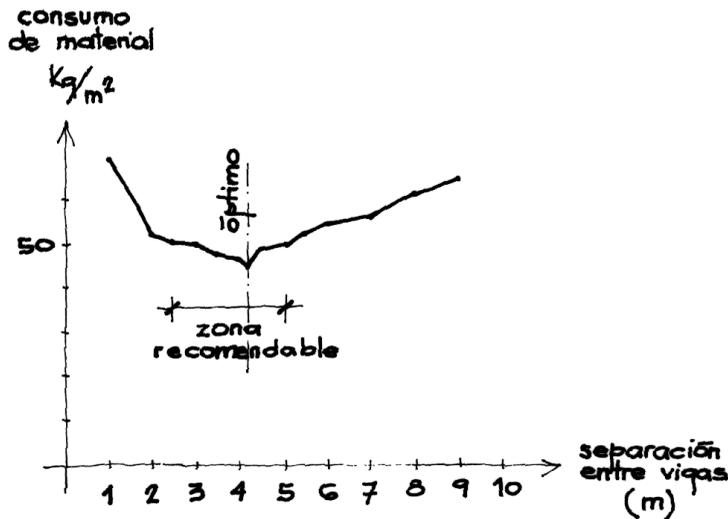
6.34 Es recomendable elegir organizaciones cercanas a las del costo mínimo.



ya que ésta es la dimensión de las placas del forjado. La carga total es del orden de los 250 Kg/m^2 . Tanto las vigas principales, como las correas se harán con perfiles doble T normales. El dimensionamiento se hará para que la flecha no sobrepase $1 / 500$ de la luz. Esta condición es más exigente que la de las tensiones admisibles por flexión.

6.35 Separación variable, s, de las vigas principales de la cubierta.

6.36 Curva representativa del consumo de material para distintas separaciones.



Los resultados se representan gráficamente en la fig. 6.36.

La curva presenta ciertos cambios más o menos bruscos a diferencia de la regularidad de las curvas teóricas de la fig. 6.34. Esto se debe a que los perfiles doble T normalizados varían por pequeños saltos y no de una manera continua. Por eso pueden aparecer cier-

tos tramos horizontales, o incluso mínimos locales, dignos de ser tenidos en cuenta. De todos modos, se observa que entre 2,50 m y 5,00 m cualquier separación da resultados similares, con una variación máxima del ocho por ciento con respecto al mínimo. Dentro de ese campo, la decisión definitiva estará condicionada más por las otras variables que por la eficiencia estructural.



Cap VI

• SINTESIS Y CONCLUSIONES

La eficiencia relaciona los resultados obtenidos con el esfuerzo que ello ha demandado.

Desde un punto de vista exclusivamente estático el objetivo de la estructura es sostener cargas. Esta capacidad portante se puede comparar con lo que la estructura misma es en cuanto a volumen, material, peso, costo, etc.

Cuando se tienen en cuenta los demás objetivos de la estructura, generación y calificación de formas, acondicionamiento ambiental, etc., la evaluación pasa a ser mucho más subjetiva e intuitiva, ya que se introducen valores no cuantificables.

Los estudios actuales sobre eficiencia estructural se refieren especialmente a los mínimos constructivos, es decir, al consumo mínimo de material.

La eficiencia disminuye al aumentar la escala. Esto implica que cuando el tamaño del edificio crece, la importancia relativa de la estructura se hace cada vez mayor.

Cada tipo estructural tiene un campo dimensional donde su eficiencia es aprovechable y resulta competitivo. También tiene dimensiones máximas para su aplicación práctica e incluso un límite físico a partir del cual la construcción se rompe por su propio peso.

La sollicitación a esfuerzo axial siempre es más eficiente que la flexión, corte, o torsión. La eficiencia de los elementos comprimidos esbeltos se ve limitada por el pandeo.

Para cada organización determinada puede existir un óptimo, pero alrededor del mismo suele existir un entorno de soluciones de similar eficiencia y que pueden ser más convenientes cuando se tienen en cuenta las demás variables.



Cap VII

- LA SEGURIDAD



Toda persona o institución que decide construir una obra quiere que ésta sea suficientemente segura. Es decir que no sufra daños estructurales durante un cierto período que denominamos vida útil.

Los daños pueden ser de distinta índole y van desde fisuras y deformaciones sólo objetables desde un punto de vista estético, hasta el colapso o hundimiento total con pérdida de vidas humanas y daños a terceros. Entre ambos extremos hay muchas situaciones intermedias. Fisuras que restan o anulan la funcionalidad de un acueducto; deformaciones que impiden el normal funcionamiento de las aberturas o de un puente grúa; grietas en el hormigón que al permitir la corrosión de las armaduras disminuyen la vida útil; roturas parciales que no afectan a la estabilidad del conjunto, etc. En todos estos casos la estructura puede ser reparable, pero a veces, el costo de reparación llega a ser tan elevado que es aconsejable la demolición.

La vida útil, como toda proyección de futuro, no es fácil de determinar. Es frecuente en ciertas zonas urbanas que viviendas individuales de sólo treinta años de antigüedad, en excelente estado de conservación y habitabilidad, sean demolidas para dar paso a la expansión de zonas comerciales o de viviendas colectivas. Muchos puentes carreteros han dejado de ser útiles en poco tiempo por im-

previstos cambios en los valores de las cargas, o por variaciones de la red vial. Lo contrario también se da. Más de una vez hemos visto que construcciones “provisorias” de emergencia realizadas después de una catástrofe natural, han seguido en servicio durante decenas de años hasta ser reemplazadas por las “definitivas”. Solamente algunas construcciones transitorias como los encofrados y cimbras que se usan para el hormigón armado tienen una vida útil bien definida. También podrían incluirse aquí algunas construcciones para exposiciones, publicidad, etc.

Sin embargo, y retomando la idea inicial, lo cierto es que ningún constructor puede garantizar en forma absoluta que nunca habrá ningún daño, ni tampoco ningún propietario está dispuesto a invertir recursos económicos ilimitados para intentarlo.

No estamos frente a un problema determinista, en el que pueda predecirse a ciencia cierta qué ocurrirá en el futuro con cada una de las obras individuales que se construyen. El enfoque actual es de tipo probabilista. Lo que se busca es reducir la probabilidad de fallos estructurales dentro de costos económicos aceptables. Ambas tendencias son contrapuestas, porque si se economiza demasiado reduciendo la estructura aumenta la probabilidad de daños. Entonces el costo que debe

tomarse en cuenta no es sólo el costo inicial sino que debe agregársele el probable coste de reconstrucción y daños que puedan llegar a producirse; a esta suma se la puede llamar costo generalizado, C_g , y su expresión sería:

$$C_g = C_i + P_f(C_r + D)$$

donde C_i representa el costo inicial, P_f , una función de la probabilidad de fallo estructural, C_r el costo de reconstrucción y D el valor de los daños.

Al hablar de daños se incluyen no sólo los daños materiales, sino también las pérdidas de vidas humanas y aún efectos psicológicos, sociales y políticos que se derivan de cada siniestro.

El primer sumando, o sea el costo inicial C_i , es determinable con bastante aproximación antes de construir la obra y mucho más después de haberla terminado. Es válido para cada obra individual y se repite para todas las obras iguales que se hagan en idénticas circunstancias.

El segundo término, por su carácter probabilístico, sólo tiene un valor estadístico cuando se toma una gran cantidad de obras. Corresponde a la prima del seguro contra fallos estructurales que habría que pagar a una compañía aseguradora. De ese modo los grandes daños en unas pocas obras se financiarían con un pequeño costo adicional en la totalidad. El problema aquí se traslada del profesional a la compañía aseguradora que debe estimar la probabilidad de fallo, las posibles indemnizaciones por daños y víctimas, gastos administrativos y financieros, beneficio, etc. La apreciación no es fácil y puede tener mucha incertidumbre en obras no convencio-

nales; pero es lo que hacen las compañías de seguros todos los días en su actividad. Además, la compañía verifica a través de inspecciones, el cumplimiento de ciertas normas de proyecto y ejecución para que el riesgo no supere lo previsto.

El problema también se traslada al propietario que ahora tendrá que sumar al coste inicial la prima del seguro.

En países como el nuestro donde no está generalizado el seguro de construcción, las decisiones deben ser tomadas individualmente en cada caso. Como ayuda existen normas de construcción que, si se cumplen estrictamente, garantizan una probabilidad de fallo muy reducida y con un criterio demasiado optimista se piensa que esos pocos fallos jamás le tocarán a uno mismo.

El hombre es naturalmente optimista y actúa como tal. Supongamos que existen dos ciudades unidas por un servicio de ómnibus que realiza cincuenta viajes diarios. Cada cinco o seis años se produce un accidente con víctimas fatales; entonces cada vez que se realiza un viaje existe la probabilidad de uno en cien mil de verse involucrado en un accidente de ese tipo. Un viajero piensa que esa probabilidad es muy chica como para que le toque a él mismo un accidente y compra un pasaje. En la estación terminal ve una lotería en la que uno de cada cien mil números tiene un premio importante. Ese mismo viajero piensa que la probabilidad es suficientemente grande como para que le toque un premio y compra un billete de lotería antes de subir al ómnibus.

Estas actitudes muestran más los deseos y necesidades personales que un planteo racional del problema. Otro viajero, menos opti-



mista que el primero, en vez de un billete de lotería comprará un seguro contra accidentes para ese viaje. O preferiría otro medio de transporte más caro que reduzca la probabilidad de accidente a uno en doscientos mil, o menos.

El proyectista y el constructor toman una cantidad de decisiones que influyen en la seguridad de la obra. La más visible de todas es la que se refiere al coeficiente de seguridad. No es la única y a veces tampoco la más importante.

El coeficiente de seguridad es el cociente entre una sollicitación límite y la sollicitación de servicio.

Sollicitación límite es la correspondiente a aquellas situaciones que inutilizan la obra. Puede ser la rotura por falta de resistencia, o vuelcos y deslizamientos por falla del equilibrio estático. Puede ser el pandeo por inestabilidad elástica o plástica, deformaciones excesivas por falta de rigidez, o una fisuración en mampostería u hormigón, tal que quitan funcionalidad a la obra.

La sollicitación de servicio es aquella que se supone no será superada durante la vida útil de la construcción.

Si se pudiera determinar con toda exactitud ambas sollicitaciones bastaría hacer la sollicitación límite ligeramente superior a la sollicitación de servicio para garantizar el correcto funcionamiento de la obra. Es decir que el coeficiente de seguridad sería apenas superior a la unidad.

Sin embargo, hay una serie de factores que intervienen para que esto no sea posible.

Nadie puede asegurar que las sobrecargas que alguna vez recibirá la estructura no supe-

ren los valores de cálculo; más aún si se trata de acciones ecológicas como viento, nieve, sismo, etc. Incluso las cargas permanentes reales suelen presentar diferencias apreciables con las de proyecto por variación de los espesores y pesos específicos de las partes constructivas.

Las hipótesis y métodos de cálculo necesariamente contienen simplificaciones que implican diferencias con la realidad.

Los materiales no tienen una resistencia única y constante en toda la obra. Es imposible saber a priori cuál será la resistencia en cada sección debido a la simple dispersión de los resultados.

Y por último, siempre hay errores constructivos, ya sea de replanteo o de resistencia, inversamente proporcionales al cuidado que se ponga en la ejecución.

Si la sollicitación de trabajo que corresponde al estado efectivo de cargas iguala, o supera, a la sollicitación límite real se produce el fallo. Como ambas sollicitaciones son desconocidas se trabaja con sollicitaciones límites suficientemente mayores como para que la probabilidad de fallo se reduzca a valores económicamente aceptables. Y esa relación es el coeficiente de seguridad.

El coeficiente de seguridad, si bien está establecido en los códigos, no es un valor único y conviene entender cómo y por qué varía.

Cada estado límite puede tener un coeficiente de seguridad diferente.

Para situaciones de rotura los coeficientes suelen variar alrededor de dos. La rotura de una columna o soporte de planta baja acarrea un daño generalizado a la construcción; en

cambio la rotura de una losa difícilmente produzca consecuencias sobre otros elementos. Por esto es natural que en una columna se use coeficientes de seguridad mayores.

También interesa la forma y rapidez con que se pueda llegar a la situación límite. Los fallos por pandeo suelen producirse de manera sorpresiva y total. Un poco antes de alcanzar la carga crítica la situación aparenta ser de absoluta normalidad. Un pequeño incremento de carga hace que rápidamente se llegue al colapso de la pieza en cuestión, que puede generar un colapso parcial o generalizado.

Las fallas por flexión son mucho menos peligrosas. En general, antes de la rotura se producen grandes flechas visibles por cualquier persona; en el hormigón armado se va dando un cuadro de fisuración creciente. Todo esto hace que haya tiempo más que suficiente como para desalojar el edificio evitando víctimas, y luego apuntalar hasta que se repare y refuerce la estructura evitando daños mayores.

En los materiales frágiles, como mampostería u hormigón sin armar, también se producirán roturas sin previo aviso y por este motivo deben manejarse con coeficientes de seguridad mayores.

La importancia de los daños y las víctimas se puede asociar al destino del edificio. No es lo mismo el colapso de un cine con quinientas personas en su interior que el de una planta industrial en la que trabajan veinte. Por esta razón los reglamentos establecen que deben considerarse cargas mayores cuando aumenta el factor de ocupación aún cuando los efectos físicos del viento o sismo sean idénticos en ambas construcciones.

En realidad, lo que se busca y logra con esto es un aumento encubierto del coeficiente de seguridad.

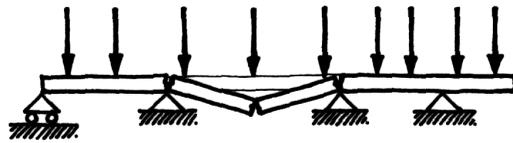
Cuando se estudia la superposición de acciones independientes, por ejemplo sobrecargas de uso, de viento y sísmicas, se ve que la probabilidad de ocurrencia simultánea de todas ellas es tan reducida que debe tomarse un coeficiente más pequeño que el normal. Pero en vez de variar el coeficiente de seguridad se prefiere establecer ciertas reducciones en las solicitaciones de diseño. Así es que no se suman las acciones sísmicas con la de viento. O se suman las sísmicas con sólo una parte de las sobrecargas de uso.

Para verificar la seguridad del equilibrio estático, vuelco o deslizamiento, se suelen usar coeficientes algo menores que los habituales de rotura. Esto se explica porque el equilibrio no es afectado por las variaciones de resistencia de los materiales. Al disminuir uno de los más importantes factores de incertidumbre puede reducirse el coeficiente de seguridad. Pero no hay que pedir al coeficiente de seguridad más de lo que puede hacer, es decir cubrir las diferencias normales e inevitables en cualquier obra. Por ejemplo que en un hormigón de resistencia característica de 130 Kg/cm^2 y tensión de cálculo de 105 Kg/cm^2 se encuentren algunas zonas que rompen a 80 Kg/cm^2 ; que donde había que colocar barras de $f16 \text{ mm}$ se colocaron barras de $f14 \text{ mm}$ visualmente muy parecidas; que las vigas de 48 cm de altura sólo tengan 46 cm ; que de los estribos que debían estar igualmente espaciados a 20 cm algunos quedaron a 22 cm y otros a 18 ; que las variaciones de rigidez hicieron que un momento que supuestamente debía valer $q.l^2/12$ en realidad fue $q.l^2/11$, o que una diferencia de este orden

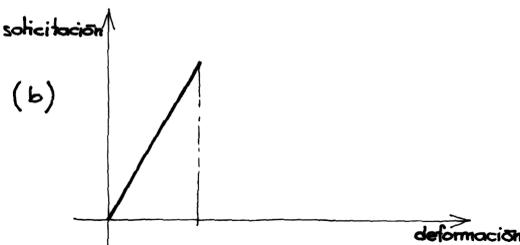
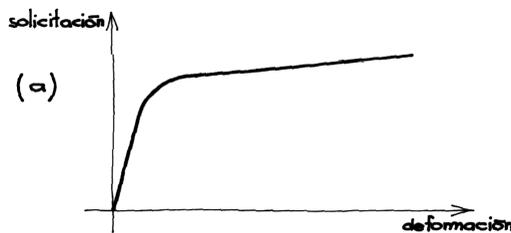




7.1 Colapso de una viga isostática cuando falla una sección.



7.2 El colapso de esta viga hiperestática se produce recién cuando fallan tres secciones.



7.3 (a) Comportamiento dúctil.
(b) Comportamiento frágil.

surgió de un corrimiento de una línea en la lectura de una tabla o ábaco de cálculo; que un revestimiento de piso plástico se cambió por uno de cerámica; que el usuario colocó libros o ficheros en un local previsto para 200 Kg/m^2 y llegó fácilmente a 300 Kg/m^2 . Los verdaderos errores, u omisiones, de diseño y cálculo no son cubiertos por el coeficiente de seguridad y serán tratados más adelante.

Uno de los factores que más influyen en la seguridad es el tipo estructural. Los mecanismos isostáticos como la viga simplemente apoyada o el voladizo fallan en su totalidad cuando falla una de sus secciones, fig. 7.1. En cambio, la viga continua de la fig. 7.2, sólo podrá llegar al colapso cuando se produzcan tres fallos que transformen el tramo en un mecanismo cinemático.

Esta mayor seguridad intrínseca de los sistemas hiperestáticos es aprovechable solamente en las construcciones de comportamiento dúctil, fig. 7.3. Es necesario que la primera sección que se agote pueda seguir deformándose ampliamente manteniendo la solicitud, para que se admita el aumento de carga hasta llegar al agotamiento de la segunda y así sucesivamente hasta la última. Si el comportamiento es frágil, fig. 7.3.b, cuando la primera sección llega a su agotamiento, se rompe y su capacidad resistente cae bruscamente. Entonces se inicia una reacción en cadena por la que se van rompiendo sucesivas secciones hasta llegar al colapso.

Leandro Alem sostenía para salvaguardar el sentido ético de la acción política de su partido "que se rompa pero que no se doble". En materia de seguridad, para salvaguardar

vidas o bienes, hay que buscar que se doble pero no se quiebre.

Esta influencia beneficiosa de la hiperestaticidad y de la ductilidad ha sido tenida en cuenta desde hace mucho tiempo, aunque no siempre en forma explícita. Los cálculos basados en la teoría elástica admitían tensiones mayores en los apoyos de vigas continuas que en los tramos. Era una forma indirecta de admitir la mayor seguridad tipológica de la continuidad. Los métodos de rotura se basan en el comportamiento elasto-plástico de las secciones y logran secciones en general más reducidas.

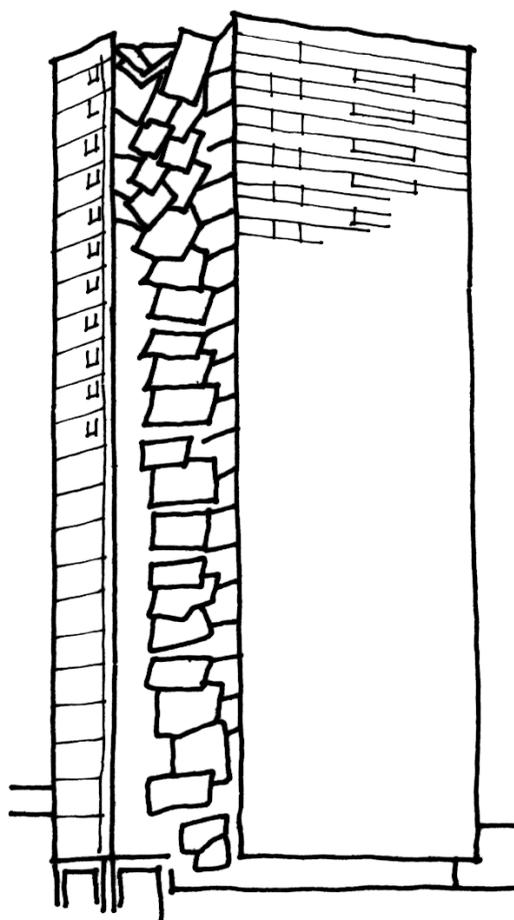
Los métodos plásticos estudian la formación de posibles mecanismos cinemáticos por el sucesivo agotamiento de secciones. Algunos reglamentos admiten ciertas correcciones, en más o en menos, de los momentos en nudos de pórticos con la sola exigencia de disposiciones constructivas que garanticen la ductilidad.

¿Cómo influyen todas estas consideraciones en las decisiones que deben tomar los proyectistas, constructores y comitentes?

El proyectista debe respetar las normas locales donde están fijadas las cargas o acciones, las resistencias características de los materiales, los métodos de cálculo, las disposiciones constructivas mínimas, etc., que justifican los coeficientes de seguridad explícitos o implícitos que contienen las mismas normas.

Un reglamento constituye un todo indivisible y no deben mezclarse uno con otro.

Así es que un reglamento puede ser menos exigente que otro en la determinación de cargas pero esto se compensa con una mayor severidad en la determinación de la resistencia o en las disposiciones constructivas.



7.4 Fallo en cadena por falta de mecanismos alternativos (según A. J. Francis en Introducción a las Estructuras).



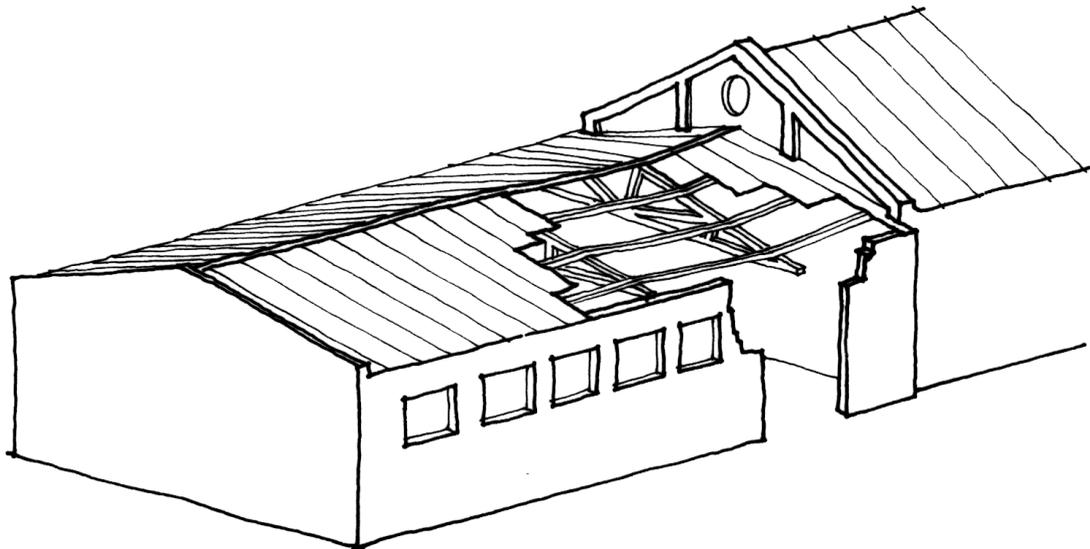
Pero además de respetar los reglamentos el proyectista debe procurar para su obra el logro de una seguridad adicional, aún para casos excepcionales no exigibles por las normas.

El Empire State soportó airoosamente el choque de un avión gracias a un sistema altamente hiperestático y a la ductilidad del acero.

El edificio de viviendas Ronan Point de Londres, fig. 7.4, sufrió grandes daños al producirse una explosión de gas en el piso 18. El sistema constructivo era de grandes paneles de hormigón con uniones prácticamente articuladas. Al fallar uno de los paneles verticales tienen que derrumbarse inevitablemente todos los que están sobre él porque no es

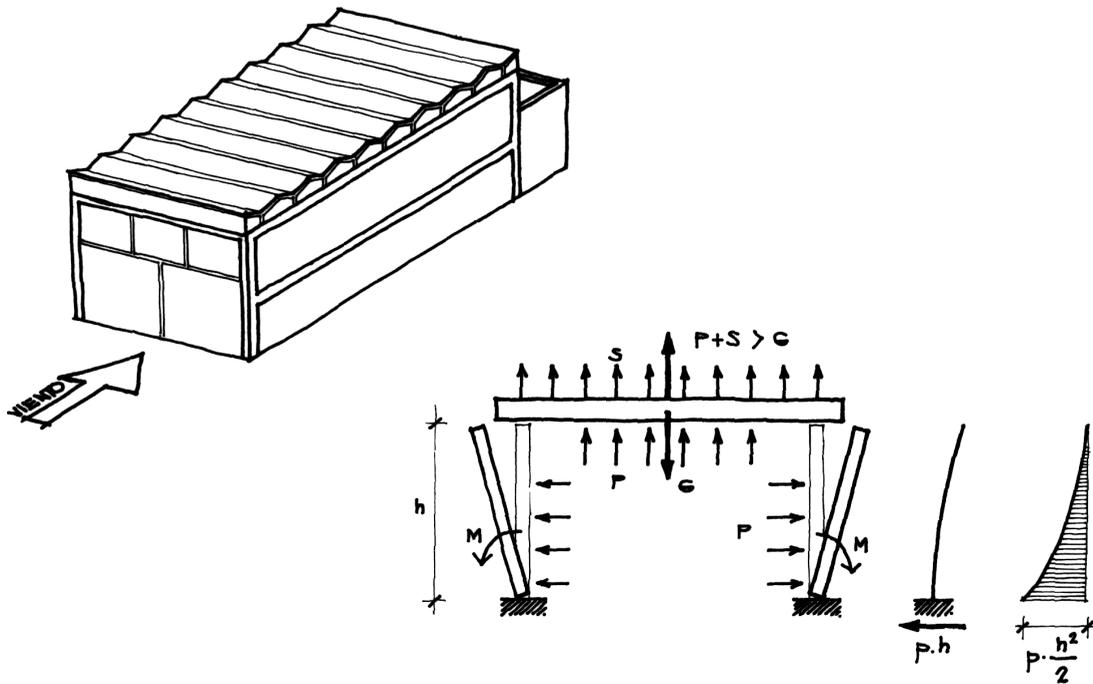
posible establecer un mecanismo alternativo para equilibrar sus cargas; los de abajo, sobrecargados en exceso, también se rompieron.

Un viento extraordinario produjo el derrumbe parcial del muro de una antigua planta industrial en la ciudad cordobesa de Morteros, fig. 7.5. A pesar de la desaparición de su soporte natural, la cabriada principal de techo no se cayó porque quedó colgada de las correas secundarias. Estas, trabajando con una luz doble de la normal, sobrecargaron un cincuenta por ciento a las cabriadas vecinas sin mayores daños. No hubo víctimas. Este estado de cargas nunca fue calculado pero afortunadamente sí se había construido un mecanismo apto para resistirlas.



7.5 En una emergencia las correas fueron capaces de sostener la cabriada.

7.6 Edificio de mampostería y hormigón prefabricado.



7.7 Estado de cargas producido por el viento embolsado en el interior. Se levanta el techo y vuelcan las paredes.

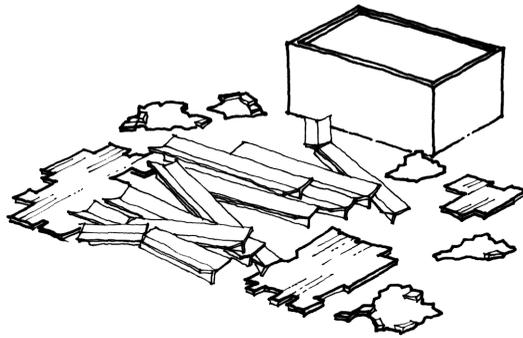
Ese mismo vendaval produjo el colapso total de una agencia de venta de automóviles, fig. 7.6. El edificio, totalmente aislado de los vecinos, consistía en dos muros de mampostería con algunos refuerzos horizontales de hormigón. Sobre ellos una cubierta de elementos prefabricados de hormigón alivianado con cerámica, simplemente apoyados, sin ningún anclaje. En el frente grandes puertas y paños vidriados. En el contrafrente pequeños locales de oficinas, depósitos y sanitarios, con muros perpendiculares entre sí, que formaban un sistema muy resistente a fuerzas horizontales.

Cuando el viento arremetió contra el frente volteó las aberturas hacia adentro y quedó “embolsado” en el interior, porque el contrafrente no cedió, fig. 7.7.

La presión interna más la succión externa sobre el techo produjo una fuerza $P+S$ mayor que el peso propio del techo G . Como no había anclajes entre muro y techo, éste se levantó y los muros quedaron trabajando como ménsulas aisladas empotradas en la base. Al no poder resistir el momento $p \cdot h^2/2$ el resultado final fue el que se aprecia en la fig. 7.8.



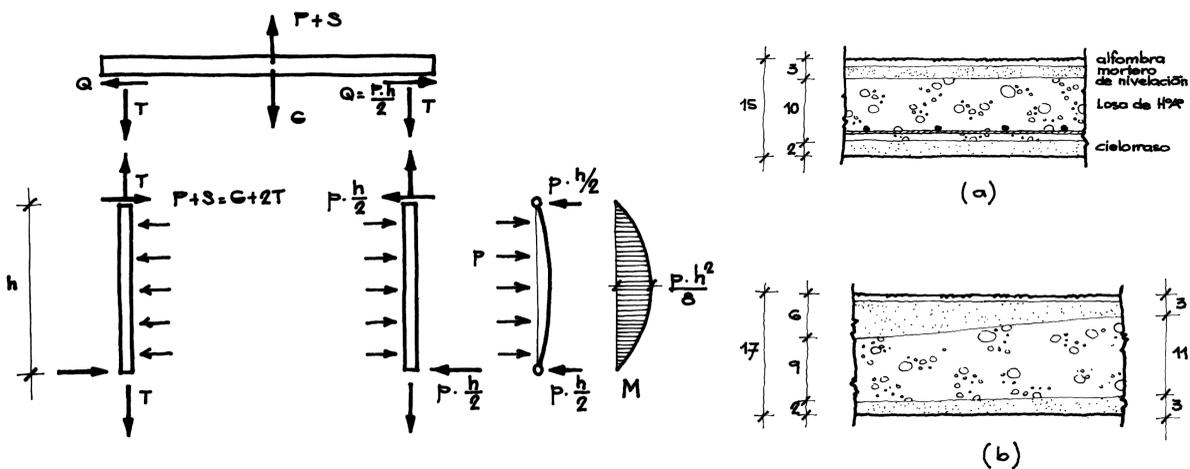
7.8 Colapso total del edificio.



Si hubiera existido cualquier pasador entre cubierta y viga de apoyo capaz de resistir la fuerza de tracción T y el corte Q , fig. 7.9, los muros hubieran trabajado como una losa apoyada en el piso y techo con un momento máximo $p \cdot h^2/8$.

Este momento es la cuarta parte del anterior y seguramente el edificio hubiera resistido sin problemas. Este factor cuatro es mucho más grande que cualquier coeficiente de seguridad.

El proyectista debió evaluar las diferentes alternativas aún cuando los cálculos le dijeran que reglamentariamente los anclajes no eran necesarios. Debió explicar al propietario y al constructor que el pequeñísimo costo y posible molestia constructiva de los anclajes aportaban tanto a la seguridad que no era razonable prescindir de ellos.



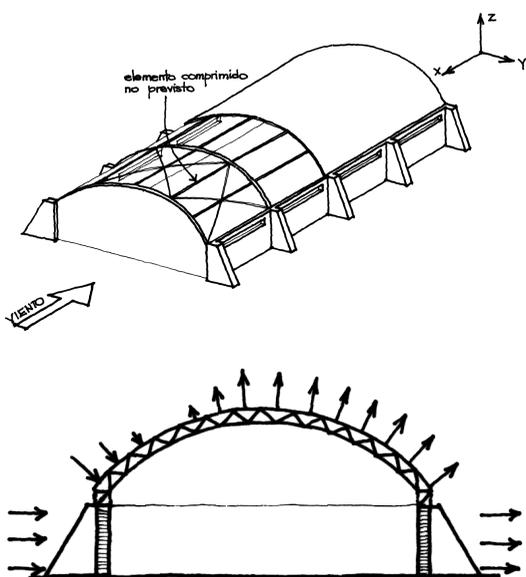
7.9 El edificio hubiera resistido de haber existido algún anclaje entre techo y muros.

7.10 Inevitables imperfecciones constructivas producen variaciones en las cargas.

Es cierto que los edificios no se calculan para resistir el choque de un avión, ni la explosión de una bomba; también es cierto que la naturaleza puede enfurecerse más de lo que teníamos noticias. Pero los edificios concebidos tipológica y constructivamente para ofrecer mecanismos alternativos de equilibrio son intrínsecamente más seguros y confiables.

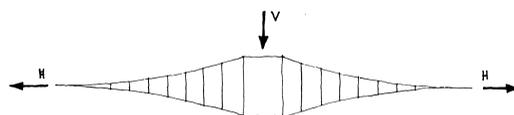
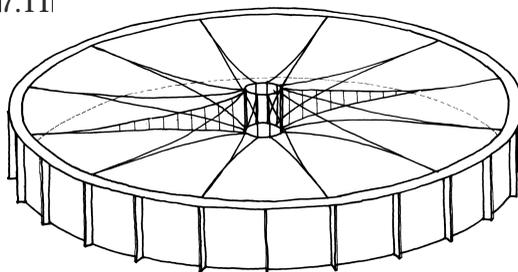
El proyectista debe ser consciente de las realidades constructivas y de los usuarios y no ser demasiado optimista en la evaluación de cargas y resistencias. Un mínimo error de nivelación del encofrado de un centímetro, fig. 7.10 a y b, sumado a una variación de más/menos un centímetro en el espesor de la losa, hace que el espesor del contrapiso pase de 15 a 17 centímetros con un aumento del trece por ciento de carga.

7.13 Edificio concebido con mecanismos resistentes a fuerzas horizontales sólo en la dirección Y.

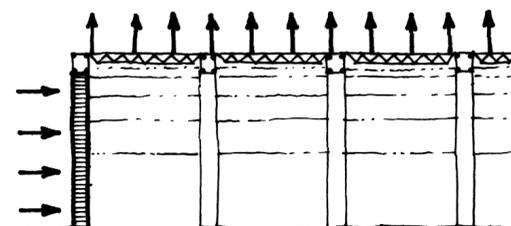


7.14 El plano Y-Z es muy eficaz para cualquier tipo de acciones.

7.11 Proyecto propuesto.



7.12 Equilibrio imposible. Un error de concepción no puede ser solucionado por ningún cálculo ni coeficiente de seguridad.



7.15 El plano X-Z no está diseñado para fuerzas horizontales.



Suponer en los cálculos resistencias elevadas para el hormigón sabiendo que la empresa constructora no cuenta con la tecnología adecuada, o que no habrá un control de calidad permanente, además de irreal es peligroso.

Por esto es que no tiene mucho objeto pretender una gran precisión en los cálculos, por ejemplo aproximaciones mayores del cinco por ciento, si tanto las cargas como las propiedades de los materiales tendrán siempre variaciones muy superiores a esa, y al final se terminará multiplicando todo por un coeficiente de seguridad de dos o tres.

Lo que sí debe evitar el proyectista son los verdaderos errores de diseño o cálculo, aquellos que no pueden ser compensados por nin-

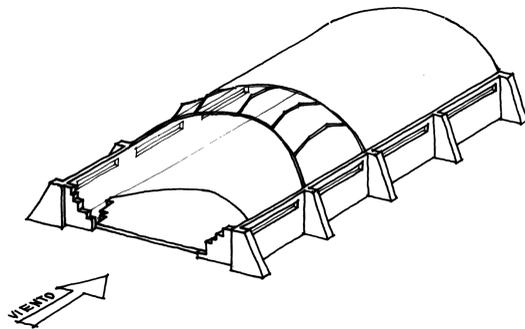
gún coeficiente de seguridad, al menos de los habituales.

Hay errores en la concepción de la estructura como el narrado a través de las figs. 1.43 y 44 que reproducimos en las figs. 7.11 y 12. Si el mecanismo no tiene las condiciones suficientes como para lograr el equilibrio no hay cálculo ni coeficiente de seguridad capaz de mantenerla en pie.

Uno de los errores más frecuentes es el olvido de alguna de las situaciones en que puede verse involucrada la estructura, ya sea un estado de cargas o una combinación de ellos.

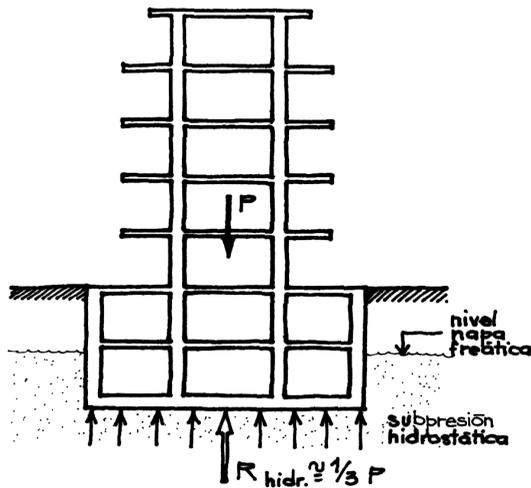
El edificio de la Sociedad Rural de Morteros, fig. 7.13, sufrió daños considerables por haber sido diseñado cuidadosamente en sólo dos dimensiones y olvidada la tercera.

El arco reticulado de acero, el tensor y los contrafuertes, fig. 7.14, constituyen un excelente plano resistente en Y-Z para cargas verticales y extraordinarias cargas de viento. Sin embargo, no existió un diseño equivalente en la otra dirección, X-Z, fig. 7.15, y se produjo un colapso parcial como se ve en la fig. 7.16. El muro de mampostería no tiene resistencia a flexión como para trabajar en ménsula y los mal llamados encadenados verticales la tienen en proporción ínfima si la comparamos con los contrafuertes. La sección de hormigón no superaba el espesor del muro y las armaduras llegaron rápidamente a la rotura. El muro tampoco pudo apoyarse en el techo a pesar de haberse dispuesto las tradicionales diagonales de contraviento. Al no existir elementos verdaderamente resistentes a compresión entre diagonales el mecanismo resistente es incompleto. Las correas diseñadas sólo para cargas verticales pandearon fácilmente.



7.16 Colapso parcial por ausencia de mecanismo resistente.

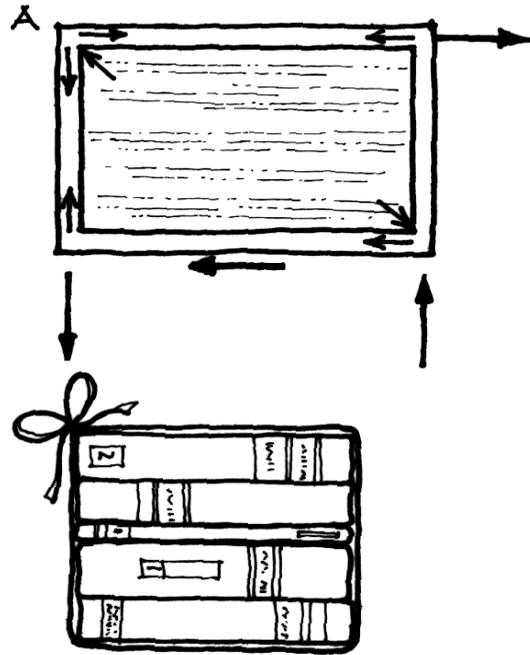
7.17 Los errores en el planteo del equilibrio llevan a conclusiones totalmente alejadas de la realidad y no hay coeficiente de seguridad que los cubra.



Un estructuralista obsesionado por la subpresión hidrostática que podía producirse por ascenso de la napa freática, fig. 7.17, pretendía verificar la resistencia de la platea de fundación para esa presión, sin advertir que la reacción R_{hydr} así engendrada era solamente un tercio del peso total del edificio. Para lograr el equilibrio es necesario contar también con reacciones del suelo para que las fuerzas dirigidas hacia arriba igualen a las dirigidas hacia abajo. La presión para verificar la platea no puede ser menor que la necesaria para el equilibrio.

Un error de coma, o de unidades, puede hacer que la sección de armadura de una viga de hormigón armado resulte diez veces más grande, o más chica que la real.

7.18 Muro de mampostería sismorresistente "atado" por encadenados horizontales y verticales.

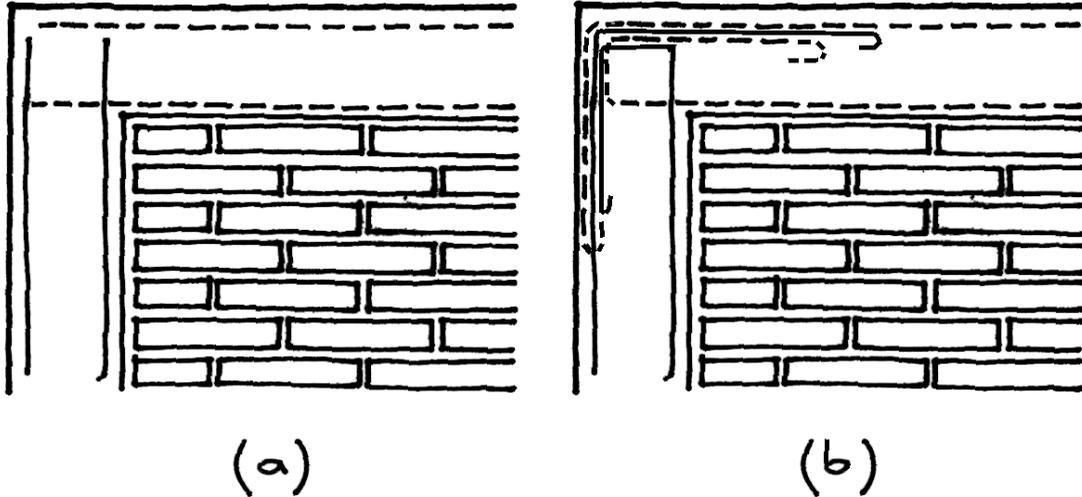


7.19 Nadie cometería el error de hacer un paquete de libros y olvidarse el nudo final.

El primer caso puede darse en la obra inicial de un arquitecto recién recibido, seguramente una ampliación en la casa de sus padres, cuando obtiene que un dintel sobre un vano de dos metros necesita cuatro barras de 20 mm de diámetro. Las consecuencias no serán graves aunque el novel arquitecto tenga alguna dificultad para imponer su autoridad frente a los obreros. La situación inversa sería desastrosa. Tanto el proyectista como el constructor deben tener el ojo suficientemente adiestrado como para advertir cualquier situación que se aparte de la normalidad. Y la voluntad como para detener el proceso y revisar todo lo necesario hasta encontrar el error, o al menos una explicación muy convincente.



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



Al constructor y al diseñador de obra le caben responsabilidades fundamentales para lograr que la obra resulte eficaz. Hay que recordar que una estructura se comporta como se ha construido y no como se ha calculado.

El muro de mampostería de la fig. 7.18, tiene capacidad para resistir fuerzas sísmicas horizontales porque cuenta con un enmarcado total capaz de resistir tracciones. Si en el nudo A no existe una correcta unión, o atadura, entre las armaduras horizontales y verticales, no pueden desarrollarse las fuerzas de tracción en los encadenados, no es posible el equilibrio y el muro fracasa. Sería como pretender hacer un sólido paquete de libros atándolos con un hilo, fig. 7.19, y olvidarse del nudo final.

El detalle 7.20.a, equivale a colocar el hilo pero olvidarse el nudo. La armadura se desprenderá con un esfuerzo reducido y se producirá una rotura frágil. El error constructivo de este último detalle, que desgraciadamente se ve con demasiada frecuencia en la realidad cotidiana, no puede ser cubierto por ningún coeficiente de seguridad. Si el error es sistemático, no aleatorio, la obra no es sismorresistente y todo lo que se gastó en encadenados es prácticamente inútil; sería preferible no haberlos puesto.

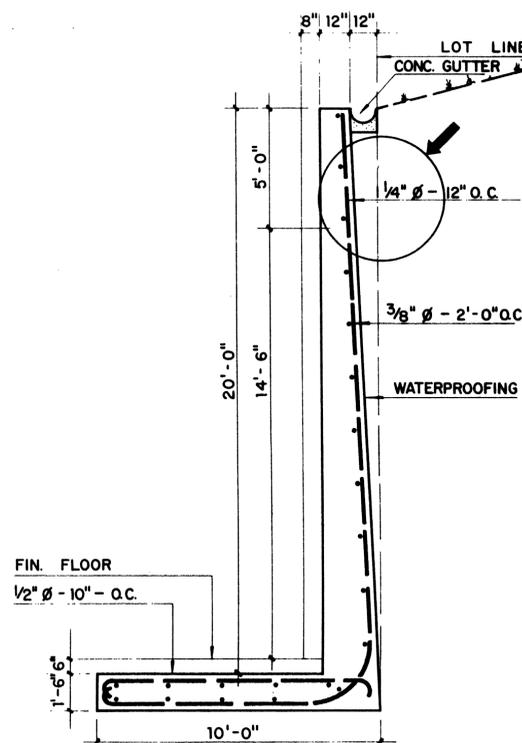
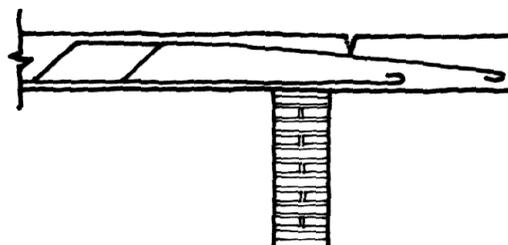
Sólo un razonamiento sobre el equilibrio de fuerzas del mecanismo general descrito en la fig. 7.18 y del mecanismo del nudo mismo, puede explicar el correcto diseño de la fig. 7.20.b. Y quién comprenda por qué funciona bien uno y mal el otro, estará en condiciones de diseñar detalles propios.

El error constructivo que más frecuentemente produce derrumbes parciales es la defectuosa colocación de las armaduras de losas en voladizo, fig. 7.21. En el mejor de los casos, si la armadura no ha descendido mucho, se produce una grieta que llega hasta los hierros y una flecha importante del extremo. Si el descenso es grande, la sección de apoyo se rompe, gira noventa grados y en general queda colgando. El problema es grave porque la rotura puede ser frágil y sin anuncio previo. Hay voladizos que se mantienen durante muchos años porque la resistencia a tracción del hormigón es suficiente. Si el voladizo tiene un metro de luz, 500 Kg/m^2 de carga y diez centímetros de espesor, está trabajando a 15 Kg/cm^2 de tracción, al borde de la rotura. Puede permanecer así durante mucho tiempo hasta que un ligero aumento de carga, o un aumento de la retracción por variación de la humedad ambiente, produzca la primera fisura y desencadene el colapso. Los reglamentos suelen establecer cargas mayores para aleros y balcones por tratarse de un tipo estructural sin posibilidad de mecanismos alternativos. Ese aumento no pretende ni puede cubrir el error de colocación de armaduras.

El constructor debe disponer soportes suplementarios para evitar que las armaduras bajen, diagramar un sistema de llenado que evite el tránsito de carretillas y operarios en las zonas de apoyos y controlar cuidadosamente hasta el instante mismo de vertido del hormigón.

Hay otro tipo de errores que podemos llamar de dibujo o transcripción como el que cita García Meseguer en su artículo "Patología de las obras de fábrica" publicado en el N°

7.21 Error constructivo en la posición de la armadura.



7.22 Error de representación por superposición de una línea de cota con un número uno. Colapso total.



223 de Informes de la Construcción. “Un caso curioso de fallo se muestra en la fig. 7.22, correspondiente a un muro de contención de tierras que se cayó nada más entrar en carga. Sucedió en Nueva York en el año 1950 y la causa fue un error en la interpretación del plano, al haberse dispuesto barras de 1/4 de pulgada en vez de 1 1/4 de pulgada, debido a la coincidencia del 1 con una línea de cota”.

Las barras colocadas tenían 1/5 del diámetro calculado y 1/25 de la sección. Esto no puede ser cubierto por ningún coeficiente de seguridad ni tampoco por la tan mentada “nobleza” del hormigón armado.

Lo que resulta inexplicable, es que no se haya advertido durante la ejecución la desproporción existente entre un muro de hormigón de 45 cm de espesor promedio y barras principales de acero de poco más de 6 mm de diámetro, o aún con las llamadas barras de repartición que eran de casi 10 mm de diámetro. El ojo del constructor tiene que estar suficientemente entrenado como para advertir errores de esta magnitud.

Algo parecido, pero a la inversa, le ocurrió al constructor de una planta depuradora de líquidos cloacales, donde había una cantidad de cámaras semienterradas de hormigón armado. En todas ellas los espesores de fondo y paredes variaban entre 15 y 30 cm en función de las dimensiones y proporciones. Pero había una sola, marcadamente rectangular, que siendo de dimensiones normales, tenía 60 cm de espesor. Un error fortuito en la interpretación de los lados del rectángulo para entrar en las tablas de cálculo había llevado a invertir los coeficientes para determinar los momentos en ambas direcciones.

Lo extraño es que hubiera pasado por la firma consultora que hizo el proyecto y por la inspección del ente oficial que encargaba la obra. Al desplegar los planos de detalles esa cámara resultaba grosera en comparación a las demás.

La experiencia acumulada por el profesional es valiosísima porque le permite comparar el objeto en estudio con todos aquellos similares que ya conoce y están probados por la práctica. Cuando se sale mucho de los límites habituales, sea en más o en menos, hay que desconfiar y trabajar hasta encontrar una respuesta convincente. Es muy difícil ser tan genial como para lograr éxito con un resultado que requiera la mitad del costo habitual; o ser tan ignorante como para necesitar el doble.

El comitente también tiene mucho que ver con la seguridad. El cliente se resiste a gastar para hacer más segura la obra, especialmente cuando ve que otros al lado han construido sin tomar las medidas que les aconseja su proyectista y no les ha pasado nada. Es difícil hacer entender a la gente que es imposible decir cuáles obras se van a caer y cuáles no. Si así fuera, bastaría con reforzar las inseguras y dejar las otras como están. Lo único que se puede afirmar es que las obras construidas de determinada manera tienen más, o menos, probabilidad de fallo que otras. No es fácil cuantificar esa probabilidad. Pero aunque así lo fuera, el propietario no entiende mucho de verdades estadísticas, o el significado de un probabilidad de 1 / 100.000 ó 1 / 500.000 de colapso. El quiere saber qué va a pasar con su obra, que no sufra inconvenientes y no le interesan las demás. Ese mismo propietario quizás acepte pagar el se-

guro de su automóvil y comprenda que a pesar de haber pasado veinte años sin ningún accidente ha hecho una buena inversión y ha vivido mucho más tranquilo en ese período. El caso es similar a la construcción sobre suelos colapsibles de tipo loésico, como el que abunda en extensas regiones de nuestro país. Este suelo, de origen sedimentario eólico, se caracteriza por una buena resistencia mientras permanece seco. Pero la infiltración de agua produce un desmoronamiento de las partículas del suelo y una disminución de volumen que origina grandes huecos. Cualquier construcción apoyada sobre él sufre desde asentamientos hasta hundimiento total. Se le hace ver al propietario que para alcanzar una seguridad similar a la acostumbrada en todas las construcciones, es necesario realizar una fundación profunda hasta llegar a un terreno firme. Obviamente la fundación profunda es más costosa que la superficial. La primera reacción del propietario es de incredulidad y pregunta: ¿por qué tengo que gastar todo eso, si hay casas vecinas con cimientos comunes que tienen treinta o cuarenta años y nunca les pasó nada?

Es cierto que a la mayoría no le ha pasado nada. Pero también es cierto que hay una minoría nada despreciable que ha sufrido importantes daños y requerido costosas reparaciones. Para vivir realmente tranquilo hay que disponerse a pagar la póliza de seguro de la fundación profunda. Si durante toda la vida útil de la construcción no llega nunca a producirse la temible e impredecible infiltración de agua, podrá pensarse que el gasto fue inútil. Lo mismo puede pensar el automovilista que nunca tuvo un accidente, con res-

pecto al seguro, que siempre pagó puntualmente.

Aquí es bueno destacar que el hecho de que una obra esté en pie, aún durante mucho tiempo, no significa que sea aceptable desde el punto de vista de la seguridad. Lo único que indica es que el coeficiente de seguridad es mayor que 1. Pero si el coeficiente de seguridad es de sólo 1,1 las probabilidades de fallo son enormemente mayores que cuando se tiene un coeficiente del orden de 2, ó más, como es lo normal.

El propietario debe advertir, a la hora de comparar y tomar decisiones, que el costo inicial no es el único. Y volviendo al comienzo de este capítulo recordamos que el costo generalizado mínimo tiene dos términos:

$$C_g = C_i + P_f (C_r + D)$$

No pueden compararse solamente los costos iniciales y olvidar que a menor seguridad aumenta la probabilidad de fallo P_f . Sería como comparar el precio de dos artículos sin tener en cuenta la calidad, duración, etc.

La sociedad espera que los edificios sean suficientemente resistentes como para que sólo en contadas excepciones haya que lamentar víctimas. Pero también espera que sean suficientemente económicos como para que se pueda disponer del mayor número y calidad de ellos para satisfacer las necesidades de toda la población. Esto ha sido históricamente así y hoy es mucho más grande el número de víctimas que producen los automóviles que los derrumbes de edificios, y eso que la gente pasa mucho más tiempo en estos últimos.



Cap VII

• SINTESIS Y CONCLUSIONES

Todo el que construye quiere que su obra sea segura y económica. Pero cuando exagera en la economía bajando la seguridad, crece la probabilidad de fallos con víctimas, daños y reparaciones y se pierde la economía inicial. Se trata de una cuestión de compromiso entre dos variables opuestas.

El coeficiente de seguridad establece la distancia entre la sollicitación que lleva a un estado límite a la obra y la sollicitación máxima previsible durante su vida útil.

El coeficiente de seguridad no es un valor único. Varía según la importancia de los posibles fallos. está destinado a cubrir todas las dispersiones normales que se producen en cargas y propiedades características de los materiales, así como defectos de ejecu-

ción y cálculo. No puede cubrir errores u omisiones totales. Los controles de proyecto y ejecución deben ser tales que eviten estas situaciones.

Para que una obra sea aceptable es condición necesaria que no se caiga; pero no es suficiente. Muchas obras están en pie con un coeficiente de seguridad muy reducido, es decir con un riesgo mucho más grande que el normal.

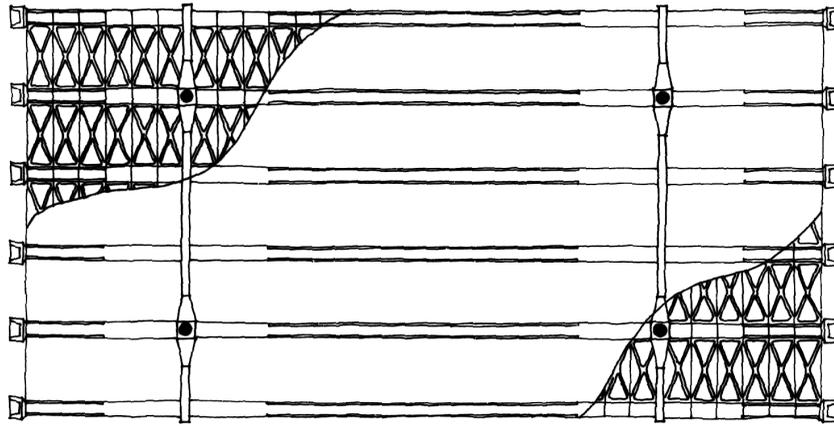
Los tipos estructurales que tienen mecanismos alternativos para equilibrar las cargas son intrínsecamente más seguros que los que no los tienen. Tanto en el diseño como en la ejecución debe procurarse dar a la obra esta seguridad adicional que, aunque no se calcule, puede salvarla en situaciones excepcionales.



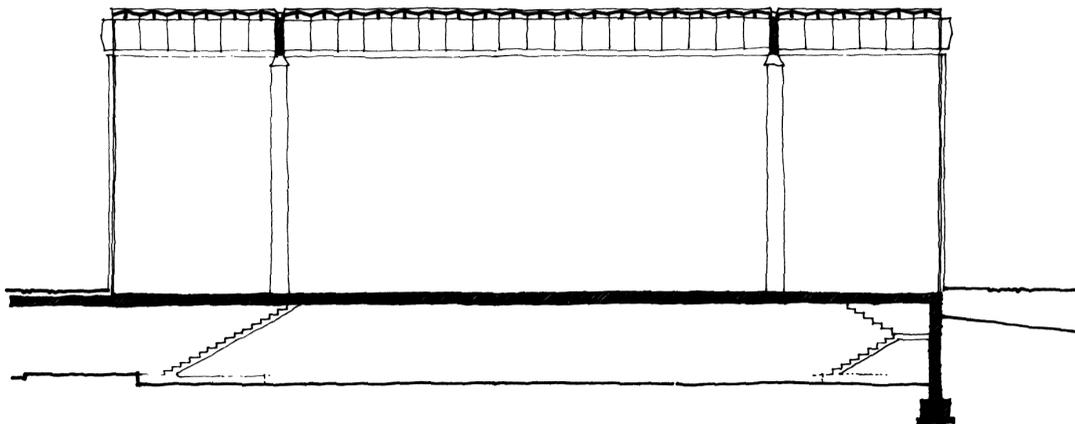
Cap VIII

- OBRAS

Iglesia Mater Misericordiae
Angelo Mangiarotti
Milán
1957



8.1 | Planta.



8.2 | Corte.



En las figs. 8.1 a 8.3 se puede apreciar fácilmente el esquema espacial de esta iglesia. En la planta inferior, a modo de cripta, se encuentra una pequeña capilla con el baptisterio, sacristía y espacios utilitarios. En el nivel superior, en una plataforma sobreelevada con respecto a la planicie circundante está la construcción de la iglesia configurada por una cubierta de hormigón y un cerramiento perimetral acristalado.

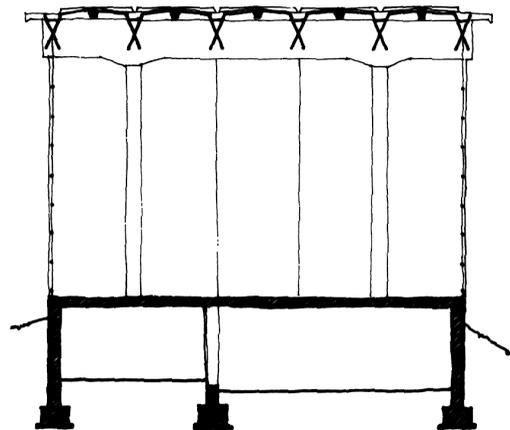
La estructura del nivel inferior es la convencional con muros de contención, pequeños locales y un entrepiso horizontal.

El verdadero interés estructural de esta obra está en el papel protagonista que juega la

cubierta superior en la generación y calificación del espacio de la iglesia.

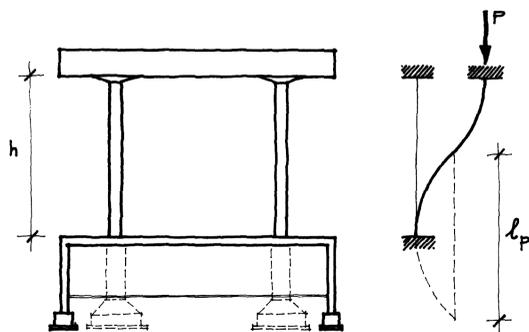
Se trata de un mecanismo estático sumamente simple y de fácil lectura. Las cuatro columnas se unen dos a dos por medio de las vigas principales en el sentido de la menor longitud, con sendos voladizos. Sobre las vigas principales se apoyan seis vigas secundarias con la misma organización de tramo central y voladizos. Sobre éstas unas losetas nervuradas. La estabilidad lateral está asegurada por el efecto de pórtico entre columnas y vigas en las dos direcciones principales.

Veamos más en detalle cada uno de estos cuatro elementos constructivos.

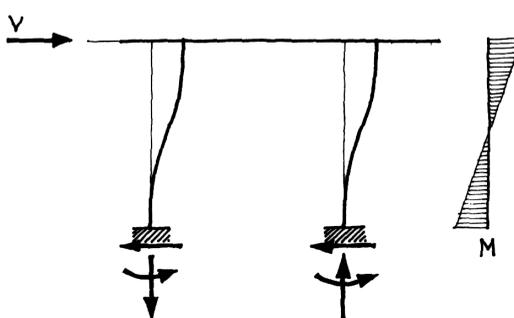


8.3 Corte.

8.4 Columnas biempotradas con corrimiento libre. La longitud de pandeo iguala a la altura.



8.5 Sistema aporticado para equilibrar fuerzas horizontales. Columnas empotradas en ambos extremos.



Las columnas tienen una forma troncocónica con casi 8 m de altura y un diámetro que varía de 60 cm en la base a 50 cm en el encuentro con la viga. Este ahusamiento tan marcado acentúa la impresión de esbeltez geométrica exagerando la perspectiva. Sin embargo, la esbeltez geométrica (diámetro/longitud) es de 1/13 y es la máxima posible para que el pandeo no comience a hacer sentir su influencia en el diseño. Ambos extremos de la columna están impedidos de girar, fig. 8.4; en la cúspide por las vigas y en el arranque por el entrepiso y el trozo inferior de fuste. De este modo la longitud de pandeo es igual a la altura total.

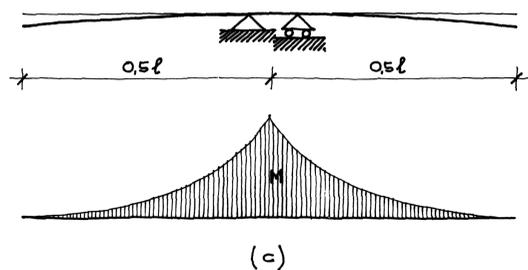
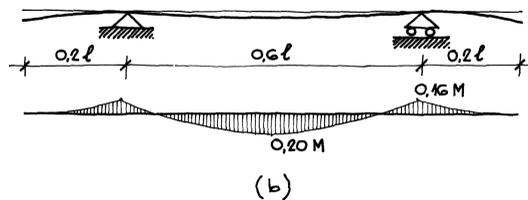
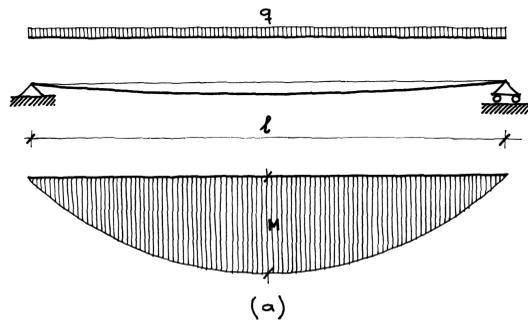
Para acciones horizontales tales como la de viento, o eventualmente sismo, la deformación de los pórticos sería la representada en la fig. 8.5. Este estado debería combinarse con la acción gravitatoria.

El peso de la cubierta se reparte por igual entre las cuatro columnas produciendo exclusivamente un esfuerzo normal de compresión. La superficie de la cubierta es cercana a los 300 m² y aún suponiendo una carga de una tonelada por metro cuadrado a cada columna le corresponden 75 toneladas de compresión. Este esfuerzo produce sobre la sección circular de 60 cm de diámetro una tensión de 27 Kg/cm², que es realmente baja para el hormigón armado. Este rápido razonamiento y cuantificación analítica indican al diseñador en la etapa inicial que se va por un buen camino. El margen de seguridad que todavía queda después de la acción gravitatoria es el que le permitirá resistir adecuadamente la sollicitación de flexocompresión que resultará de la combinación de acciones verticales y horizontales.

La posición de las cuatro columnas en el



8.6 | Viga con dos apoyos en distintas posiciones:
(a) con apoyos en los extremos se obtienen momentos positivos exclusivamente; (b) Con voladizos de esta proporción el momento al centro se reduce a la quinta parte; (c) Cuando los voladizos crecen hasta el medio se repite el momento de (a) pero negativo.



rectángulo de la planta es fundamental para todo el envidado superior.

En la fig. 8.6 se ve qué ocurre cuando los apoyos se corren desde los extremos hasta juntarse en el centro del tramo.

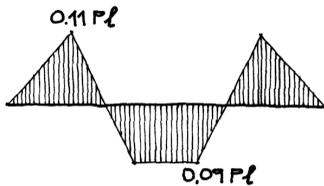
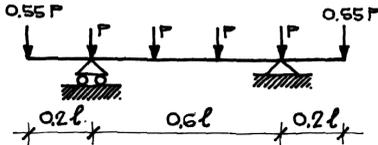
Hay una situación intermedia, fig. 8.6.b, cuando los voladizos son un tercio del tramo central, en que los momentos de tramo y apoyo prácticamente se igualan, y lo que es más importante se reducen a la quinta parte del valor original. La flecha en el centro tiene una reducción aún más notable.

Es indiscutible la mayor eficiencia que se logra con un empleo equilibrado de los voladizos. Mangiarotti ha echado mano a este recurso en muchos de sus sistemas prefabricados.

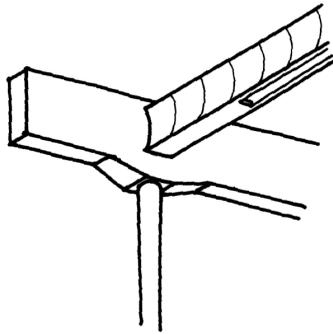
Si las cargas son concentradas, fig. 8.7, en vez de repartidas, la forma del diagrama de momentos es poligonal, pero el efecto de reducción es similar al anterior. La carga de borde puede ser algo más de la mitad de una de las centrales y por esta razón el momento de apoyo puede llegar a superar ligeramente al momento de tramo.

Las vigas secundarias responden al esquema de la fig. 8.6.b. La sección en X de las dovelas prefabricadas es mínima y no alcanza a resistir el máximo momento negativo que se da en los apoyos. Para aumentar las resistencias se colocan unas dovelas especiales con placa de compresión en la cara inferior, pero sólo en la proximidad del apoyo. Cuando el momento negativo se reduce ya no es necesaria la placa de refuerzo. En el centro del tramo, el hormigón de compresión en la parte superior existe naturalmente y no se requiere ninguna medida adicional.

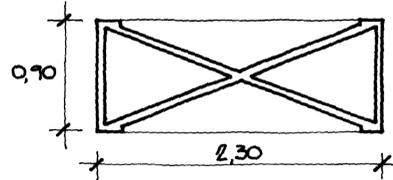
8.7 La viga con cargas concentradas también aumenta su eficiencia cuando usa los voladizos para reducir la luz y los momentos del tramo central.



8.8 Encuentro de columna y vigas. El detalle del capitel no solo obedece a una ley estática sino que da individualidad y jerarquía al elemento constructivo.



8.9 Placa de cubierta con nervadura en X.



Las vigas principales están homigonadas in situ y son de sección rectangular. La máxima sollicitación se presenta en el apoyo y allí se produce un aumento de sección, tanto en ancho como en altura, fig. 8.8. Esta variación de la forma resuelve no sólo el problema estático de la resistencia flexional sino también el nudo de encuentro de barras que siguen tres direcciones ortogonales en el espacio. El ensanche del capitel permite que la viga principal envuelva totalmente a la columna. El aumento de altura separa la columna de la viga secundaria jerarquizando así la principal. Conviene hacer notar que ambas vigas tienen similares momentos flectores ya que

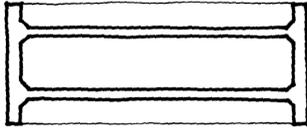
las secundarias tienen el doble de luz pero mucho menos carga que las principales.

Las vigas principales se leen como tales por su sección maciza, adaptadas a la sollicitación de esfuerzo cortante, y una proporción robusta. Las secundarias son mucho más esbeltas y se acentúa esta impresión por la delgadez de las paredes de la X y los contrastes de luz y sombra del intradós.

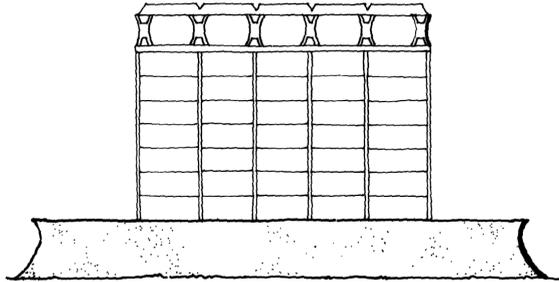
Las placas de cubierta, fig. 8.9, de sólo 4 cm de espesor tienen un nervurado en diagonal. Seguramente unas nervaduras paralelas como las de la fig. 8.10 podrían ser construc-



8.10 Esta otra placa tendría constructivamente más eficiencia, pero no es el único factor a considerar.



8.11 La forma en X como parte de un lenguaje.



tivamente más eficientes; pero sin duda que no lograrían la vibración de rombos y triángulos ni la riqueza de formas geométricas que caracteriza a esta cubierta.

Las decisiones de diseño no siempre pasan por la economía de un metro cúbico más o menos de hormigón, sobre todo cuando la estructura cumple un papel que va mucho más allá del propio e ineludible de sostener.

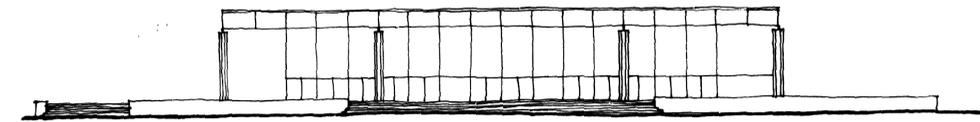
En este ejemplo particular la estructura es el principal lenguaje del arquitecto. La forma en X es un elemento del vocabulario, fig. 8.11, y se encuentra en las vigas secundarias, en los nervios de la cubierta, se insinúa en

el muro de contención y ha sido usada repetidas veces aún en diseños industriales del autor.

Las dovelas de testero que sobresalen de la fachada vidriada ya no cumplen ninguna función resistente pero facilitan la comprensión del conjunto. Lo mismo puede decirse de las cabezas de las vigas principales que se ven desde la otra fachada.

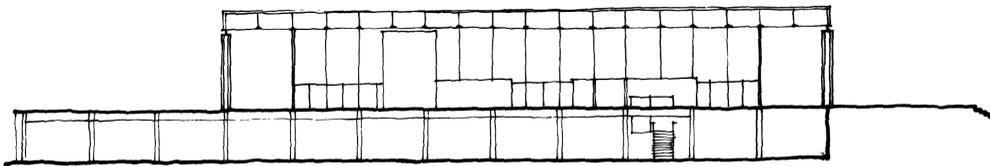
Esta es una de esas pocas obras en los que la estructura aislada, en esa etapa de ejecución, ya da una idea cabal del resultado final. El cerramiento lateral, que es pura luz, resalta aún más el valor de la estructura.

Nationalgalerie
Mies van der Rohe
Berlin
1968



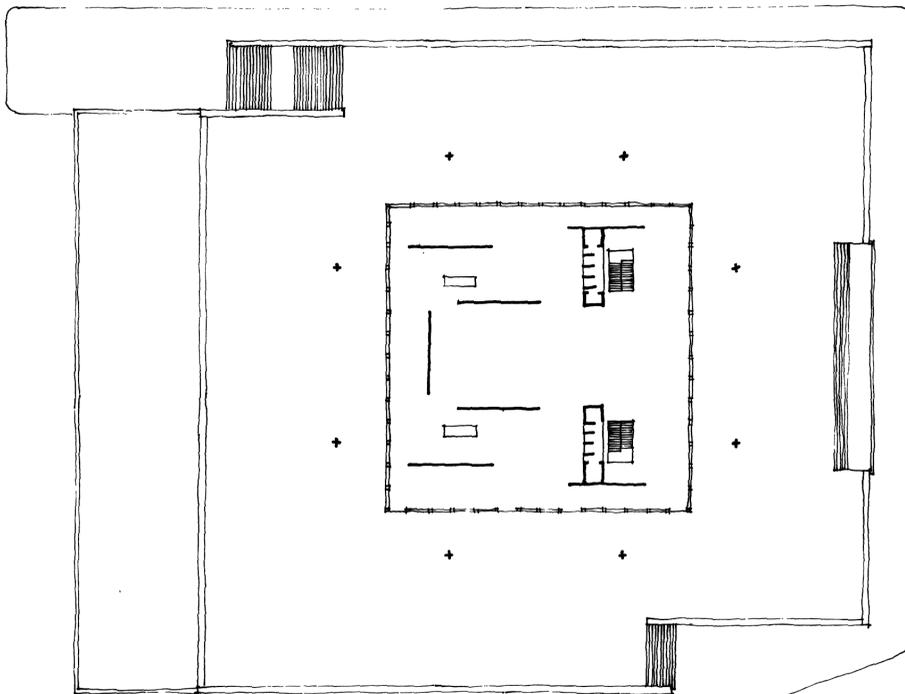
8.12 | Galería Nacional de Berlín.
(a) Vista.

(a)



(b) Corte.

(b)

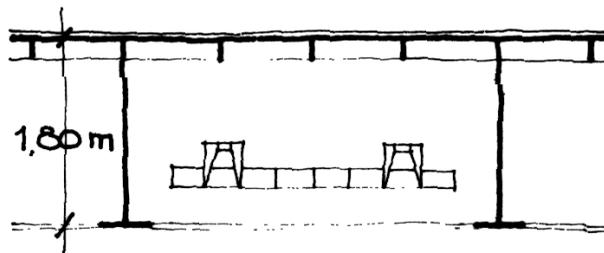


(c) Planta.

(c)



8.13 Detalle de la cubierta.



El edificio se desarrolla en dos niveles superpuestos, fig. 8.12.

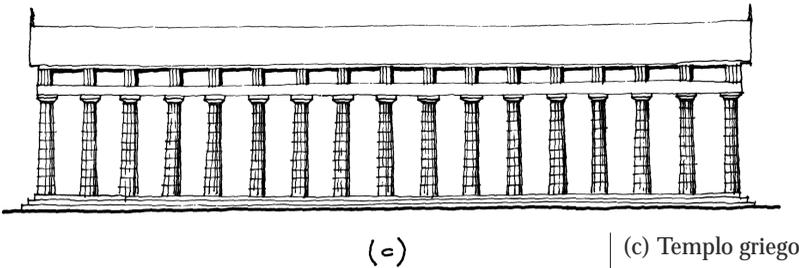
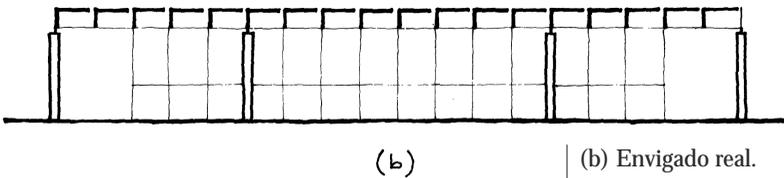
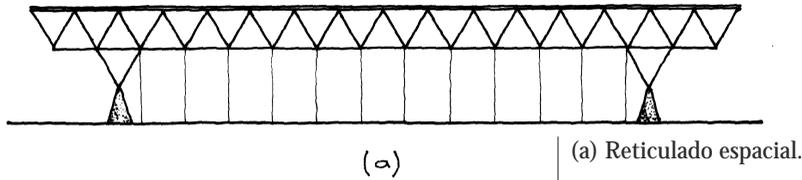
El nivel inferior, semienterrado contiene los servicios. está cubierto por una estructura convencional de hormigón armado con columnas espaciadas a 7,20 m en ambas direcciones.

El nivel superior alberga la gran sala de exposiciones. Su cubierta es una placa cuadrada de 64,80 m de lado, formada por un emparrillado de vigas metálicas cruzadas que apoyan en ocho columnas en los bordes.

La diferencia de tipos estructurales se explica claramente cuando se tiene en cuenta la naturaleza de los locales que configuran y el tipo de cargas que reciben. Los servicios requieren una multiplicidad de espacios fijos, pequeños o medianos, que se ordenan dentro de la trama de columnas. Las cargas que recibe esta estructura son las de un entepiso con posible aglomeración de personas y exhibición de obras de arte que pueden llegar a ser pesadas esculturas de piedra. Conviene reducir las luces y se justifica una estructura

pesada de hormigón armado en consonancia con las cargas de uso. La sala de exposiciones, a la que dedicaremos toda nuestra atención, requiere un espacio único, sólo divisible virtualmente por el cambiante material de exposición. Como sobrecarga adicional al peso propio de la estructura sólo se deberá contar con una liviana protección climática y la nieve que se pueda acumular. Se impone la máxima separación entre columnas y un material de mayor resistencia, como el acero, para reducir peso propio adecuándolo a las pequeñas sobrecargas de uso.

El canto de las vigas se ha fijado en 1,80 m, lo que significa $1 / 36$ de la luz, fig. 8.13. El alma tiene 1,5 cm de espesor mientras que las alas miden 3×50 cm. Esto da una incidencia de 245 Kg de vigas de acero por cada metro cuadrado de superficie cubierta. Frente a los 400 Kg/m^2 que es la carga total tenemos que el peso del envigado solo ya es el 60 por ciento del total. Esto nos indica que el tipo estructural está alcanzando su límite práctico de aplicación. Con mayores dimensiones ya no quedaría casi margen para carga útil.



La estructura resulta costosa por su peso elevado. Se podría reducir peso con un reticulado espacial de mayor canto a costa de perder el sereno clasicismo que logra el original, fig. 8.14.

En un edificio destinado a crear el ambiente propicio para la exhibición de las más valiosas obras de arte del siglo XX la mejor estructura es la que lo consigue, aunque no sea la más barata.

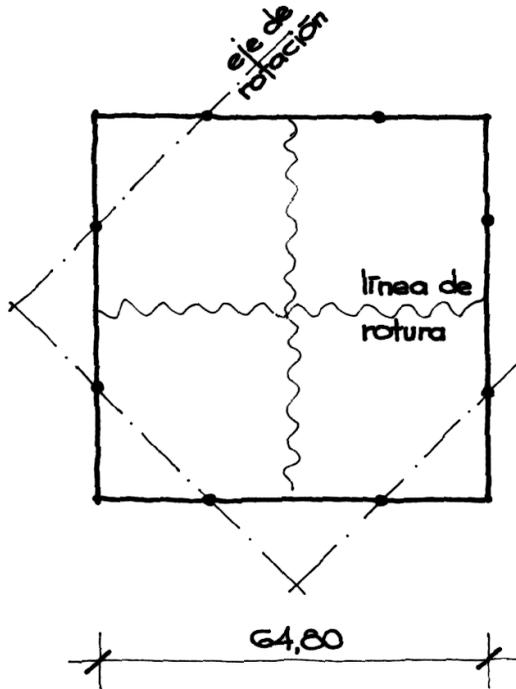
Una primera aproximación al comportamiento estático de este emparrillado se po-

dría hacer asimilándolo al de una losa igualmente armada en ambas direcciones.

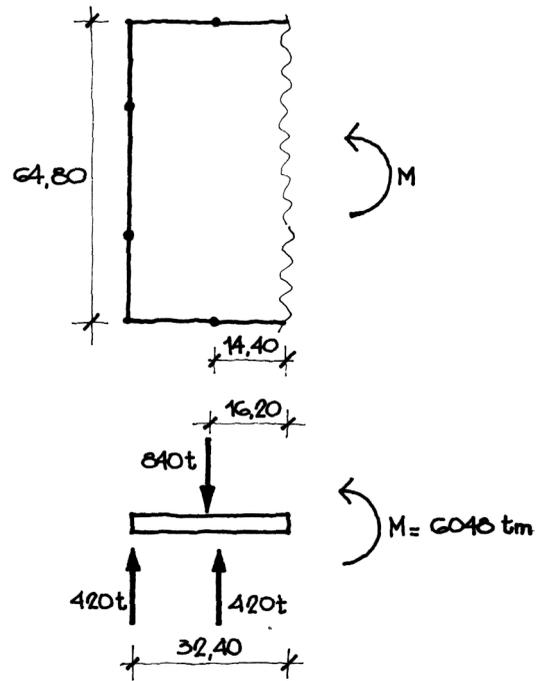
En un estado final, o de rotura, la placa queda dividida en cuatro sectores, cada uno de ellos girando alrededor de un eje que pasa por dos apoyos, fig. 8.15. Los momentos máximos se producen a lo largo de las llamadas líneas de rotura o articulaciones plásticas. El momento flector a lo largo de una línea de rotura puede conocerse seccionando la placa por esa línea y aplicando la definición de momento flector, fig. 8.16.



8.15 Configuración de rotura de una placa homogénea sobre ocho apoyos.



8.16 Equilibrio de fuerzas y momentos seccionado por la línea de rotura.



Considerando una carga de $0,4 \text{ t/m}^2$, el peso de toda la estructura es de 1680 t . Cada una de las ocho columnas reacciona con 210 t . Así se puede llegar a que $M = 6048 \text{ tm}$.

Este momento corresponde a las 19 vigas existentes en la sección. Por lo tanto el valor *promedio* sería 19 veces menos, o sea 318 tm . Como el perfil diseñado tiene un módulo resistente

$$W_x = 34.133 \text{ cm}^3$$

las tensiones máximas producidas por la flexión serán

$$s = \frac{M}{W} = 0,93 \text{ t/cm}^2$$

Este valor es sólo un 66 por ciento de la tensión admisible y nos indica que aún

cuando algunas vigas tengan en un régimen elástico tensiones superiores al valor promedio, seguramente estarán todavía dentro de lo admisible. De todos modos, no es grave que algunas secciones de vigas estén sobrecargadas cuando existen mecanismos alternativos para resistir el efecto de las cargas.

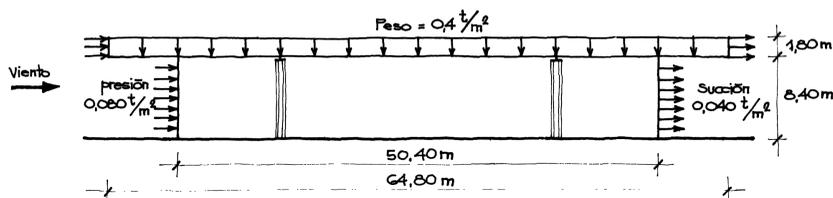
Este sencillo análisis basado exclusivamente en las leyes del equilibrio estático es de mucha utilidad en las primeras etapas del diseño y puede considerarse suficientemente válido como para garantizar que la organización y dimensiones previstas en el anteproyecto son correctas. En caso de surgir modificaciones por el cálculo estructural estricto los cambios serán mínimos y no afectarán la idea generadora.

ALTERNATIVA (zona más solicitada)	Momento Máximo (+) tm	Momento Máximo (-) tm	Flecha centro placa cm	Flecha centro viga de borde cm	Flecha extremo voladizo cm	Trabajo tm
 $a = 1800$	+ 467	- 420	+ 32,6 ↓	+ 2,0 ↓	+ 3,0 ↓	22,7
 $a = 2160$	+ 528	- 544	+ 34,3 ↓	- 1,4 ↑	+ 15,4 ↓	24,9
 $a = 1440$	+ 506	- 309	+ 34,9 ↓	+ 9,6 ↓	- 8,4 ↑	26,9
 $a = 720$ $b = 1440$	+ 268	- 201	+ 13,6 ↓	+ 1,3 ↓	- 7,6 ↑	7,0

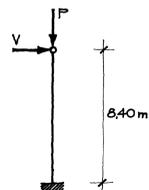
8.17 Cuadro que indica el comportamiento de cuatro posiciones alternativas en la distribución de apoyos.



8.18 Templo clásico con y sin columnas.



8.19 Acción del viento en las superficies verticales.



8.20 Esquema estático de la columna.



Es evidente que la posición de las columnas tiene consecuencias fundamentales en la deformación y en los momentos flectores del emparrillado. Del mismo modo que en una viga simple, cuando los apoyos se acercan al centro disminuyen los momentos positivos en la parte central pero crecen los momentos negativos en los arranques de los voladizos. Si la sección resistente es simétrica, doble T, conviene emparejar los momentos de tramo y de apoyo. Hemos supuesto otras posiciones alternativas y verificado con el auxilio de programas de computación las solicitaciones y deformaciones. Los resultados están sintetizados en el cuadro de la fig. 8.17.

La alternativa 1 es la realmente construida. La máxima solicitación se da en el centro de la placa con $M = +467$ tm. Este valor resulta obviamente superior al promedio que habíamos estimado pero aún está dentro de lo admisible. Llevar las columnas más adentro como se ve en la alternativa 2 es contraproducente porque el momento de apoyo crece a -544 tm y el descenso del voladizo es excesivo. Llevar las columnas más afuera, como en la alternativa 3, tampoco es favorable porque el máximo momento positivo es $+506$ tm, dándose en la viga de borde. Desde el punto de vista estático la más eficiente es la número 1 que además es la que menos trabajo de deformación realiza.

Con el propósito de aprovechar más aún el efecto de los voladizos se ha estudiado la alternativa 4 retirando las columnas hasta la línea de cerramiento. El beneficio es evidente, tanto en la solicitación máxima, que baja a $+268$ tm, cuanto en la deformación. Tampoco puede decirse que haya interferencias con las actividades propias del museo. ¿Por

qué no adoptar esta alternativa? En muchos edificios y en este especialmente las columnas tienen un sentido arquitectónico que va mucho más allá de su irrenunciable deber de soportar las cargas. En este caso, las ocho columnas definen visualmente un espacio envolvente del espacio interno encerrado realmente por la caja de vidrio; cada pareja de columnas periféricas genera un plano virtual que actúa como límite de las galerías y recompone la totalidad del prisma cubierto por el techo. Sacar las columnas del perímetro sería como si un constructor griego hubiera descubierto que con cabriadas de madera se podían cubrir las galerías del Partenón con voladizos y hubiera decidido economizar todo el material y mano de obra de las columnas eliminándolas, fig. 8.18.

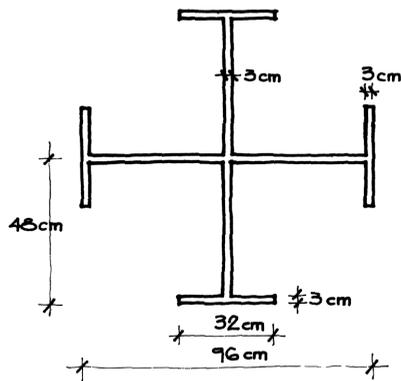
Las ocho columnas deben soportar la totalidad de la carga gravitatoria de la cubierta y además las fuerzas horizontales que el viento pueda llegar a aplicar a los cerramientos acristalados y al borde del techo, fig. 8.19.

La simple observación del detalle constructivo indica que la unión entre columnas y vigas de borde se hace por una articulación perfecta. No hay ninguna posibilidad de un funcionamiento de pórtico al no existir transmisión de momentos entre vigas y columnas.

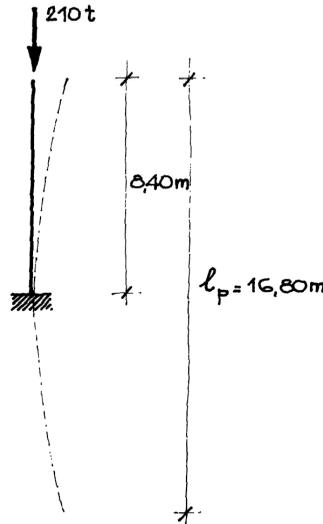
Para que el sistema sea estable es imprescindible entonces que las columnas estén empotradas en el arranque; el detalle constructivo así lo demuestra. El esquema estático de la columna, fig. 8.20, resume estas consideraciones.

La carga vertical del techo se distribuirá por partes iguales entre las ocho columnas por simetría.

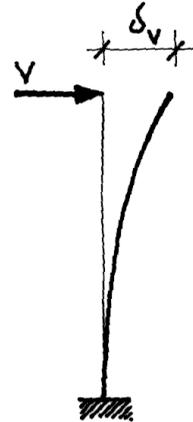
8.21 Sección de la columna.



8.22 Esquema de pandeo.



8.23 Corrimiento lateral debido al viento.



La carga de viento, también puede admitirse que se reparte por igual ya que el emparrillado de vigas, con sus chapas intermedias, constituye un plano horizontal muy rígido que obliga a todas las columnas a tener idénticos corrimientos en su punto superior.

Como la planta mide 64,80 m de lado, la carga es $0,4 \text{ t/m}^2$ y hay ocho columnas, resulta:

$$P = \frac{64,80 \times 64,80 \times 0,4}{8}$$

$$P = 210 \text{ t}$$

Para la fuerza de viento se suman las presiones y succiones actuantes sobre las distintas superficies de fachadas y se obtiene:

$$V @ 5,0 \text{ t}$$

Las características de la sección transversal de la columna, en su base, están indicadas en la fig. 8.21.

Como la construcción es desplazable en su parte superior, fig. 8.22, la longitud de pandeo de la columna es el doble de su longitud real y su esbeltez resulta:

$$l = 64$$

lo que lleva a un coeficiente de pandeo

$$w = 1,34$$

Entonces la tensión de compresión sería:

$$S = \frac{1,34 \times 210}{924} = 0,30 \text{ t/cm}^2$$

que es realmente baja.

Además hay que tener en cuenta las tensiones debidas a la flexión, fig. 8.23. La fuerza de viento de 5,0 t produce un momento flector $M = 5,0 \times 8,40 = 42,0 \text{ tm}$ y una deformación

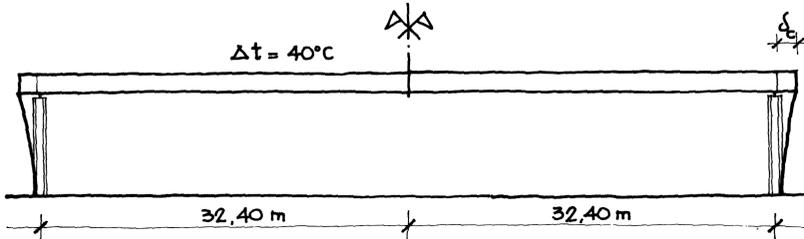
$$d_v = 0,76 \text{ cm}$$

La rigidez será :

$$\frac{V}{d_v} = 6,58 \text{ t/cm}$$



8.24 Corrimientos debido a un calentamiento de 40°C.



y las tensiones máximas serán:

$$S = \frac{M}{W} = \frac{4.200}{12.800} = 0,33 \text{ t/cm}^2$$

La superposición de ambas acciones lleva tensiones

$$S = 0,30 + 0,33 = 0,63 \text{ t/cm}^2 < S_{adm}$$

Las tensiones hasta ahora estimadas son suficientemente bajas como para dejar una reserva para resistir otro tipo de acciones aún no previstas. Por ejemplo, la dilatación térmica de la cubierta que provocará un empuje horizontal en el vértice de la columna que puede sumarse al del viento. Los corrimientos horizontales del punto superior de la columna hacen que la carga vertical de 210 t no esté centrada con la base, y agregan un momento flector.

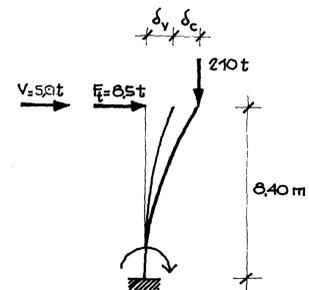
Si la cubierta llegara experimentar un salto térmico de 40°C con respecto a su etapa inicial, fig. 8.24, el corrimiento d_c es proporcional al coeficiente de dilatación térmica del acero, a dt y a la longitud de la pieza.

$$d_c = 0,00001 \times 40 \times 32,40 = 1,3 \text{ cm}$$

Para producir este corrimiento es necesaria una fuerza horizontal que es el producto del corrimiento por la rigidez.

$$F = 1,3 \times 6,53 = 8,5 \text{ t}$$

8.25 Superposición de deformación por viento y calentamiento.



Si se es tan pesimista como para suponer que el máximo viento de diseño se da simultáneamente con el máximo salto térmico y la máxima sobrecarga accidental, se tiene como estado pésimo el que se ve en la fig. 8.25.

$$d_v + d_c = 1,24 + 1,30 = 2,54 \text{ cm}$$

El momento en la base es:

$$\begin{aligned} M &= 8,1 \times 8,40 + 8,5 \times 8,40 + 210 \times 0,0254 \\ &= 68,04 + 71,4 + 5,3 \\ &= 144,74 \text{ tm} \end{aligned}$$

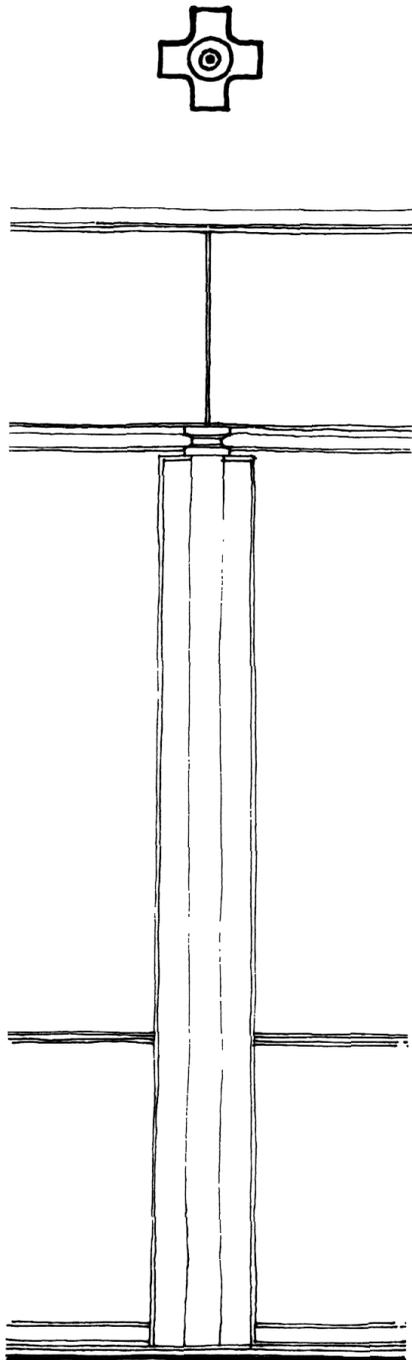
La comparación entre el momento producido por la deformación térmica, 71,4 tm, y el producido por el viento, 68,04 tm, indica que en este caso, el efecto térmico no es un efecto secundario, sino algo tan importante como el viento. En cambio, el efecto del corrimiento de la carga vertical, llamado efecto P.d, es aquí insignificante, sólo 5,3 tm.

De todos modos las tensiones producidas por flexión serían:

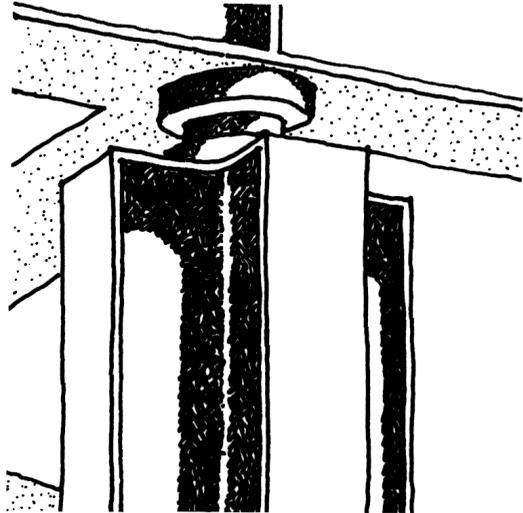
$$S = \frac{M}{W} = \frac{117,7}{12.800} = 0,92 \text{ t/cm}^2$$

Esta tensión es mucho más importante que la producida por compresión, 0,30 t/cm². Sumadas se llega a 1,43 t/cm², valor admisible.

8.26 | Diseño de la columna.



8.27 | Detalle de articulación entre columna y viga de borde.

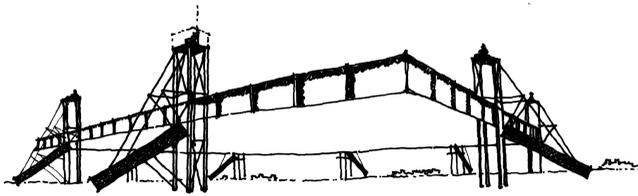


Las columnas tienen en sí mismas un valor escultórico que requiere una posición donde los contrastes de luz y sombra valoricen el lujo de detalles con que han sido diseñadas. Las chapas que forman las alas de las cuatro secciones en T que se unen en el eje, varían de 32 cm en el arranque a 29 cm en la cúspide, fig. 8.26. En idéntica proporción varían las almas. Una variación tan pequeña no puede relacionarse con la variación del momento flector, que va de cero arriba a 145 tm abajo. La explicación hay que buscarla en una corrección óptica similar a la de las columnas de los templos griegos.

La chapa superior que produce la continuidad de cada ala con su opuesta y laterales, fig. 8.27, empalma los brazos de la cruz con una curva cóncava que dialoga con la convexidad



8.28 Levantamiento de emparillado y columnas.



de la articulación. Las decisiones de diseño aquí pasan más por lo escultórico que por la sola necesidad de transmitir esfuerzos.

La articulación, que con su chapa de asiento son las únicas piezas curvas de la construcción, resuelve no sólo la transmisión de fuerzas entre cubierta y soporte sino que es el nexo que permite identificar sus propios significados y hasta resulta un símbolo recordatorio del proceso de erección de la estructura.

Hay que señalar que el emparillado de vigas fue armado a 1,20 m del piso con las columnas rebatidas horizontalmente sobre el mismo, fig. 8.28.

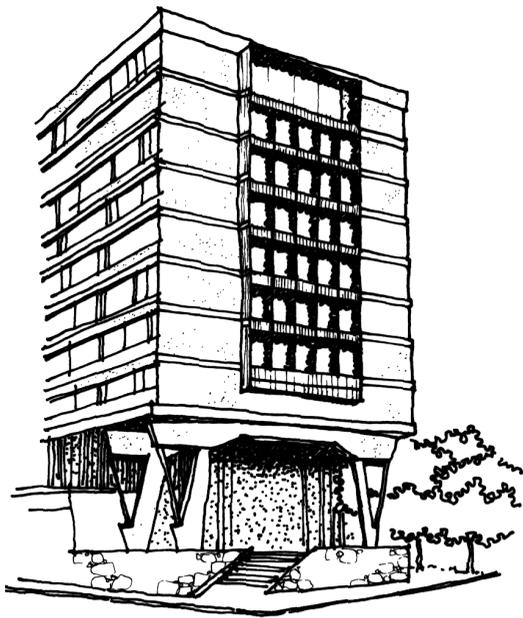
Luego, por medio de torres auxiliares se levantó la cubierta hasta la posición definitiva mientras las columnas pivotaban alrededor

de las articulaciones hasta alcanzar la posición vertical.

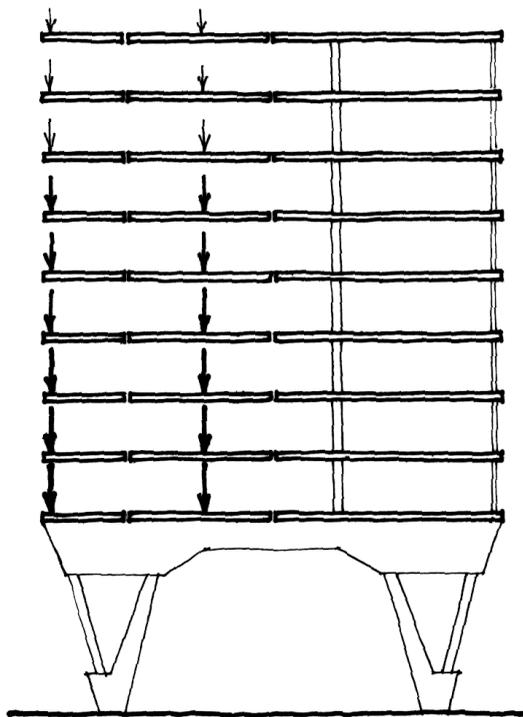
Otro detalle estructural aprovechado expresivamente es el de los rigidizadores del alma de la viga de borde. En toda viga de alma delgada es posible el pandeo de la misma debido a los esfuerzos diagonales de compresión. Para evitar este peligro se suelen colocar elementos transversales que aumenten la rigidez lateral. En este caso las mismas vigas perpendiculares entre sí logran ese objetivo. Sin embargo, en la viga de borde se ha preferido agregar rigidizadores externos que con su contraste de luz y sombra, dan ritmo y escala al friso exterior, además de mostrar la continuidad con la trama interior del envigado. Esta trama de 3,60 x 3,60 m está originada por las alas inferiores de las vigas y forma unos contrastantes casetones oscuros que actúan como receptáculos ordenadores de los artefactos acondicionantes del ambiente: cielorrasos acústicos, luces, bocas de aire acondicionado, etc. Las demás superficies como acristalamiento periférico y pisos de granito también se adecuan a la trama del envigado superior.

Este es un buen ejemplo de un edificio cuya estructura ha sido aprovechada al máximo para generar el volumen y el espacio arquitectónico dándoles una calidad especial con un mínimo de recursos. Desde un punto de vista puramente estático, es decir exclusivamente de la capacidad para resistir cargas, puede decirse que esta estructura no es la más económica posible. Pero si se evalúan todos los demás beneficios cualitativos obtenidos, evaluación naturalmente intuitiva, puede admitirse un excelente aprovechamiento de los recursos estructurales empleados.

Sede Administrativa de la
Municipalidad
Sánchez Elía, Peralta Ramos
y Agostini
Córdoba
1955

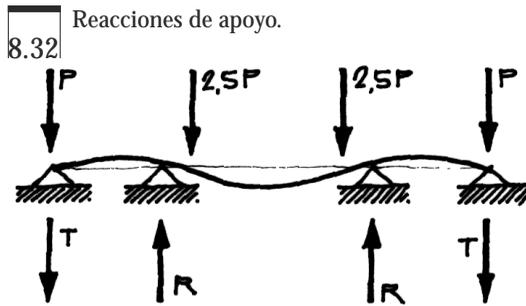
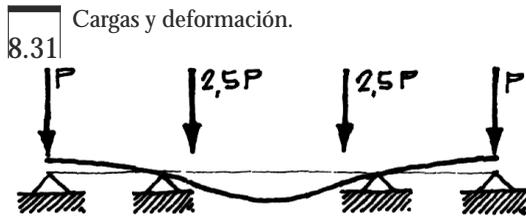


8.29 Municipalidad de Córdoba.



8.30 Sección.

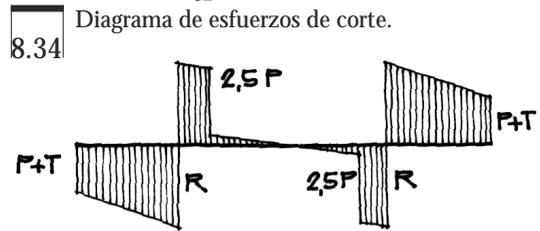
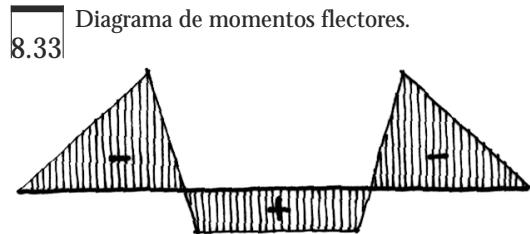




$$R = 2,5P + P + T$$

El palacio municipal se compone de dos cuerpos; el más bajo es la sede del Departamento Ejecutivo, el más alto alberga las oficinas de administración, que se ubican en ocho plantas superpuestas al gran hall de acceso y distribución, fig. 8.29. Es justamente de la estructura de este hall de lo que nos ocuparemos.

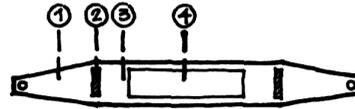
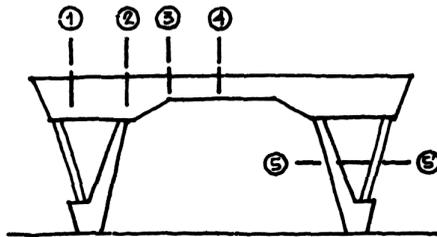
Los ocho pisos superiores están sostenidos por placas de hormigón armado sin vigas aparentes y por cuatro filas de columnas cilíndricas de diámetro decreciente hacia arriba. Los muros que encierran ascensores y servicios en dos núcleos enfrentados contribuyen a la estabilidad lateral del conjunto. El vano central es de luz algo mayor que los laterales, con lo que se logra aprovechar su doble empotramiento; se evitan así deformaciones excesivas en los tramos laterales. Con esta separación de columnas es natural que las centrales reciban una carga mucho mayor que la externas. Al llegar al hall principal se produce una transición, fig. 8.30; las cuatro columnas son recibidas por una gran viga



con un soporte en V en cada extremo. El esquema de cargas se aprecia en la fig. 8.31. Como las cargas centrales son mucho más grandes los extremos de la viga tienden a levantarse. Esto no ocurre porque se producen reacciones de apoyo como las indicadas en la fig. 8.32; la reacción T dirigida hacia abajo indica que la rama exterior de la V está trabajando a tracción. Esto es muy evidente por la pequeña sección circular que tiene la pieza. Más aún, durante el proceso constructivo estuvieron nada más que las armaduras de acero hasta completar la carga de los ocho pisos. Una vez que las barras habían entrado en carga estirándose en forma elástica, recién se hormigonó la pieza para proteger las barras de la corrosión. Con este procedimiento se evitó el alargamiento y fisuración del hormigón.

En función de la curva deformada es fácil dibujar los diagramas de momentos flectores y esfuerzos de corte de la viga, figs. 8.33 y 8.34.

8.35 Variación de secciones en función de la flexión y el corte.



① Predominio de esfuerzos cortantes

② Momento flector máximo y esfuerzo de corte máximo

③ Dimensionada al corte

④ Viga placa absorbe los momentos positivos. Corte casi nulo.

⑤ Dimensionada según R y T

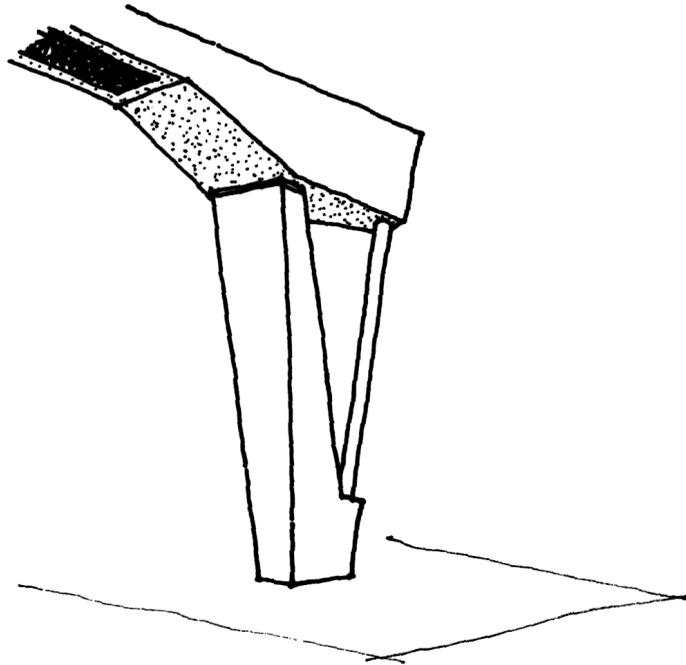
Para el diseño seccional de la viga se han tenido en cuenta tanto la flexión como el corte, fig. 8.35. En la zona comprendida entre las secciones 1 a 3 el corte es muy grande y casi constante. Los esfuerzos diagonales de compresión que origina el corte requieren secciones macizas del alma de la viga. A pesar de que las secciones 1 y 3 tienen momentos flectores reducidos, el corte es dominante. Se puede apreciar que la forma

de la viga se asemeja al diagrama de corte. En la zona de la sección 4 el corte es prácticamente nulo; se puede reducir el alma de la viga. El momento flector es positivo y casi constante; para resistirlo sólo es necesario el hormigón de la parte superior de la sección, donde se desarrollan las compresiones.

La sección en U invertida adoptada se adecua a todas estas exigencias resistentes.



8.36 Estructura de valor escultórico y significativo.



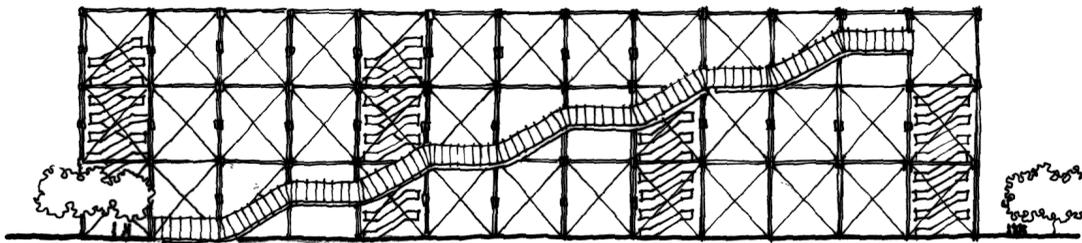
Si el soporte en V se macizara podría entenderse esta estructura como un solo pórtico, pero aquí se ha preferido la expresión de la viga de transición apoyada en cuatro puntos arriba que se reducen a dos abajo. El detalle del rehundido del soporte cuando recibe a la viga acentúa esta separación.

Es natural que si las cuatro columnas que vienen de los pisos superiores hubieran con-

tinuado verticalmente hasta las fundaciones se hubiera obtenido una solución estáticamente impecable y también de menor costo. Pero aquí se tomó la decisión de usar la estructura como protagonista del hecho arquitectónico, fig. 8.36. A partir de allí se configuró la estructura buscando una serie de valores simbólicos, formales, de escala, etc., pero siempre con una lógica estructural innegable.

Centro Georges Pompidou
Piano, Rogers y Ove Arup
París
1971

8.37 Vista.



Este enorme edificio dedicado a variadas actividades culturales está compuesto por 6 plantas de 70 m por 166 m, figs. 8.37 y 8.38.

El principio estructural empleado es tan simple como el de una caja de cartón, fig. 8.39. El techo, plano horizontal E, recibe las cargas gravitatorias y se apoya en los planos verticales logrando así su equilibrio. Cuando actúan fuerzas horizontales de viento en la dirección X los planos C y D se apoyan en el piso y en el techo, fig. 8.40.a. El techo se apoya en los planos A y B, los que a su vez requieren reacciones del terreno para equilibrar a la fuerza V y al momento V.h, fig. 8.40.b.

El mismo análisis se puede hacer en la dirección Y. Si se trata de una acción sísmica las

fuerzas horizontales se originan por la inercia de la masa de la construcción, la que se encuentra concentrada principalmente en el plano horizontal y no en los verticales.

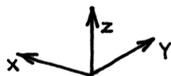
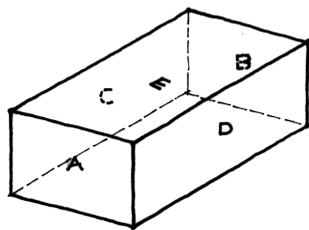
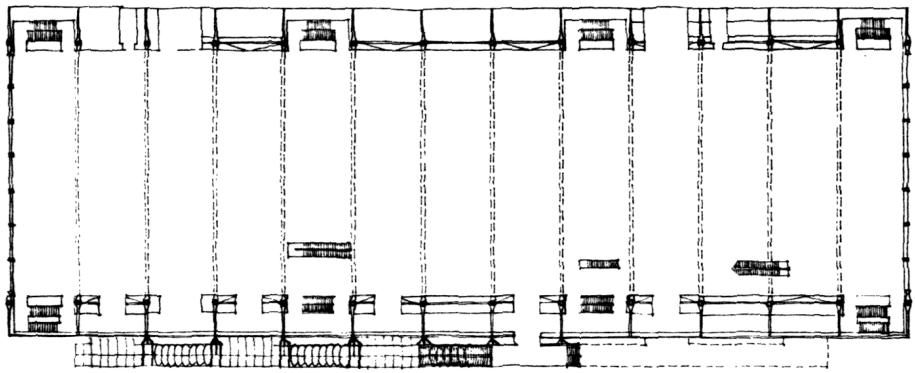
Este esquema primario puede darse tal cual en una pequeña construcción de 4 ó 5 metros donde los planos verticales son muros de mampostería y la tapa una losa de hormigón de 10 cm de espesor.

Pero cuando las dimensiones aumentan, fig. 8.41, la flexión de la losa crece en forma exagerada y se necesita darle rigidez y resistencia por medio de otros planos resistentes verticales, que son las vigas, fig. 8.42. Si la separación entre vigas principales V.P. todavía resultara excesiva para la losa, se podrá recurrir a un sistema de vigas secundarias V.S. y así sucesivamente.



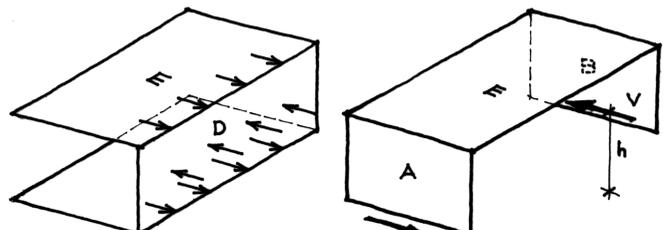
8.38

Planta.



8.39

Esquema estático espacial.



(a)

(b)

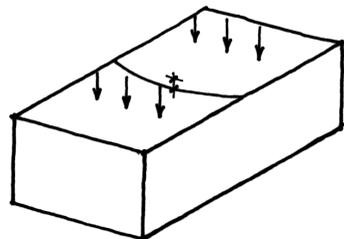
8.40

(a) Equilibrio del plano vertical D.

(b) Equilibrio del plano horizontal E.

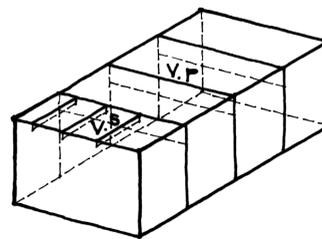
$$M = \frac{v \cdot h}{2}$$

$$G = \frac{v}{2}$$



8.41

Mecanismo posible para pequeñas dimensiones.



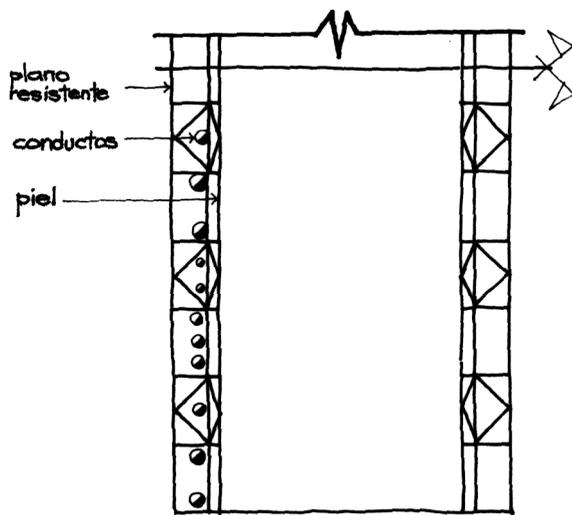
8.42

Necesidad de elementos intermedios cuando aumenta la escala.

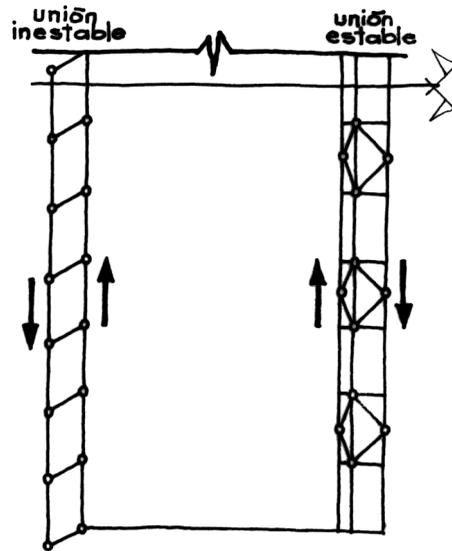
La idea de plano resistente no se limita a las losas y muros. Cualquier mecanismo estructural como viga, pórtico, arco, sea de alma llena o reticulado, capaz de resistir fuerzas importantes en su propio plano y prácticamente nada en dirección perpendicular, es considerado un plano resistente.

Veamos cómo se han aplicado estos conceptos a la estructura del Centro Pompidou. Primero se ha repetido en altura la caja ele-

mental de un solo piso. Los planos horizontales son básicamente los entrepisos de hormigón. Pero este edificio tiene la particularidad de que todo su aparato circulatorio ocupa un espacio intermedio entre la piel y el plano resistente vertical exterior, fig. 8.43. La conexión entre la losa y el plano vertical debe recomponerse sin impedir el paso de conductos verticales. Para eso se utilizan barras formando triángulos, que dan un mecanismo estable, fig. 8.44.



8.43 Plano resistente horizontal.

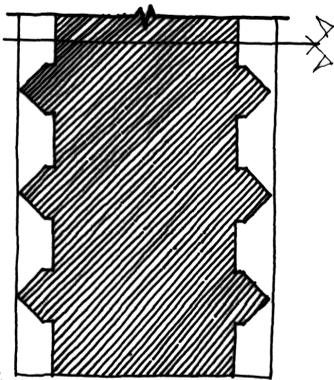


8.44 Distintas maneras de unir el plano horizontal a los verticales.



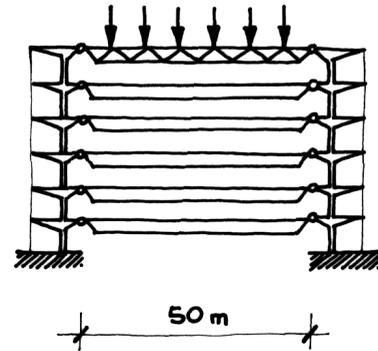
Un mecanismo formado por tres barras rígidas articuladas es, a los fines de la estabilidad, equivalente a una placa triangular llena. Con este criterio se ve en la fig. 8.45 la forma estructural equivalente del plano horizontal y cómo se conecta a los verticales. Con las fachadas paralelas a X el contacto es directo.

Para evitar la flexión de los entrepisos de 50 metros de luz es necesario colocar importantes vigas como se ve en el corte de la fig.

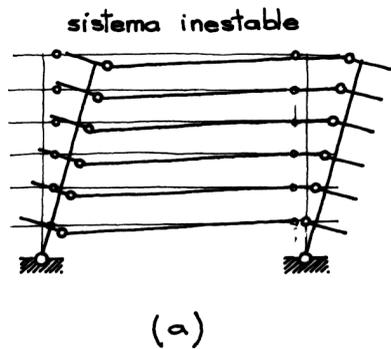


8.45 Plano horizontal equivalente.

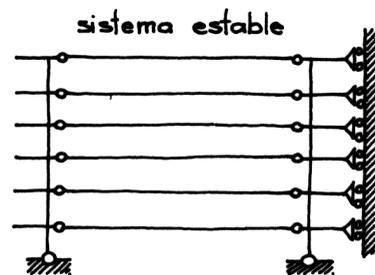
8.46. El plano resistente vertical allí dibujado es prácticamente inestable. Lo sería totalmente si se prescindiera del empotramiento de las columnas, o de su rigidez flexional que para esa altura de 42 metros es muy reducida, fig. 8.47.a. La realidad es que ese plano vertical no puede moverse horizontalmente porque la losa unida a los planos de fachada paralelos a X se lo impiden. Ese efecto está representado en la fig. 8.47.b por medio de apoyos adicionales.



8.46 Corte.



(a)



(b)

8.47 (a) Este esquema no acepta cargas horizontales.
(b) Se necesitan apoyos adicionales.

Las vigas están muy solicitadas debido a que tienen luces y cargas muy importantes. Se ha recurrido al reticulado metálico como sistema de alta eficiencia. La sección circular hueca elegida para las barras también es la más apropiada para evitar el pandeo de las comprimidas.

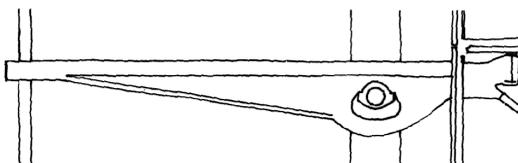
A simple vista se nota que las barras diagonales menos solicitadas, las del centro de la luz, tienen menor sección que las cercanas a los apoyos. También se aprecia que las diagonales comprimidas tienen mayor sección que sus adyacentes traccionadas. Las uniones de barras están hechas por piezas moldeadas especiales de formas muy acabadas.

El difícil problema de la unión entre la columna circular y la viga reticulada se resuelve por una pieza especial, en doble voladizo, fig. 8.48.

Los planos verticales tienen distinta organización. Los paralelos a la dirección Y, fig. 8.49, sólo son necesarios para resistir fuerzas horizontales y su diseño así lo indica. Como las barras diagonales son muy esbeltas sólo pueden trabajar a tracción y se necesitan diagonales cruzadas para cuando se invierte el sentido de las fuerzas horizontales. Casi todas las barras verticales trabajan a compresión y son de sección tubular.

Los planos paralelos a X, fig. 8.50, son más complejos. Como ya existían las vigas reticuladas de los entresijos bastaba unirlos entre sí por triángulos para recomponer la integridad del plano. En la planta baja, seguramente para no interferir los accesos, se ha preferido colocar diagonales en los paños laterales. Rellenando los triángulos como se ha hecho en

8.48 Viga en doble voladizo.

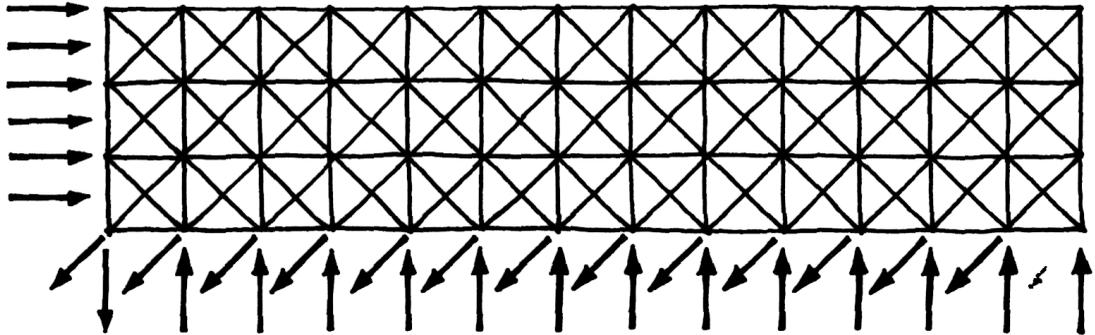


la fig. 8.51 se puede ver la chapa estable equivalente.

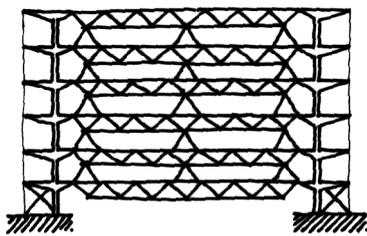
En esta obra, como en todas las de grandes dimensiones, el problema estructural se hace realmente importante y requiere soluciones de máxima eficiencia. Cuanto más se le exige a la estructura menos opciones quedan y sólo se puede tener éxito con mecanismos muy simples y de claro funcionamiento. El mecanismo de equilibrio espacial de una caja de cartón es uno de los más elementales. Sin embargo no es limitativo de la creatividad. Aquí la creatividad se da en la manera de realizar los planos resistentes y en su significado que trasciende lo estático. Recordemos cada uno de ellos. El plano horizontal es una placa material y continua donde transita la gente, se desmaterializa en los dos lados mayores para permitir el aparato circulatorio vertical, y recompone su rigidez por medio



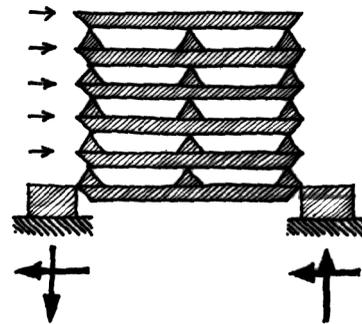
8.49 Fachada larga resistente a fuerzas horizontales.



8.50 Fachada corta.



8.51 Mecanismo estático equivalente a la triangulación.



de barras trianguladas hasta alcanzar los planos verticales exteriores. Las vigas reticuladas del interior, con un cuidadoso y variado diseño de nudos y barras, son elementos fundamentales como calificantes del espacio interior, además de orientar el aparato circulatorio horizontal. Las ménsulas que articulan vigas con columnas han sido moldeadas como se hace con una escultura. Todos estos planos resistentes interiores se identifican exclusivamente con las cargas verticales. Las fachadas largas, con sus barras horizontales, verticales y diagonales cruzadas, son una

trama neutra y casi trasparente que deja a la vista el alarde tecnológico del aparato circulatorio externo. Su independencia de las acciones verticales es notoria.

Las fachadas cortas vinculan las vigas existentes de los entrepisos y generan un nuevo plano capaz también de resistir las fuerzas horizontales.

La triangulación como elemento básico de la estructura ha sido utilizada con el mismo sentido de dinamismo tecnológico que tiene todo el edificio.



Cap IX

- REFLEXIONES FINALES



A lo largo de este libro se han ido abordando dos problemas distintos. Uno es la comprensión del comportamiento físico de una estructura. El otro, es cómo diseñar estructuras en función de las múltiples variables de toda índole que condicionan las decisiones del diseñador. Para progresar en ambos campos es necesario adquirir una serie de conocimientos y habilidades. Pero lo más trabajoso no está en la cantidad y complejidad de los mismos. La mayor dificultad reside en la capacidad para establecer relaciones entre todos ellos que sean útiles para la acción de diseñar. Lo verdaderamente importante es poder conectar hechos aparentemente aislados de la manera oportuna, en el momento oportuno y con un fin determinado.

Muchas de las más útiles relaciones de la mecánica estructural son inventos relativamente recientes en la historia de la humanidad.

Las tensiones, por ejemplo, son la relación entre una fuerza y la superficie en que actúa. Cada elemento aislado es muy poco lo que dice. Un peso de 60 Kg no es ni chico ni grande en sí mismo. Si se trata de una persona parada en una losa de hormigón de 20 m² es una carga por metro cuadrado insignificante; basta compararla con el propio de la losa misma. Si esa carga se aplica en forma dinámica en menos de un cuarto de centíme-

tro cuadrado, como ocurría en la época del elegante y femenino taco aguja, resulta nefasta para la superficie del piso de madera de la misma losa anterior. Las tensiones son un invento muy útil para explicar ciertos fenómenos de rotura y su cálculo permite mantenerse a prudente distancia de esa enojosa situación.

La rigidez es una relación de cociente entre una acción y la deformación que produce; resulta sumamente eficaz para resolver problemas hiperestáticos a partir de la compatibilidad de deformaciones entre distintas partes de la estructura. Pero una carga y la deformación que produce también pueden relacionarse multiplicándose y el producto es el trabajo de deformación, no ya la rigidez. También existen métodos basados en el trabajo de deformación para determinar incógnitas hiperestáticas o para problemas de pandeo. Pero más fructífera aún es la idea de trabajo de deformación en el caso de acciones dinámicas, como la de los sismos, donde lo destructivo que se aplica a la estructura es energía cinética y no fuerzas estáticas. Aquí se ve cómo dos elementos pueden relacionarse de distintas maneras y con distintas consecuencias.

Si se repasan los capítulos dos a cinco se verá que en todos ellos se ha ido discutiendo sobre relaciones entre hechos físicos y geo-

métricos que hacen a la comprensión de lo que hemos llamado mecanismo estructural. Las ecuaciones de equilibrio no son más que las relaciones entre las fuerzas actuantes sobre un cuerpo necesarias para que éste quede inmóvil. Por eso para determinar las reacciones de apoyo se relacionan los movimientos que restringe cada vínculo con las fuerzas necesarias para ello.

La sollicitación procura relacionar las fuerzas exteriores con las internas de la estructura. Los cálculos de resistencia relacionan tensiones o sollicitaciones de servicio con las últimas, las que producen la ruina.

Aparecen múltiples magnitudes geométricas, área, módulo resistente, momento de inercia, radio de giro, esbeltez y cada una de ellas se va relacionando con la resistencia a los esfuerzos axiales, corte, flexión, distintas clases de deformaciones, estabilidad, etc.

En los capítulos seis y siete se incluyen variables económicas. La idea de eficiencia relaciona los resultados obtenidos con los recursos de distinta índole empleados. Finalmente, al pensar en la seguridad el hombre trata de salvar toda su ignorancia y errores del presente como para que la gran mayoría de sus obras sobrevivan los impredecibles azares del futuro. Para esto relaciona a través del coeficiente de seguridad lo que se dice que es su estructura con lo que realmente puede llegar a ser.

Para comprender cómo funciona una estructura es necesario descubrir las relaciones entre sus propiedades esenciales y el medio externo. La teoría estructural es luego el camino lógico que permite cuantificar la seguridad a la resistencia, estabilidad y deformaciones. Como todo proceso científico es explicable y puede repetirse todas las veces que

se quiera llegando siempre al mismo resultado. Pero este conocimiento no es el que más cuesta adquirir. Lo verdaderamente difícil, pero mucho más útil para el diseño, es descubrir cuáles son las relaciones físicas entre los distintos elementos del mecanismo estructural, cómo afecta el cambio de cada uno de ellos a los demás, en qué orden conviene considerarlos, por qué plantear primero el equilibrio de esta parte y no de aquella, por qué elegir esta sección y no otra. Comprender un mecanismo estructural es como moverse dentro de laberintos que tienen unas cuantas formas de salir con éxito pero muchísimas de quedar encerrado, o caer al vacío. Después de haberlos recorrido infinidad de veces se va adquiriendo un sexto sentido o intuición que nos conduce por caminos correctos. Como guía en cada encrucijada nos sirven esos pocos conceptos básicos que designan los capítulos dos a siete. No basta con poseer esos conocimientos. Es necesario saber relacionarlos oportunamente. Pero lo que sí puede afirmarse es que cualquier intuición o analogía que no respete esas ideas fundamentales conduce a resultados equivocados.

En la búsqueda de mecanismos eficientes la claridad y simplicidad de los mismos es fundamental. Lo mismo ocurre con el desarrollo teórico necesario para su justificación. Cuanto más breve y directo sea menor es el riesgo de cometer errores y eso aumenta la seguridad.

Para lograr el cumplimiento de los requisitos estructurales de resistencia, rigidez y estabilidad hay dos caminos. Uno es el material. Un aumento en la cantidad de material, sección, o un aumento en su calidad, resistencia, módulo de elasticidad, ductilidad, logran en general los objetivos propuestos. El otro ca-



mino es la configuración. Aquí se incluye no sólo la forma general de la estructura sino también su escala y proporciones, la geometría de la secciones, la disposición de los apoyos y su naturaleza, el proceso constructivo, las cargas y cualquier combinación de acciones que pueda sufrir. En síntesis, eso que veníamos llamando el mecanismo estructural.

El aumento en la cantidad o calidad del material produce variaciones directamente proporcionales en los resultados, pero los costos también aumentan casi en la misma proporción.

Cuando se trabaja sobre variables de la configuración los resultados pueden ser proporcionales al cuadrado, al cubo, o a potencias superiores aún. Cambios en la disposición de las partes, distribución y tipo de apoyos, etc., pueden lograr beneficios sustanciales que mejoren los resultados, aún con costos menores. Basta recordar los ejemplos de la viga curva que se transforma en arco, la importancia del momento de inercia en el diseño seccional y el manejo de la proporción entre voladizos y tramo central en la viga con dos apoyos.

Entonces, es mucho más importante para el resultado final trabajar sobre la configuración del mecanismo que sobre el cálculo de las secciones necesarias.

Para lograr una buena configuración hace falta una idea generadora, seguramente intuitiva, y un desarrollo por aproximaciones sucesivas dentro de las múltiples variantes posibles. Aquí se deberá razonar estructuralmente sin olvidar un instante los principios fundamentales (equilibrio, resistencia, etc.).

En este proceso de prueba y error no hay que tener miedo de hacer propuestas que puedan resultar equivocadas o inconvenientes. En esta etapa no es grave cometer errores. Lo grave es no tener la preparación necesaria para descubrirlos, la humildad para reconocerlos y la fuerza de voluntad para corregirlos todas las veces que haga falta. Los errores y sus correcciones son inevitables.

Para verificar la resistencia de una estructura lo primero que hay que saber es su propio peso y generalmente ciertas relaciones de rigidez, lo que depende de sus dimensiones. Es decir que hay que comenzar por dar dimensiones a priori, intuitivamente o por comparación con otras obras. Luego se verá si esa propuesta es viable y se irá corrigiendo todo lo que sea necesario.

En esta etapa del diseño es fundamental el predimensionado estructural. Para predimensionar se recurre a expresiones simples de la mecánica estructural absolutamente racionales; algunas veces empíricas pero nunca intuitivas. Lo importante del predimensionado es que sea suficientemente fácil y rápido como para apreciar el orden de magnitud del problema y como para ser aplicado repetidamente a todas la variantes en estudio.

Un diseñador con formación y experiencia puede verificar algunas secciones principales en cuestión de minutos, la globalidad en horas. Si el procedimiento requiere días deja de ser un instrumento apto para el diseño.

El álgebra y la trigonometría elemental son los conocimientos matemáticos suficientes para el predimensionado. Para el estudio de problemas altamente hiperestáticos, por

ejemplo edificios sismorresistentes que combinan pórticos y tabiques, pueden usarse programas de computación especialmente preparados con entrada de datos y salida de resultados muy simples. Además deben permitir fácilmente la introducción de variantes para comparar resultados y optimizar el diseño.

No se necesita mucha precisión en estos métodos. Un error del 20, 30 ó 40 por ciento no es importante aquí. Con ligeros cambios en la cantidad o calidad del material se ajustarán las secciones definitivas. Lo que se trata de descubrir son las diferencias del 200 ó 500 por ciento, aquellas que sólo un cambio importante de configuración puede solucionar.

En el capítulo ocho se hizo el predimensionado de algunas obras para mostrar cómo y cuándo es útil su aplicación.

Una vez demostrada la viabilidad de la propuesta seleccionada y elaborada por sucesivas aproximaciones, recién entonces puede empezar el llamado cálculo definitivo. Para esto se deberá recurrir a la teoría de estructuras y a los reglamentos vigentes. Sobre estos temas hay centenares de libros a disposición de los especialistas. Pero generalmente el arquitecto que diseña la estructura no realiza él mismo el cálculo, sea por falta de conocimientos especializados sea por falta de tiempo para cumplir los plazos del proyecto.

El cálculo es realmente importante porque permite ajustes en las secciones para mejorar la economía manteniendo la seguridad adecuada.

De todos modos hay que recordar que las estructuras no se comportan como se calculan

sino como se construyen. Un hermoso cálculo con una pésima construcción llevan casi siempre al fracaso. En cambio, un mecanismo estructural razonablemente claro y comprensible a simple vista, con una buena construcción tiene grandes posibilidades de éxito. Durante miles de años la humanidad lo ha hecho así con resultados que todavía admiramos.

Esto no quiere decir que podamos prescindir ni desconocer el valor que tiene la ciencia estructural, los métodos analíticos y actualmente la aplicación de la computación. Esta última herramienta ha modificado sustancialmente la labor del estructuralista porque le ha permitido utilizar procedimientos más precisos y fundamentalmente liberarse del tedioso trabajo numérico para poder dedicar más tiempo a pensar en la configuración de la estructura. Pero si esta fue mal concebida no puede dejar de serlo por muy sofisticado que sea el programa de computación utilizado. En nuestra época no sería razonable desaprovechar las enormes posibilidades que nos brinda la ciencia y la tecnología, sólo que hay que conocer sus límites y darles su justo valor. Se ha comparado la computación con el becerro de oro. Lo malo no fue construirlo sino adorarlo.

La otra preocupación fundamental de este trabajo ha sido poner en evidencia que muchas de las decisiones estructurales, a veces las más importantes, no pasan exclusivamente por la mecánica estructural. Pueden ignorarla y hasta contradecirla.

Cierta vertiente del Movimiento Moderno utilizó ampliamente el recurso de la libre fantasía en la generación de formas seudoestructurales. Basta con pensar en el Museo de



Caracas de Niemeyer. Una pirámide invertida apoyada en su vértice se opone totalmente a los requerimientos de equilibrio, especialmente en una zona de alto riesgo sísmico. O las formas de las columnas de los Palacios Ejecutivo y de Justicia de Brasilia que no tienen ningún significado estructural; incluso se contradicen en su posición con respecto a la fachada a pesar de su semejanza visual. Las formas así generadas no pueden llegar a constituirse en tipos estructurales permanentes y universales. Quedan como obras únicas sustentadas solamente por el mayor o menor talento de su creador.

También el Movimiento Moderno dejó algunos tics que todavía persisten. En su entusiasmo por la industrialización y con un afán más compositivo que práctico exageró el valor de la modulación en la estructura. Se llegó a confundir trama modulada con esquema estructural. Hemos visto muchas veces desplegar dibujos de planta con una serie de puntos negros ordenados según una retícula y hemos oído al satisfecho proyectista decir: “la estructura está resuelta; ha sido perfectamente modulada”. Con ese criterio, en el capítulo ocho podríamos habernos limitado a mostrar una planta del Centro Pompidou y decir: “la estructura est perfectamente modulada con apoyos cada 13 m en una dirección y 50 m en la otra”.

Es obvio que el solo ordenamiento modular de los puntos de apoyo nos dice poco, o nada, del mecanismo resistente espacial y del significado de la estructura en el conjunto.

Con un sentido más moralista que creativo se insistió en el valor de la “limpieza” estructural procurando unificar los tipos estructura-

les y las separaciones entre los apoyos. Al no poder adaptarse a las diferentes situaciones espaciales y de cargas siempre hay que elegir las mayores, lo que resulta antieconómico. Lo que se gana en el apriorístico e inasible campo de la “limpieza” se pierde en la eficiencia de los resultados. La eliminación de soportes que “ensucian la planta” se tomó como un fin en sí mismo. Para ridiculizar esta posición imaginamos en el capítulo ocho un Partenón con una solución estructural más eficiente y más “limpia”. Podría agregarse la mezquita de Córdoba con la magia de sus interminables filas de columnas y la “limpieza” que produjo la intervención de la época renacentista para introducirle una iglesia cristiana.

Más recientemente, arquitectos posmodernistas han empleado ciertos elementos constructivos como parte de un vocabulario formal, despojándolos de sus cargas y sus apoyos, es decir de su esencia estructural: muros de mampostería en el aire o semidestruídos, cabriadas adosadas a muros, arcos que no llegan a ningún apoyo. No es una posición novedosa en la historia de la arquitectura. Todos los períodos manieristas la han practicado. Lo que sí queremos aclarar es que la utilización como lenguaje de partes constructivas aisladas no constituye lo que se ha entendido en este libro como diseño estructural; este punto de vista no sirve para comprender ni evaluar esas obras.

En el otro extremo, ha habido creadores geniales que han explotado al máximo las posibilidades de la estructura, como Frei Otto en el campo de las cubiertas colgantes y Candela en el de las laminas. O Nervi, que con tipos estructurales muy conocidos ha ob-

tenido obras notables por su inventiva y sensibilidad hacia lo constructivo.

Y por fin, hay otros arquitectos que asignan a la estructura un papel importante en su proceso de diseño, más o menos protagonista según las circunstancias (capítulo ocho). Sin llegar a exagerar el valor de la estructura han advertido que la creatividad no reside solamente en la invención de un nuevo tipo estructural en cada obra. En realidad, fuera de las estructuras colgantes y las laminares, y de la prefabricación y pretensado como técnicas constructivas, casi toda la tipología actual ya estaba desarrollada antes del siglo XX.

La creatividad estructural también está en las infinitas variaciones y combinaciones de los tipos conocidos, en la cuidadosa selección de proporciones y dimensiones en función de la eficiencia, en el cuidado del detalle, en el aprovechamiento expresivo de los mecanismos resistentes, en la variación de secciones acorde al tipo y magnitud de la sollicitación, en la huella que deja la técnica constructiva (encofrado o prefabricación en hormigón armado, uniones en madera o acero).

También se aprovecha la estructura desde un punto de vista ambiental. Puede ser por sus condiciones de aislación o inercia térmica, o por la regulación de otras agresiones del medio (sol, nieve, lluvia, etc.). Puede ser por la adecuación de las aberturas para iluminación con las zonas menos solicitadas, o por el uso de formas que controlen el movimiento del aire. Además la estructura es el soporte de todo el equipamiento necesario

para que un espacio sea utilizable y cuando el equipamiento crece, la estructura puede llegar a alojar a la gente que lo maneja, adquiriendo un espacio propio.

La estructura resistente es la principal generadora del espacio y volumen arquitectónico. Salvo raras excepciones la forma estructural es la forma arquitectónica. Pero no sólo la define sino que también la puede calificar dándole proporción, escala, jerarquía y ritmo. Las variaciones de tipo estructural, de dimensiones o material no responden solamente a distintas situaciones de cargas o usos. Sirven para diferenciar determinados espacios, para facilitar su lectura, para orientar al usuario, etc.

Los arquitectos que están en esta última posición reconocen que la estructura tiene una serie de requisitos mecánicos que cumplir y que es posible y conveniente conocer la leyes físicas que rigen su comportamiento. Pero que sus posibilidades creativas no se agotan con el cumplimiento de las leyes estáticas.

Intenciones y logros no siempre coinciden por grande que sea el esfuerzo realizado. Con este trabajo hemos intentado ayudar tanto a comprender el funcionamiento de los mecanismos estructurales como a estimular la creatividad en el inagotable campo de las relaciones entre la estructura y los demás aspectos de la arquitectura. Ojalá el lector, Además de reflexionar sobre el tema, haya podido desarrollar una nueva fuente de inspiración y de satisfacciones en su tarea habitual.



INDICE

PRESENTACION	3
CAPITULO UNO La intuición estructural.	7
CAPITULO DOS El equilibrio. Los vínculos.	41
CAPITULO TRES La sollicitación. La resistencia.	65
CAPITULO CUATRO La rigidez.	83
CAPITULO CINCO La estabilidad del equilibrio. Pandeo.	97
CAPITULO SEIS La eficiencia.	123
CAPITULO SIETE La seguridad.	145
CAPITULO OCHO Obras.	165
CAPITULO NUEVE Reflexiones finales.	193

Daniel Moisset de Espanés

