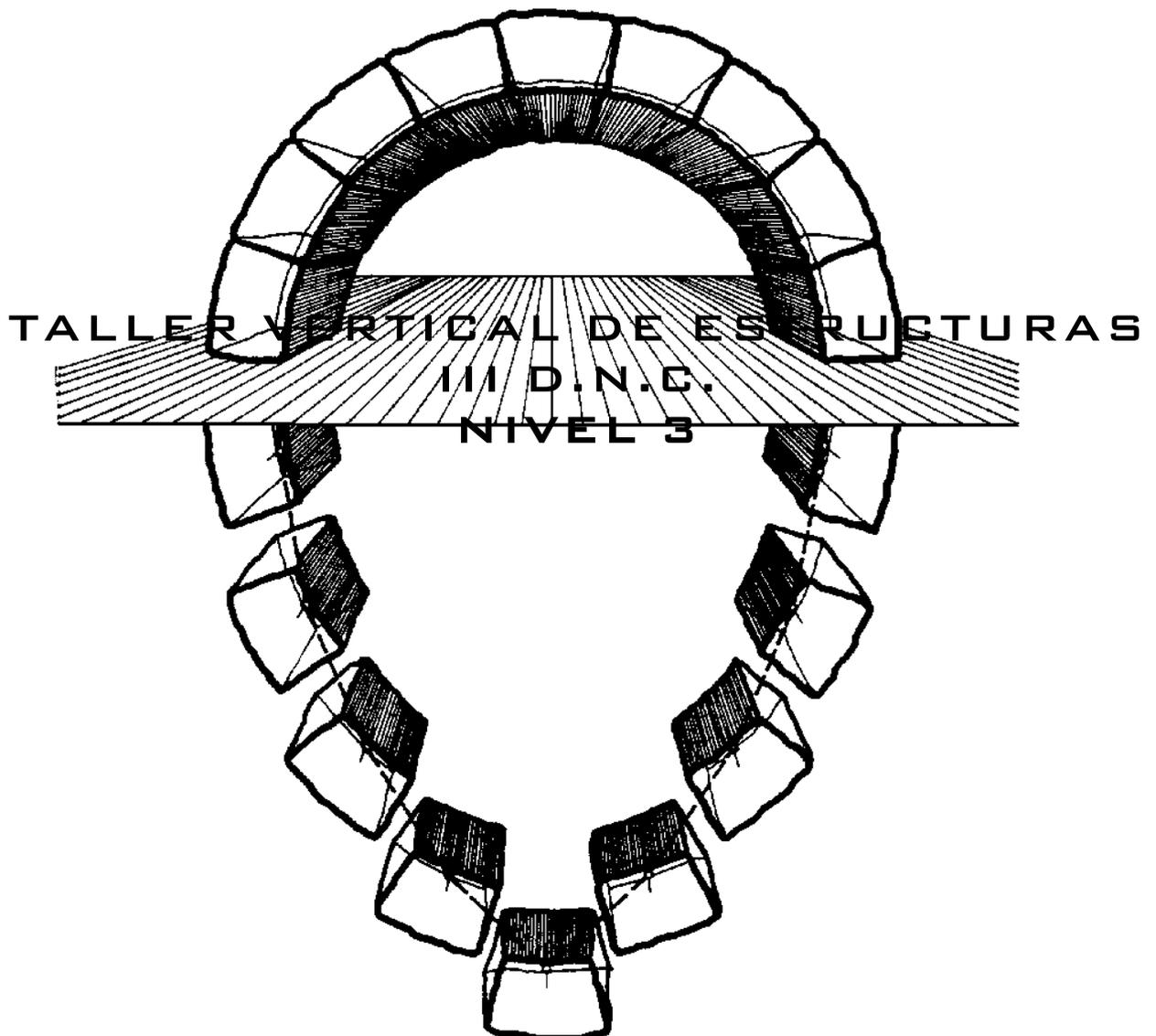


UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA - FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO			
<b>DNC</b> <b>GE7</b>	Cátedra: <b>ESTRUCTURAS – NIVEL 3</b>		
	Taller: VERTICAL III – DELALOYE - NICO - CLIVIO		
<b>Apunte de: Estructuras de Transición</b>			
Curso 2008	Elaboró: Ing. S. Del Bono	Revisión:	Fecha: 2008

El Taller Vertical III de Estructuras agradece al **Ing. Santiago Del Bono**, quien fuera nuestro maestro, su generosidad manifiesta al permitirnos continuar utilizando estos valiosos apuntes para la enseñanza de las estructuras a los alumnos de Arquitectura.



## INTRODUCCION

Al generar edificios por sucesión altimétrica de entresijos planos (típico caso de los edificios "en torre"), es muy común que las diversidades funcionales que se presentan a distintos niveles exijan concomitantemente cambios en la modulación estructural, sobre todo en lo referente a líneas verticales de descarga.

Esta problemática trae aparejado el "apeo" y desvío de columnas ya sea sobre estructuras planas uni-bi o tridimensionales. El "trabajo elástico" de estas estructuras que genéricamente llamaremos "de transición" puede ser de distinto tipo y servir como base para un intento de su clasificación. Bajo este criterio se ha confeccionado el cuadro general de la página siguiente, que no excluye otras posibilidades de clasificación.

Acometer la ordenación bajo el tipo de "trabajo" de las piezas elásticas componentes nos ha parecido más claro para discernir entre las tipologías estructurales posibles y racionalmente aptas para utilizar en un proyecto arquitectónico.

Las que hemos denominado "estructuras de transición" no solamente son utilizables proyectualmente para una propuesta con contenido global. También son a menudo utilizables para solucionar aspectos locales en una construcción (por ej. desvíos de cargas sobre columnas en esquineros de ochava, fundaciones) y apeos varios que generalmente se producen en las dependencias de azotea (cuerpos tales como tanques de reserva de agua, sala de máquinas, etc.)

Además las estructuras de transición se utilizan habitualmente para sostener superestructuras en forma provisoria, en etapas constructivas particulares del proceso de construcción provisorio de un edificio, para luego ser eliminadas en la terminación final de la estructura del mismo.

Llamaremos "no flexivas" aquellas estructuras cuya respuesta resistente se basa en los esfuerzos "simples" o axiales (tracción/compresión) que transmiten fuerzas especialmente dirigidas según el eje de las piezas. Esta transmisión de fuerzas que podríamos llamar "unidireccional" hace que la masa estructural (o energía) requerida sea mínima. Para esto en algunos casos es necesario condicionar las formas o directrices estructurales a derroteros determinados por las cargas hasta llegar a tierra, y en otros obligar a estas cargas a conducirse a los apoyos mediante descomposiciones estáticas simples (ya sea en el ámbito plano o espacial).

El mismo tipo de trabajo estático simple (o elemental) de estas estructuras hace que en ellas en general no se puedan presentar fallas (ya sean geométrico-resistentes de generación proyectual o constructiva) pues ello puede provocar un cambio (a veces violento) de su aptitud resistente, con lo cual se entiende que estas estructuras necesitan que se cumplan estrictamente ciertas premisas estáticas, condición sin la cual pueden sobrevenir daños graves o a veces el colapso parcial o global. O sea que en general son altamente "vulnerables" ante los errores de proyecto o construcción. En síntesis: en general no avisan y lo que es peor muchas veces no perdonan. Este es el precio de su forma racional y armónica y del consumo mínimo de masa o energía.

En las estructuras "flexivas" el cambio de dirección de las fuerzas hasta llegar a tierra puede resultar indirecto o caprichoso (desde el punto de vista estructural) y más ceñido a los requerimientos proyectuales arquitectónicos antes que a requerimientos de descarga natural de fuerzas hacia los apoyos.

Cuando se habla de "flexivas" se entiende que la respuesta estructural de las piezas se basa en un momento o par flexor resistente, par que

posibilita cambios de dirección de las fuerzas, pudiendo cambiar abruptamente la posición de las líneas de descarga, permitiendo cierta libertad proyectual.

Esta libertad de proyecto trae como consecuencia un precio: su masa es mayor que la que una estructura no flexiva, y en general las deformaciones que puede sufrir son notoriamente mayores, pero obviamente su propio régimen de funcionamiento hace que tengan mayor capacidad de preaviso ante fallas que se puedan presentar. En la fig. 1 se muestra a modo de síntesis el trabajo de descarga de fuerzas en una estructura no flexiva y en otra flexiva.

Pareciera emerger de aquí una disyuntiva que no es totalmente cierta: o adaptamos el requerimiento arquitectónico a la estructura o adaptamos las necesidades estructurales al proyecto arquitectónico. Sin embargo en el fondo esta disyuntiva no es solamente falsa sino que niega la obligación que debe tener cada proyectista hacia una acción coordinada de conciliación integradora de su pensamiento para encauzar racionalmente su concepción global.

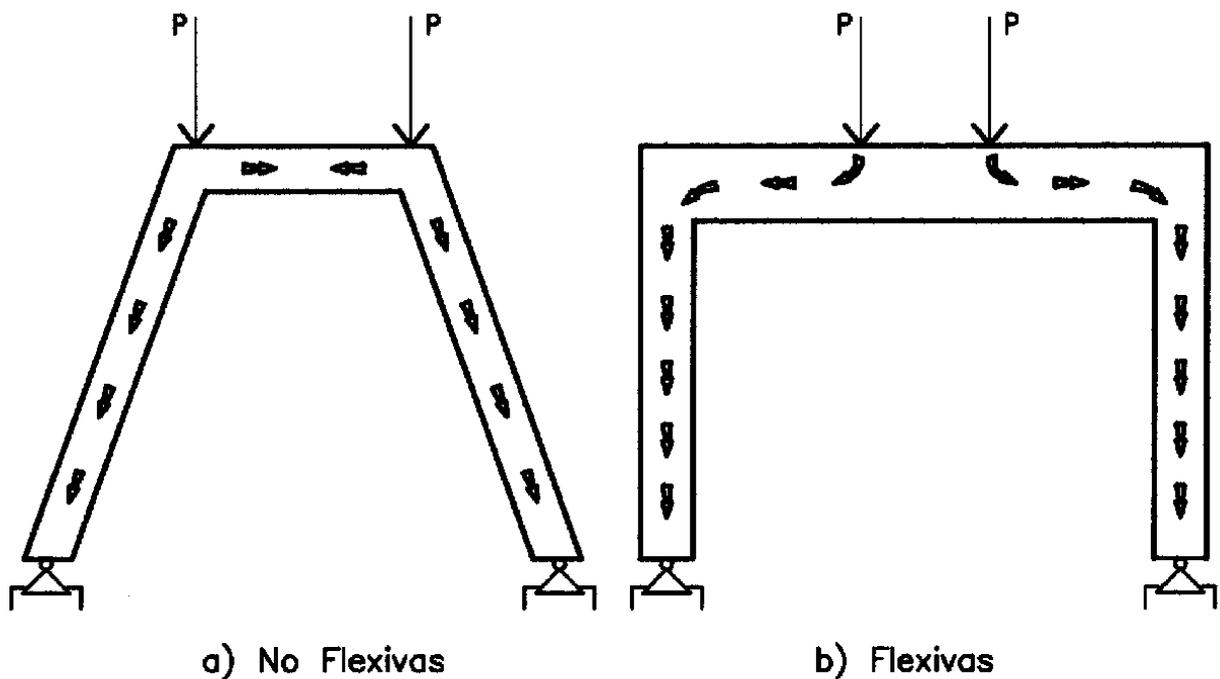
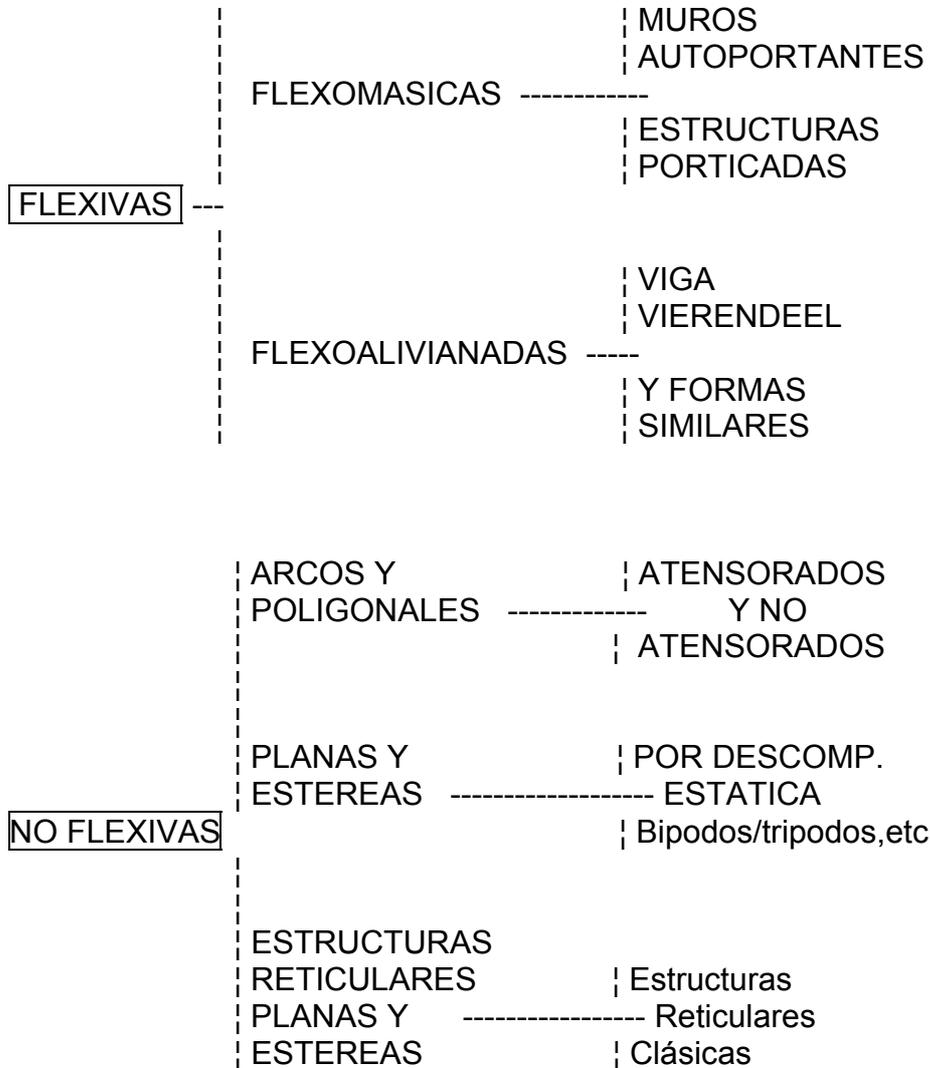


FIG. 1

## CUADRO SINOPTICO SOBRE TIPOLOGIA ESTRUCTURAL DE LAS ESTRUCTURAS DE TRANSICION



### LOS ESPACIOS POR SUSTRACCION

Es muy probable que en su origen los espacios habitables hayan tenido que ser logrados por el hombre cavando en macizos sólidos o completando excavaciones hechas por la propia naturaleza. Podríamos decir que es el caso de una arquitectura sustractiva de la cual podrían obtenerse experiencias válidas desde el punto de vista estructural. Son ejemplo de lo dicho las cuevas que subsisten (a veces aun habitadas) por ejemplo en Sicilia y en partes de Grecia, que datan de varios siglos A.C. En algunos casos, paradójicamente, estas cuevas podrían haberse excavado en su origen para alojar muertos y no vivos, pero indudablemente el hombre ha tenido que sacar algún conocimiento estructural primitivo de estos hechos arquitectónicos.

En la fig. 2a se muestra un sólido que tiene como fuerzas actuantes las debidas exclusivamente a su peso propio (que generalmente se llaman "fuerzas de

masa"), y sobre él se han dibujado las líneas o trayectorias de las fuerzas (de compresión) hasta llegar al suelo (líneas "isostáticas") que resultan, obviamente, verticales y paralelas.

La excavación de nuestro primitivo "cavernícola" (adaptada a su escala humana) hizo que las isostáticas de compresión originalmente verticales sufrieran un desvío salvando el vacío ahora creado y en consecuencia formando una red lineal de curvas y contracurvas alrededor del orificio practicado (fig. 2b).

Obsérvese que a toda inclinación de una fuerza compresiva aparecen necesariamente en el sólido fuerzas transversales (en este caso prácticamente horizontales) como consecuencia del equilibrio que debe lograrse en cada punto.

En resumen: todo desvío de una fuerza hace aparecer componentes transversales a ella.

Si bien el problema es algo complejo y pertenece a la elasticidad bidimensional, para comprender lo que acontece con estos desvíos puede usarse el ejemplo (algo distante del teórico exacto) el diagrama de composición estática que se muestra en las cercanías de la fig.2b. El sentido de la componente transversal que aparece depende de la convexidad que presente la curva isostática de compresión en su tránsito desde arriba hacia abajo.

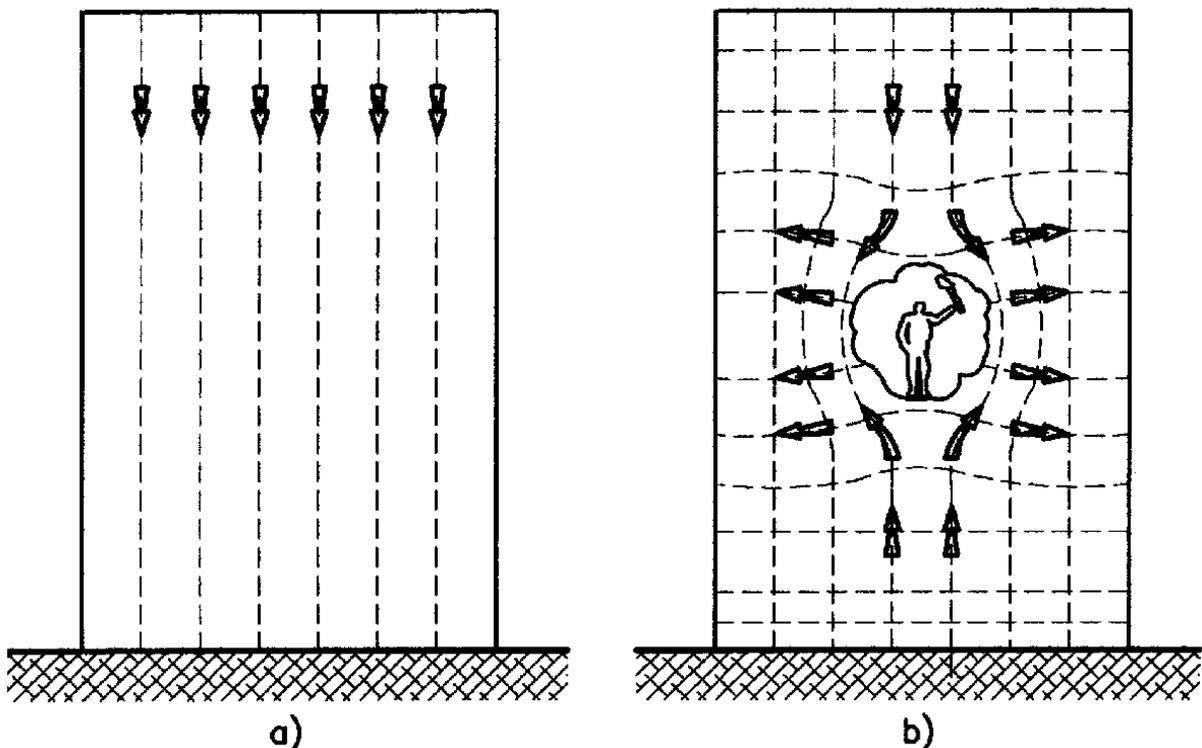


FIG. 2

En el ejemplo que se ilustra, si la convexidad de la curva es "hacia el orificio" la suma vectorial de las fuerzas compresivas arroja una fuerza transversal "C" hacia "adentro" que con su igual simétrica origina compresiones casi horizontales. Si la convexidad de la curva compresiva principal es hacia "afuera" entonces se origina una fuerza transversal "T" hacia "afuera" que con su igual simétrica origina tracciones casi horizontales. Las mencionadas fuerzas "C" y "T" que aparecen forman en realidad trayectorias perpendiculares a las líneas principales, formando también otra familia de curvas "isostáticas" ortogonales a las anteriores.

Las isostáticas en realidad marcan las trayectorias de las llamadas "tensiones principales" y son familias perpendiculares ente sí.

Se comprende ahora que los desvíos de fuerzas "no son gratuitos" sino que reclaman la aparición de fuerzas que no existían originalmente. Puestos nosotros de trogloditas mucho nos hubiera llamado la atención la aparición de fisuras en algunas partes de la caverna sin poder recurrir a consultar a la Facultad de Arquitectura de aquellos tiempos...

## LAS ESTRUCTURAS FLEXOMÁSICAS - INTRODUCCION DESCRIPTIVA

Lo hasta ahora descrito para un sólido elástico continuo con orificio central puede utilizarse para comenzar el tratamiento de estructuras flexomásicas por adición.

En la fig. 3a se muestra un muro con abertura inferior para permitir por ejemplo actividades en la planta baja de un edificio; es una estructura plana de transición que podríamos calificar como "máscica" que en su extremo inferior se "aportica".

Esta solución es muy usada en edificios torre donde los muros extremos se pueden usar como planos ciegos de gran rigidez, salvo en la planta baja donde se tiene que librar la circulación y las vistas a modo de "plaza seca".

Las cargas aportadas por los distintos entrepisos se esquematizan con vectores. El equilibrio exige que existan dos respuestas verticales en A y en B, por lo cual las líneas de descarga deben necesariamente desviarse hacia dichos puntos.

Las familias ortogonales de isostáticas se muestran en la fig. 3b. Se comprende que en un elemento de la masa del muro existirán sobre cada cara tensiones que llamaremos  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$ . Podemos interpretar la estructura como un pórtico de luz "l" con dos parantes sobre los cuales descansa el "dintel" que podemos caracterizar como "viga de gran altura" (en este caso su altura "h" es bastante mayor que la semiluz l del pórtico, siendo suficiente que la altura h sea mayor que l/2 para caracterizar a la viga-dintel como "de gran altura").

Obsérvese que las líneas isostáticas de las  $\sigma_y$  comienzan a apartarse de su régimen uniforme de dirección vertical a una altura de magnitud "h" desde el filo inferior del dintel, siendo esta la medida del entorno perturbado provocado por la transición que se ha producido.

Obsérvese que a partir del filo inferior del dintel a<sub>1</sub> y un entorno breve hacia arriba se producen tensiones  $\sigma_x$  de

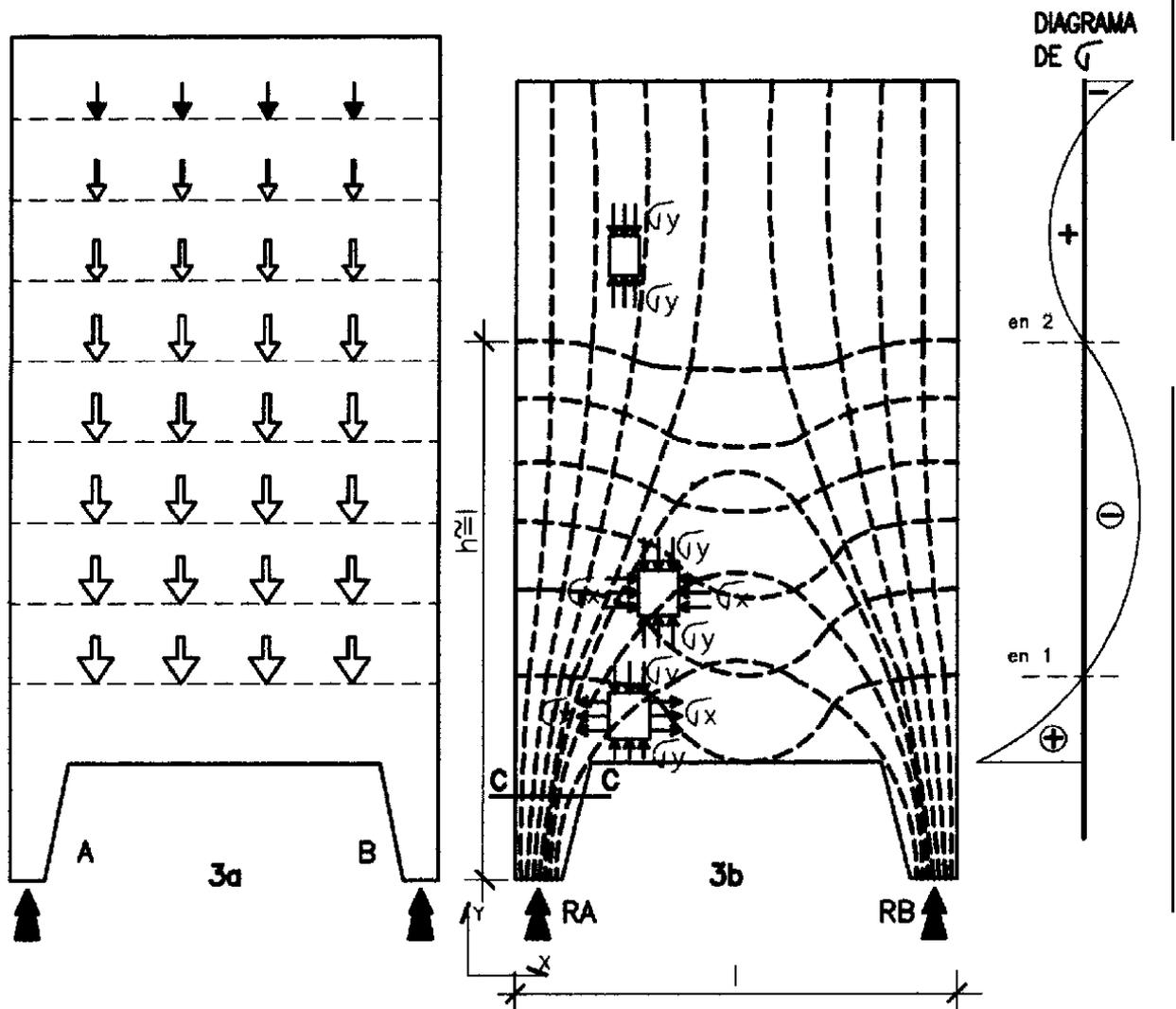


FIG. 3

tracción (como en una viga común de altura normal), que es la región donde deben disponerse las armaduras que tomarán este "flujo de tracción". Un poco más arriba, las tensiones  $\sigma_x$  se vuelven de compresión (ver diagrama a la derecha de fig. 3b). así como son de compresión en el lomo o fibras superiores de una viga normal. Pero siguiendo más arriba el diagrama de tensiones normales  $\sigma_x$  vuelve a tornarse de tracción, pudiendo esto desconcertarnos un poco ya que es evidente que puede en estas vigas-dintel tan especiales existir más de un eje neutro (e.n.).

Con la descripción hasta aquí hecha pueden sacarse algunas conclusiones sobre este tipo de estructura:

a) En los parantes existen obviamente muy fuertes compresiones ya que las isostáticas (de las  $\sigma_y$ ) buscan como única posibilidad de descarga hacia tierra estas piezas dando acciones  $R_a / R_b$  muy elevadas sobre las bases de fundación. Debido a la gran rigidez del dintel los momentos flexores provocados por cargas verticales en estos parantes no son demasiado importantes (ya que los mismos

empujes son muy pequeños), sin embargo ante acciones horizontales (viento , sismo) debe entenderse que los parantes funcionan como empotrados en el dintel (sección c-c) y no hay reducción ninguna de los flexores en los parantes por estas acciones.

b) Los desvíos de las isostáticas verticales exigen la aparición de otras ortogonales, que al nivel del bajofondo del dintel y un entorno hacia arriba resultan ser de tracción, fluctuando luego (según sean las curvaturas que adopten las verticales) pudiendo ser más arriba de compresión.

Los diagramas de tensiones  $\sigma_x$  dibujados a la derecha nos indican con claridad la zona que, en el caso de hormigón armado, necesita armadura para tomar estas tracciones, e incluso se puede soslayar la forma de dichas armaduras si seguimos las curvas isostáticas de  $\sigma_x$ .

## ESTRUCTURAS PORTICADAS

Supongamos ahora que a la estructura de la fig. 3 le reducimos sustancialmente la altura de su dintel hasta llevarlo al de una viga de altura normal. Nos queda entonces conformada una estructura compuesta por dos parantes (columnas) y un dintel (viga) sobre la cual debe descansar la superestructura, que en este caso se trata de una estructura vigada de tipo convencional compuesta en los distintos pisos por losas, vigas y columnas que "apean" finalmente sobre el dintel (Ver Fig. 4).

Hemos constituido lo que llamaremos "pórtico". Los elementos constitutivos los llamaremos parantes y dintel para diferenciar claramente su funcionamiento del de la columna o la viga. Aquí debe entenderse que el encuentro entre el parante y el dintel, que llamaremos "nudo", hace que ambos elementos tengan que trabajar como piezas continuas y no aisladas.

Entendemos que una columna es simplemente un pie derecho habitualmente considerado como articulado en sus extremos trabajando a la compresión simple y una viga como una pieza flexionada generalmente "simplemente apoyada", o sea con absoluta libertad de rotación en sus extremos. Sin embargo en el pórtico se verifica otro comportamiento a raíz de la unión monolítica en el nudo, que es sustancialmente distinto al descrito anteriormente, ya que ahora al estar unidos el dintel y el parante, se transmiten acciones mutuas.

En definitiva el dintel se halla parcialmente empotrado en el parante y viceversa. O sea que los extremos de la viga se hallan parcialmente impedidos de girar y de esta manera se engendran en dichos extremos momentos de "empotramiento elástico" y por lo tanto también a la columna se transmitirán estos momentos, por lo cual los parantes ya no tienen la simple función de responder a las cargas por compresión sino que tendrán además flexión, en definitiva los parantes estarán sometidos a la flexión compuesta ( $M + N$ ).

O sea que en los pórticos aparecen los nudos como el principal componente de rigidez flexional del conjunto.

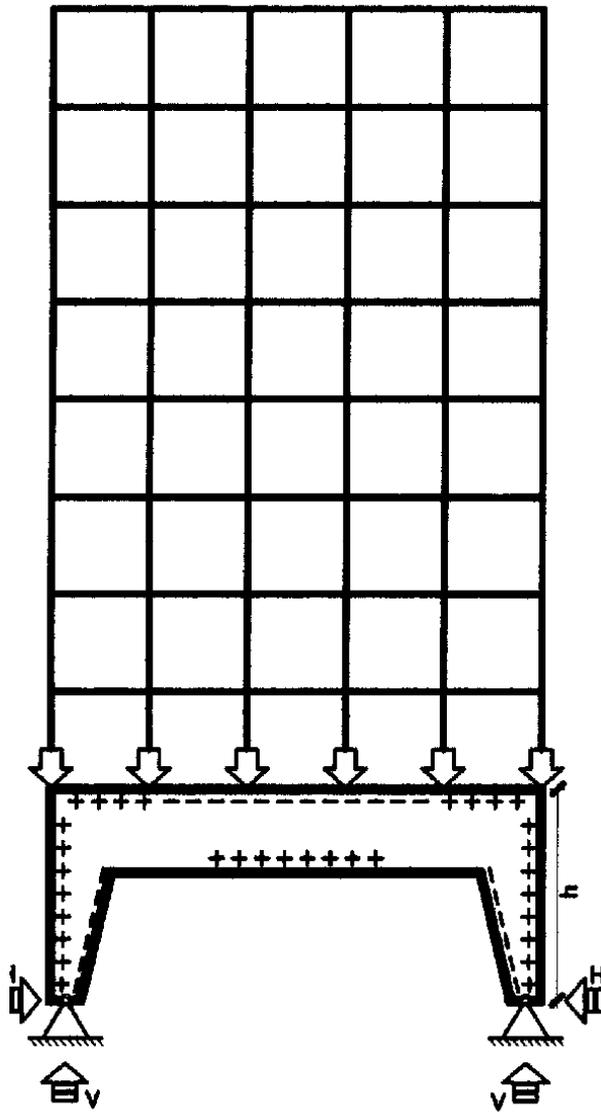


FIG. 4

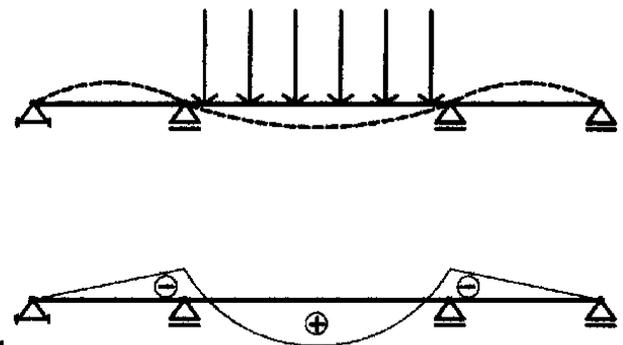


FIG. 5

Bajo otra visión podemos decir que en un pórtico los parantes tienden a ayudar a la flexión del dintel pero a costa de una flexión que aparece en ellos. Ocurre algo así como en un tramo intermedio de una viga continua de 3 tramos, los tramos extremos ayudan a disminuir los momentos positivos del tramo intermedio, brindándole a este un empotramiento elástico por continuidad pero engendrándose flexión en los tramos extremos (ver Fig. 5) (Ver también Cuaderno 35)

Pero al aparecer momentos en la cúspide de los parantes deben de aparecer no sólo fuerzas reactivas verticales sino necesariamente respuestas horizontales. Estas fuerzas horizontales las llamaremos "empujes", y son las que ocasionan los momentos de empotramiento elástico en el nudo las que obviamente desarrollan un momento  $M = H \cdot h$ .

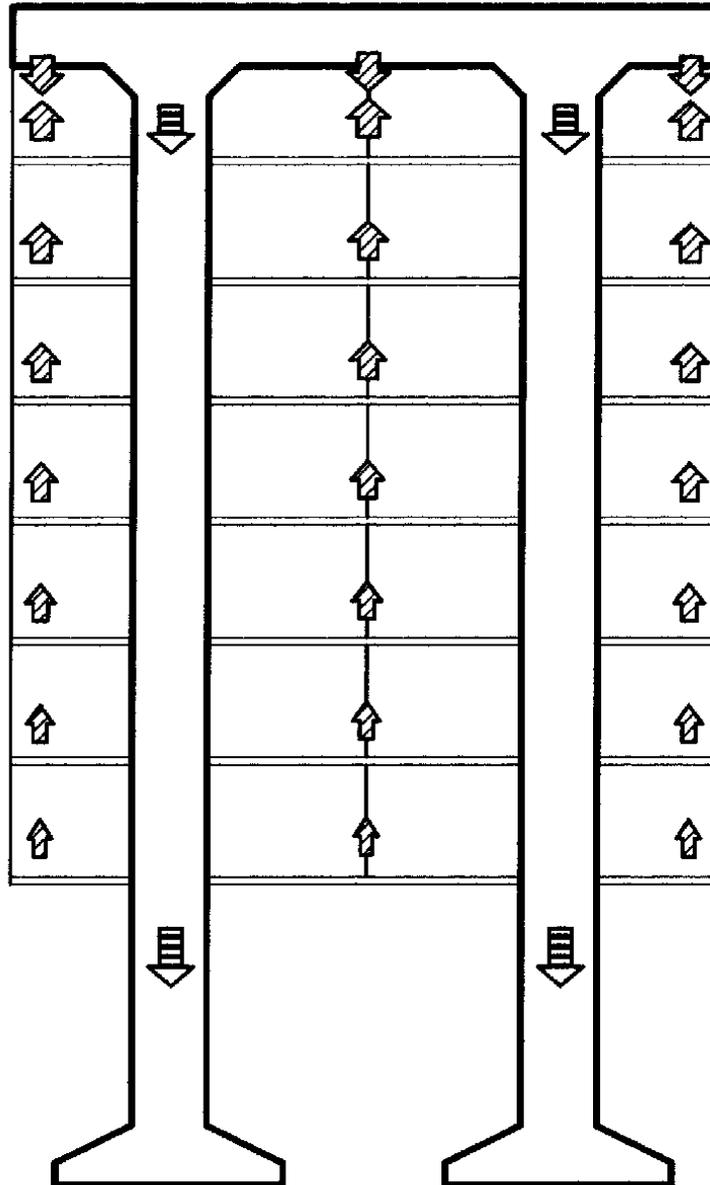


FIG. 6

Si se prefiere el pórtico a la viga es porque en el pórtico el diagrama de momentos flexores en el dintel esta mejor distribuido (entre negativos y positivos) que en la viga, teniéndose menores valores absolutos y facilitando por lo tanto la reducción de las alturas necesarias con lo cual se puede aun hacer utilizable la planta inferior desde el punto de vista arquitectónico. Ahora la altura del dintel debe estar en una relación de aproximadamente  $1/18$  a  $1/15$  de la luz cuando en una viga S/A estaba en aprox  $1/10$ .

La solución con pórticos (o viga aporticada) es apta para cualquier rango de luces entre 4 y 25 mts. en hormigón armado. Para decir la verdad todas las vigas y columnas del "esqueleto" de un edificio se hallan de hecho aporticadas dado que los nudos tienen constitución monolítica, formando entonces las piezas un "pórtico múltiple" en cada plano que se considere.

En la Fig. 4 se muestra un pórtico sobre el que descansan columnas que traen la carga de 7 pisos, pero esta solución debe considerarse acotada a no más de 10 pisos si la luz del pórtico llega a 20 mts. pues las cargas que apean se hacen demasiado grandes para soportarlas con esta viga aporticada, y esta a su vez requiere dimensiones (anchos y alturas) desproporcionadas.

En la Fig. 4 se marcan en el pórtico con "+" las fibras traccionadas y con "-" las fibras comprimidas bajo el efecto de los M. flexores solicitantes.

Obviamente que este pórtico en Planta Baja, si bien consigue despejar de columnas toda esta área implica reducir el espacio (en altura) disponible en esta planta. Si el gran volumen requerido por el pórtico quiere soslayárselo en esta planta, otra solución adecuada (también aporticada) consiste en formular el dintel del pórtico en la azotea, sosteniendo los pisos inferiores con tensores en vez de columnas, y colgándolos de los voladizos y dintel del pórtico (Fig. 6). Se nota que la solución será menos racional (estructuralmente) que la anterior ya que las cargas de los distintos pisos tendrán que subir por los tensores para luego bajar por los parantes. Además son de esperar deformaciones mayores.

En general los pórticos pueden tener los parantes inclinados y muchas otras variantes de diseño de la aquí presentada. Pero hay dos cosas que al proyectar no se deben olvidar: Debe tenerse especial cuidado de tomar los "empujes", ya sea con bases apropiadas o con un tensor horizontal al nivel de éstas y que las dimensiones de los parantes ya no responderán a las de una columna, pues al tener ahora flexión necesitarán mayor dimensión en el sentido del plano del portico.

Se reitera que los detalles de funcionamiento, uso y construcción de los pórticos se ven en el cuaderno 35.

En Fig. 7 y Fig. 8 se muestran algunos ejemplos del uso de pórticos (sin apeos) en la generación de edificios verticales que pueden dar una idea de las posibilidades de esta tipología estructural.

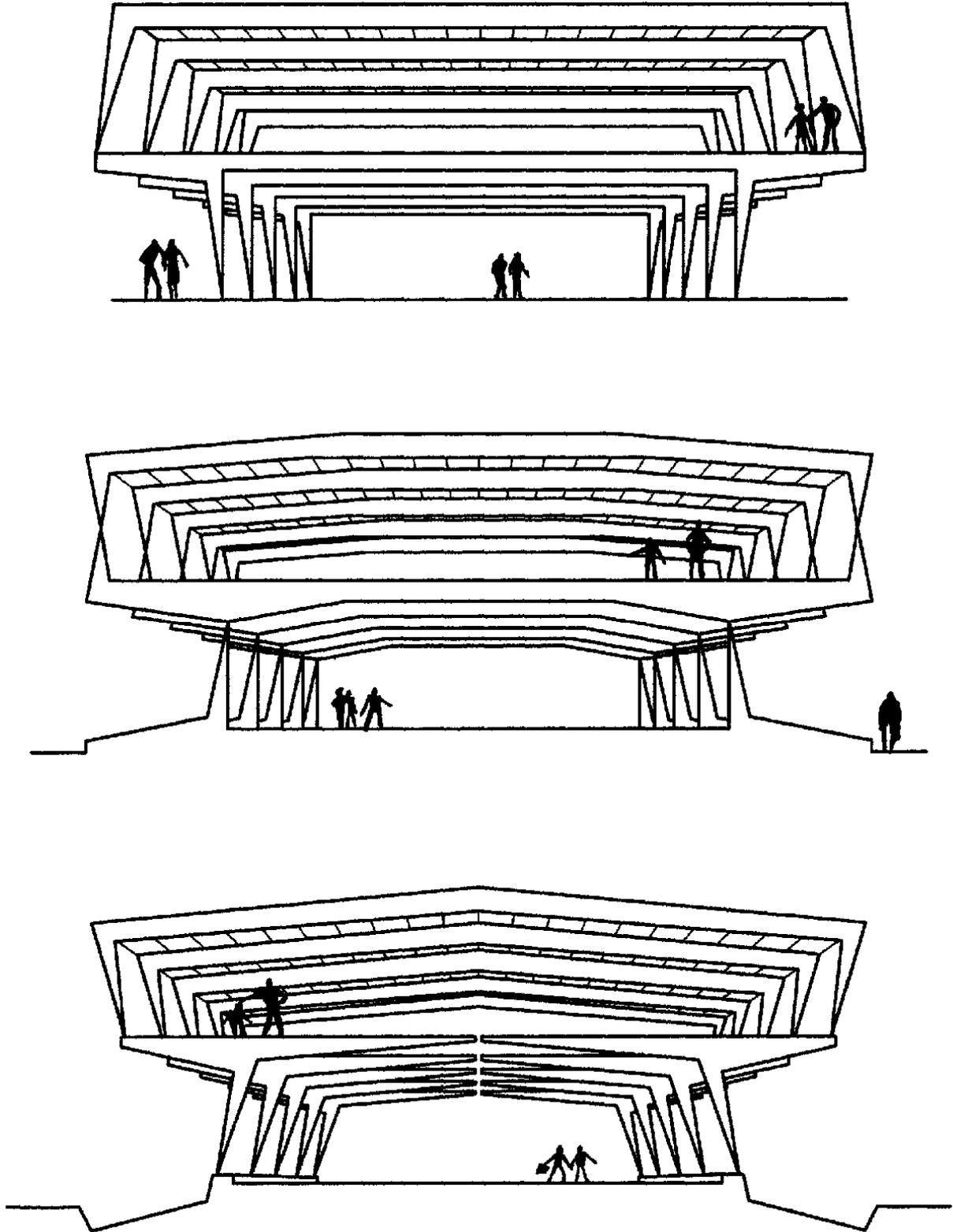


FIG. 7

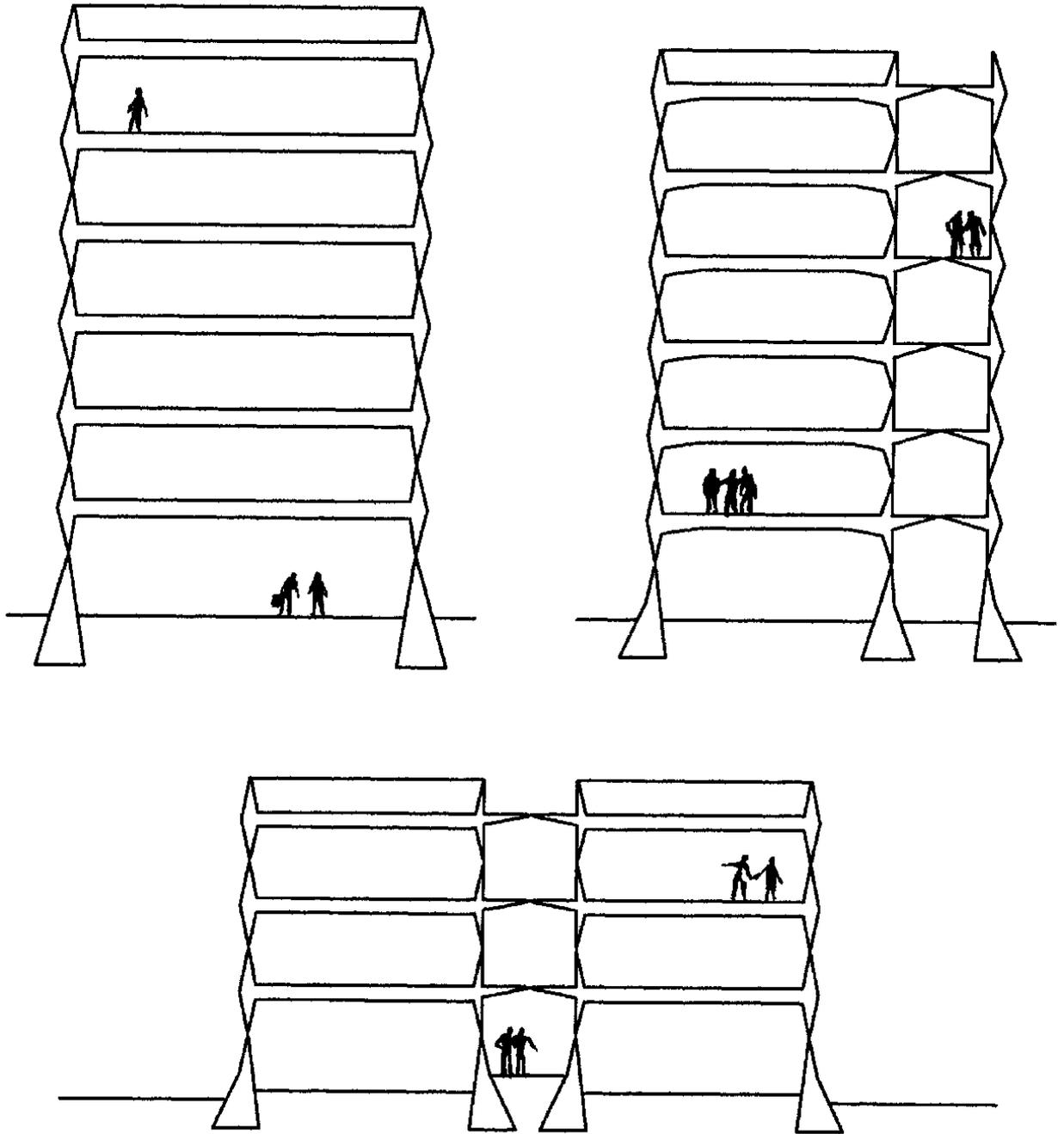


FIG. 8

## ESTRUCTURAS FLEXOALIVIANADAS

### LA VIGA VIERENDEEL

Supongamos ahora que al dintel anterior lo intentamos alivianar quitándole masa, por ej. sacando material de su alma, calándola. Atendiendo a nuestras necesidades arquitectónicas imaginemos que podemos calar el dintel en base a rectángulos, discretizando entonces la masa en un grupo de fibras superiores e inferiores y cada tanto dejando piezas verticales a modo de conexión.

En esta operación hemos hecho caso omiso a nuestros conocimientos de la estática de cadenas cerradas pero hemos atendido con todo capricho a las necesidades de nuestra arquitectura, que requiere vistas libres y circulación horizontal.

Hemos entonces generado una viga o dintel que llamaremos "Vierendeel", con piezas horizontales continuas arriba y abajo (cordón superior y cordón inferior) y piezas verticales de conexión que llamaremos "montantes".

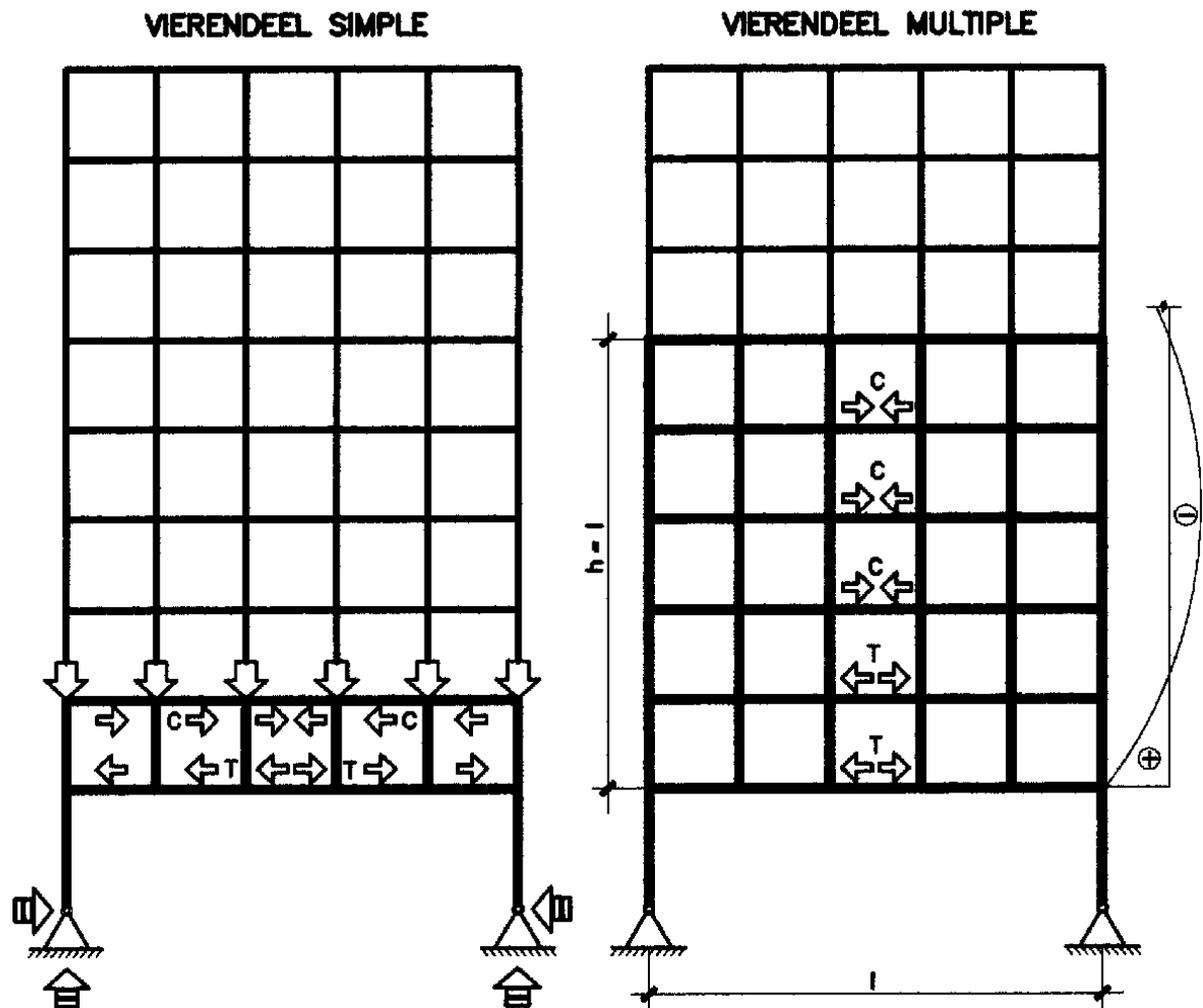


FIG. 9

Esta viga "Vierendeel" la pretendemos usar como soporte del apeo de columnas que vienen de pisos superiores, las que obviamente tendrán que incidir en su apeo en correspondencia con los nudos formados por los cordones y montantes dada la poca capacidad de recibir cargas directas por los cordones.

Esta viga la hemos tratado de "formar" dentro de la altura de un piso para no alterar en lo posible la modulación en altura, pero se nos puede ocurrir reforzar su dintel, haciéndolo (aunque discretizado) "de gran altura" tomando varios pisos con éste, lográndose entonces la "vierendeel múltiple".

Desde ya esta viga puede ser "simplemente apoyada" sobre las columnas extremas o formando un dintel de pórtico sobre parantes. De todas formas los esfuerzos propios de una viga se canalizarán hacia los elementos que pueden soportarlos, o sea el cordón superior debe canalizar las compresiones (C) y el inferior las tracciones (T) (que formaran el par flexor resistente), lo cual se muestra en la figura 9. Lo mismo acontece en la vierendeel múltiple, en la que el cuadro de tensiones estará regido por el que se da en la viga de gran altura, como vimos anteriormente, pero en este caso discretizado.

Pareciera que hemos llegado a tomar el par flexor simplemente con componentes axiales en ambos cordones, pero esto no es así tan simple. Los esfuerzos de corte deben ser tomados y para esto entre montante y montante sólo contamos con las secciones transversales de los cordones. Hemos canalizado eficazmente la flexión, pero no el esfuerzo de corte. Estos esfuerzos de corte provocan entonces flexión (que llamaremos local) en las piezas de cordón (y en los montantes) y por lo tanto estas estarán solicitadas no sólo a axiales (N) sino también a flexión (M), o sea a flexión compuesta.

La flexión local en estas piezas de cordón (de sección relativamente escasa) son las que obligan al sistema a tener un régimen de deformaciones elevado, constituyendo esto un inconveniente.

Para entender este anómalo funcionamiento de la viga Vierendeel es necesario hacer algunas observaciones a partir de una viga reticulada que se muestra en las Figs. 10 a 14.

En Fig. 10 se muestra una viga reticulada plana típica, compuesta por cadenas cerradas (triangulada). Los momentos flexores son tomados de la misma manera como se comentó en la vierendeel: fuerzas axiales en los cordones de tracción (T) y compresión (C) que forman un par resistente de distancia "h". Sin embargo también el esfuerzo de corte es canalizado ahora: en toda sección existe una fuerza vertical como "resultante izquierda" que puede ser descompuesta en cada nudo en dos fuerzas axiales, una para la pieza de cordón y otra oblicua para la diagonal. En definitiva la fuerza de corte Q vertical se descompone (o equilibra) en dos axiales. De esta manera el reticulado canaliza eficazmente en forma axial las fuerzas teniendo deformaciones relativamente bajas.

En la Fig. 11 las diagonales han desaparecido, constituyendo la viga una vierendeel y por lo tanto el esfuerzo de corte debe ser tomado (justamente "por corte") por los cordones, transversalmente, lo que origina fuertes flexiones en las piezas.

En la fig. 12 se puede apreciar la deformación local y general de la viga.

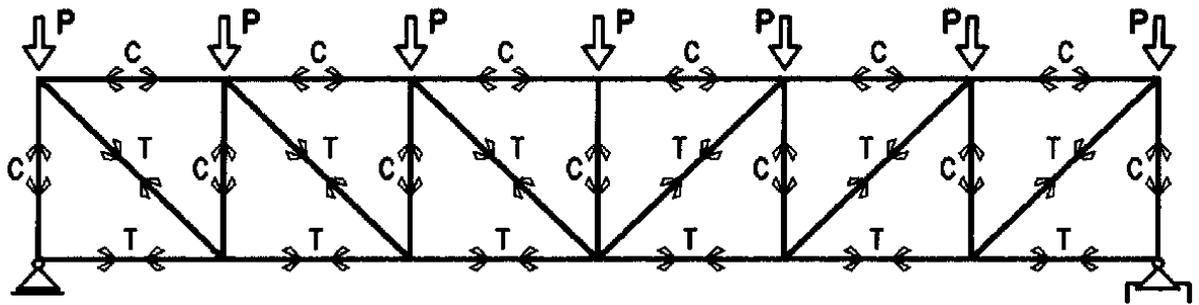


FIG.10

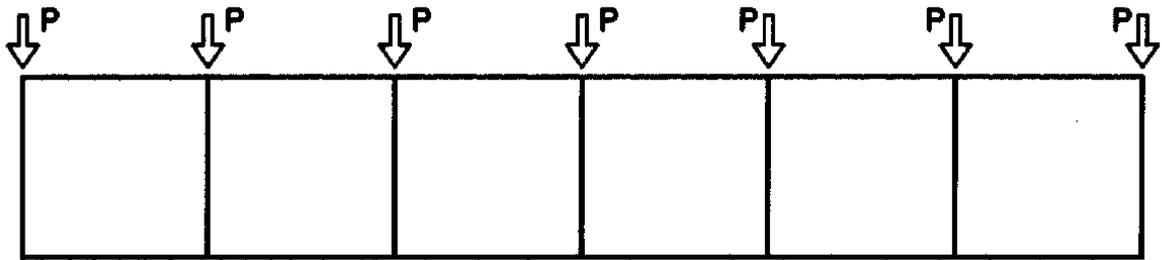


FIG.11

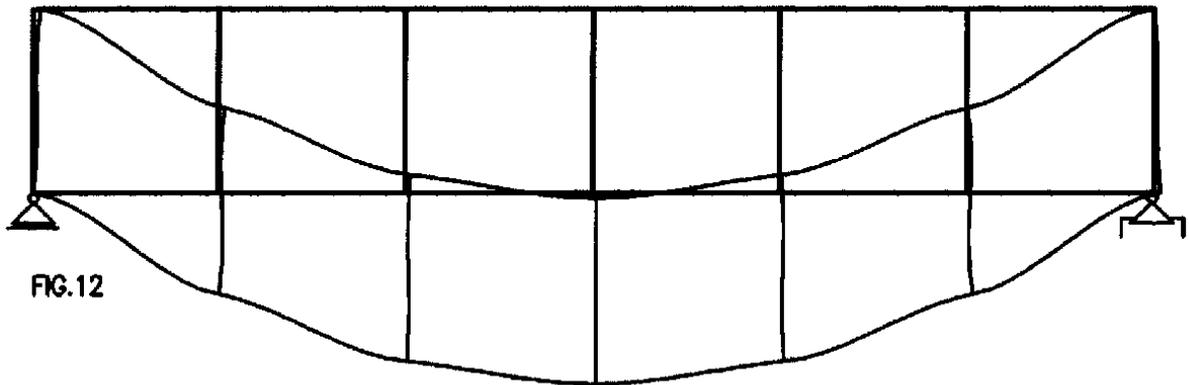


FIG.12

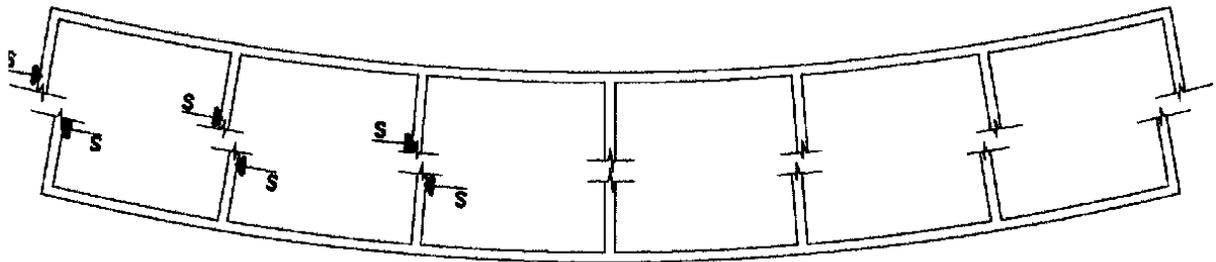


FIG.13

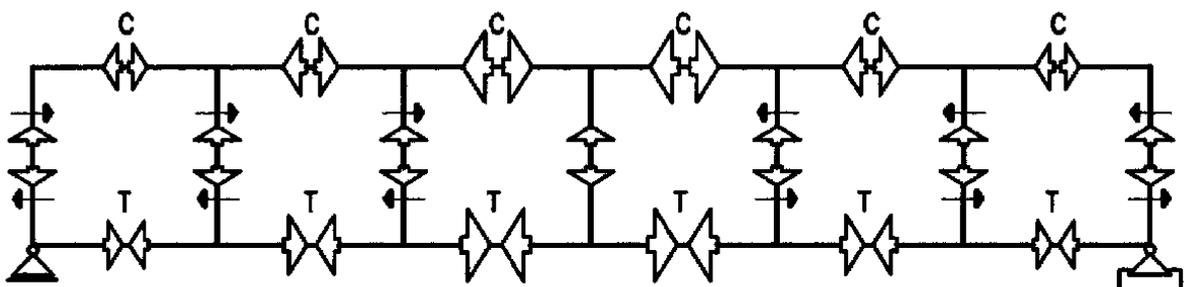


FIG.14

FIGS. 10 a 14

En la Fig. 15 se muestran las isostáticas de tracción y de compresión en una viga de alma llena. Observando este dibujo se entenderá cómo se canalizan las fuerzas en un reticulado.



FIG. 15

En la Fig. 13 se muestra una vierendeel seccionada por la mitad de los montantes, mostrándose cómo cada parte trataría de deformarse si la conexión ya no existiera en los montantes. El hecho es que en la parte "de arriba" los montantes tienden a "abrirse" y en la parte "de abajo" tienden a cerrarse. Es obvio que el montante es una única pieza y debe tener continuidad, por lo tanto tendrán que aparecer fuerzas "S" de corte en los montantes de forma de lograr la continuidad de estos. Estas fuerzas son en definitiva las que provocarán flexión en los montantes (y en los cordones).

En la Fig. 14 finalmente se esquematizan los esfuerzos que se dan en las piezas de una viga vierendeel.

### **CUESTIONES DE DISEÑO**

Este tipo de vigas, lejos de ser una solución estructural de suma racionalidad, brindan sin embargo una solución coherente con las necesidades arquitectónicas, y en casos pueden dar por resultado una propuesta interesante.

En hormigón armado estas vigas pueden tener luces de hasta 25/30 mts., alturas de uno a tres pisos (3 a 9 mts). El espesor oscila entre 30 cm. a 60 cm. y las dimensiones de los cordones y montantes de 60 a 90 cm. En el Cuaderno 36 se dan más detalles sobre el particular. A modo de ejemplos de proyecto se muestran en la Figs. 16 y 17 algunos esquemas. En uno de ellos la viga vierendeel trabaja como una ménsula en voladizo empotrada en un parante doble. En algunos casos el funcionamiento es como un verdadero pórtico y en otros se encuentra como "simplemente apoyada".

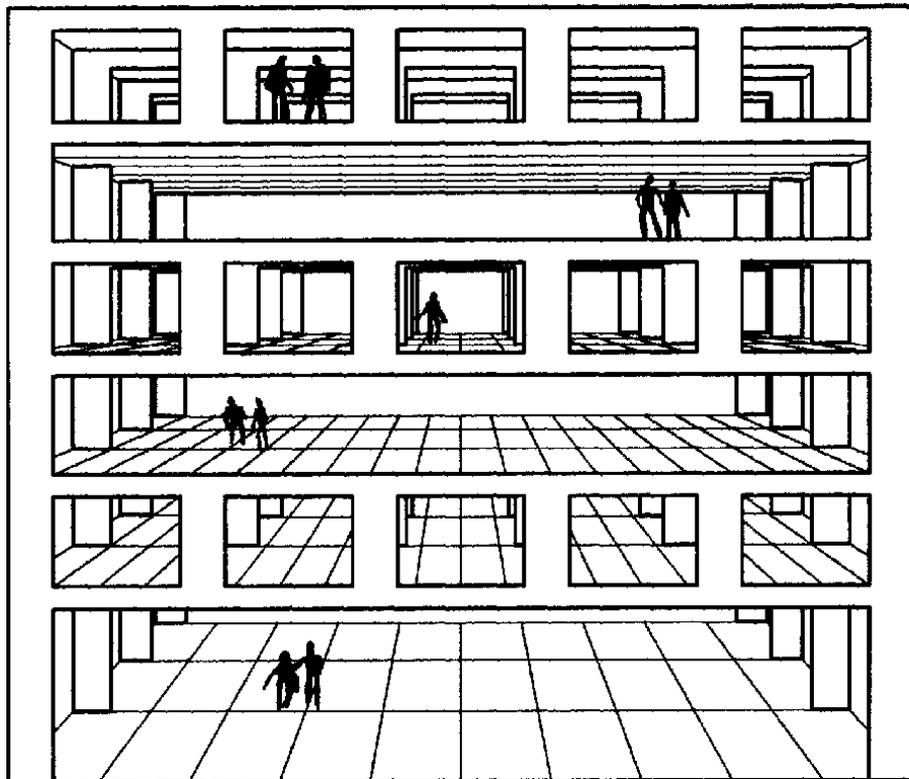
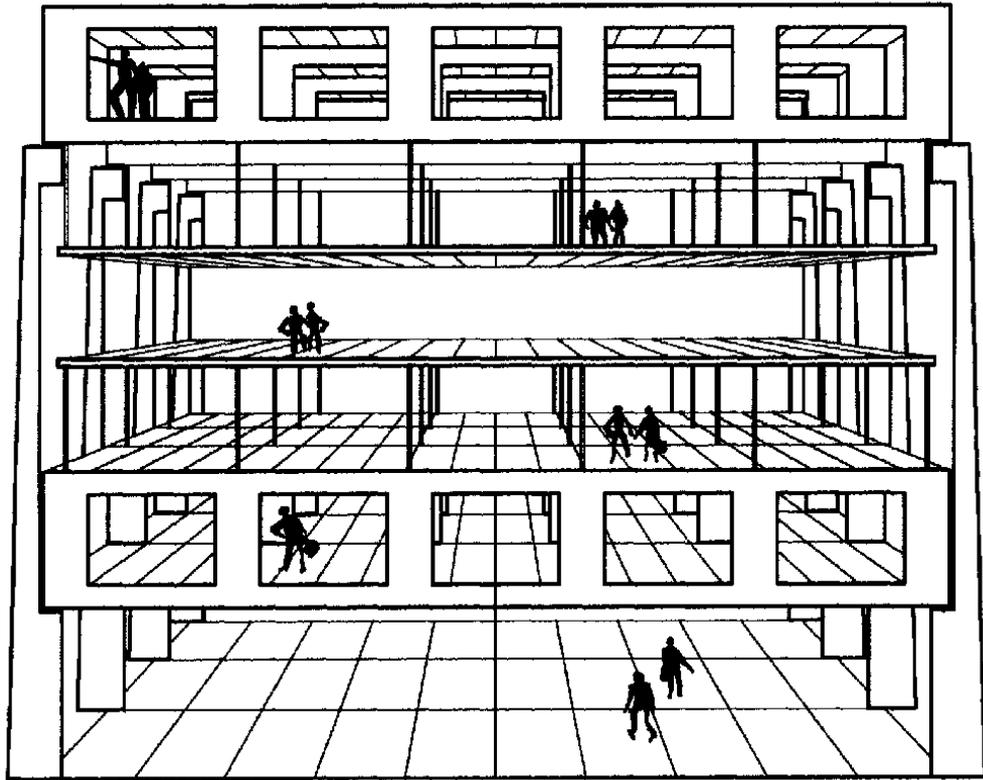


FIG. 16

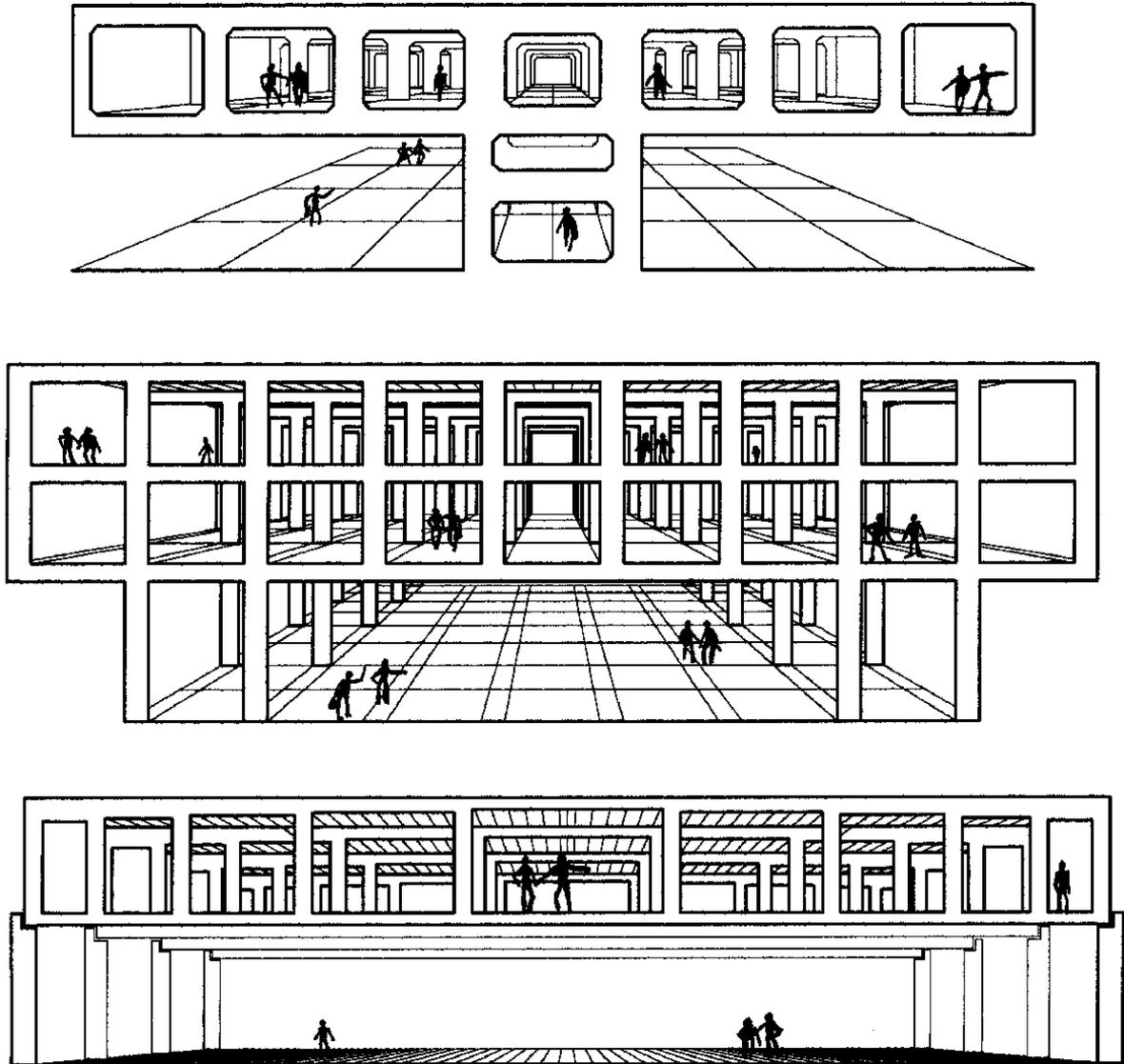


FIG. 17

## ESTRUCTURAS NO FLEXIVAS

### ESTRUCTURAS PLANAS Y ESTEREAS POR DESCOMPOSICION ESTATICA

#### DESVIOS DE COLUMNAS

Como ya hemos dicho desde el punto de vista de la economía de masa, el trabajo de los elementos sometidos a esfuerzos simples (como compresión y tracción puras) es preferible al trabajo a flexión que, en general, es más costoso y requiere mayor masa y aun, en muchos casos, provoca mayores deformaciones en las piezas.

Hay estructuras de transición cuyo diseño se fundamenta en la descomposición estática de las fuerzas. Son en realidad de una gran racionalidad estática, pues llevan a las cargas hasta tierra por los caminos más lógicos y cortos, sin rodeos. Por supuesto que una mayor simplicidad estructural no siempre cubre los requerimientos arquitectónicos exigidos.

Uno de los ejemplos de estructura plana "por descomposición estática" más elemental lo constituye el desvío de la carga conducida por una columna. Este es un recurso usado habitualmente en los edificios en altura para lograr (o evitar) espacios de utilización arquitectónica. Muy común es el caso de evitar la presencia en planta baja de una columna "de ochava", ochava que en pisos superiores es usada como área aprovechable de edificación.

En la Fig. 18a se muestra un corte de fachada de un edificio. La columna C1 debe ser evitada en Planta Baja de forma de no invadir el espacio reservado para la acera. Al nivel del piso superior es posible desviar la carga vertical R que trae la columna, por medio de un puntal inclinado o jабalcón. La carga R es la suma de todas las acciones P que se descargan piso a piso sobre la columna C1. En el punto B se decide desviar la carga descomponiéndola en la dirección oblicua del jабalcón (AB) y en la dirección BC. Así se obtiene la fuerza D sobre el jабalcón y la fuerza H horizontal sobre el nivel de estructura sobre 1er. piso.

En el triangulo de descomposición se dibujan las acciones; las reacciones son iguales y contrarias, ya que para el equilibrio debe considerarse un triangulo de fuerzas "cerrado" (orden cíclico de las flechas). Se ve que la fuerza D sobre el jабalcón es de compresión y la H de tracción, la que deberá tomarse por un tensor horizontal y ser conducida hasta los sectores interiores de la estructura (C2, C3 ...C4, etc.). Esta fuerza H en realidad finalmente se difunde en el plano de la losa sobre 1er. piso.

Analíticamente los valores de las fuerzas H y D son rápidamente deducibles al partir del triangulo de fuerzas:

$$H = R/\operatorname{tg}(\alpha)$$

$$D = R/\sin(\alpha)$$

En definitiva el jабalcón actúa en primera instancia como una columna transmitiendo en forma oblicua la fuerza D que es

conducida al punto A, donde se vuelve a descomponer en una fuerza vertical Q y en una horizontal K. La fuerza vertical Q es transmitida por compresión a la columna C2 y la K por compresión horizontal, la que necesitará de un puntal horizontal o "biela" para

ser tomada, biela que puede estar constituida por la misma viga AF que en este aspecto actúa como columna horizontal, que a su vez tiene finalmente que ser tomada por el resto de la estructura de la izquierda.

Del análisis de los valores de las fuerzas H y D que han sido dados en la pagina anterior se aprecia que ángulos pequeños darán fuerzas de descomposición muy grandes. O sea que no conviene jabalcónes muy tendidos, los cuales originarían tensores horizontales desproporcionados, aparte que cuanto mas tendido se haga un jabalcón mas aumentará la inestabilidad de este sistema.

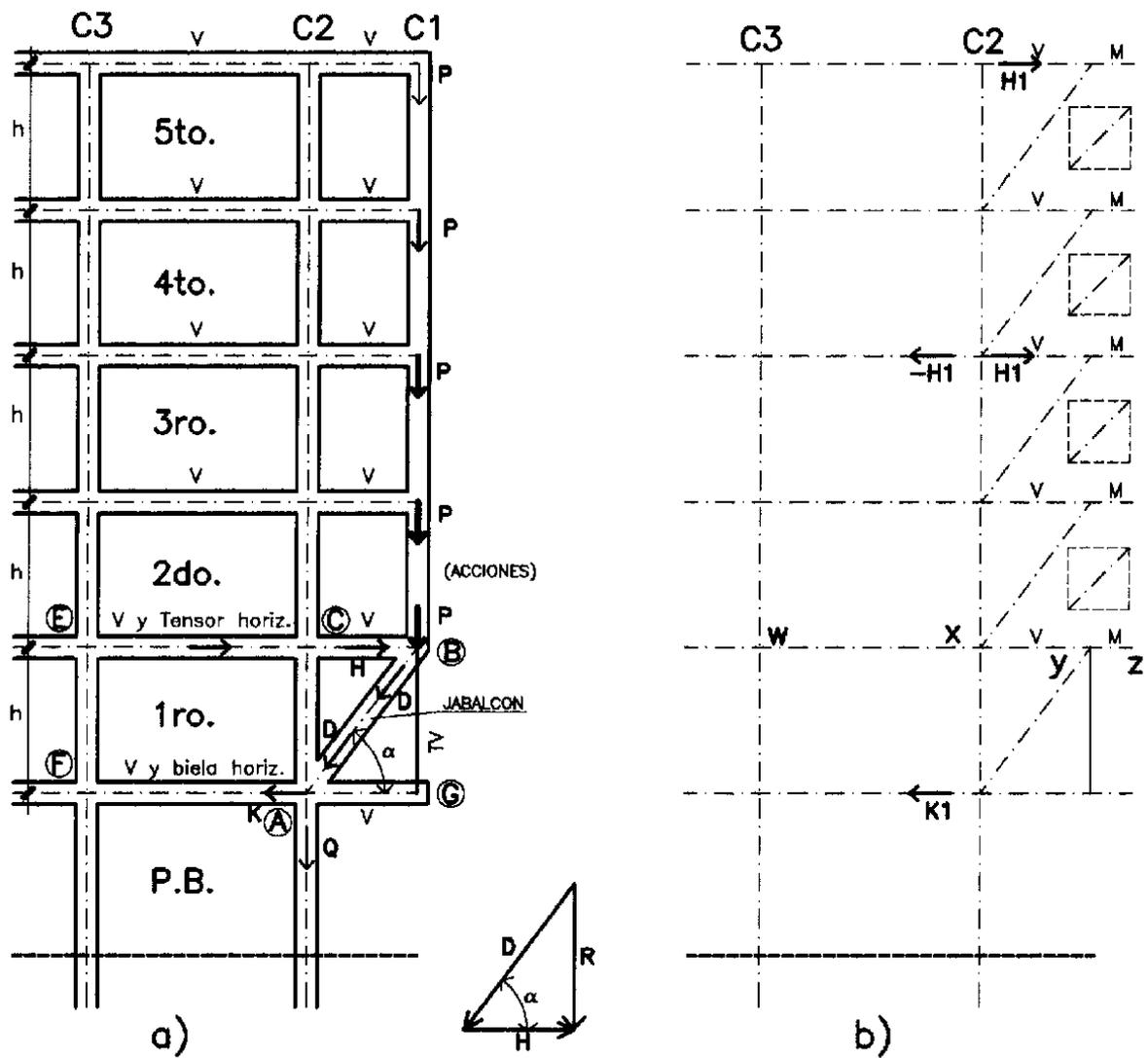


FIG. 18

Al fin y al cabo resulta globalmente que la acción del jabalcón se traduce en dos fuerzas horizontales, una H que toma el tensor horizontal y otra K que la recibe la biela, fuerzas que están separadas un brazo h. O sea que forman un par con

un momento global  $M = H \cdot h$ . En definitiva el sistema no es otra cosa que una ménsula, que justamente debe tomar la saliente del edificio de longitud  $m$ .

Debe tenerse especial cuidado en conducir "hacia adentro" la fuerza de tracción con un tensor horizontal considerablemente largo y también la fuerza de compresión ya que la biela debe ser eficaz prácticamente en la misma longitud. Se preguntará ahora quien toma en definitiva estas fuerzas horizontales que se dan a nivel de las vigas y losas de sobre 1er. piso y de sobre planta baja, que como se dijo tienden a difundirse hacia "adentro" del edificio. Estas fuerzas horizontales las debe tomar el resto de la estructura situada a la izquierda de C2, o sea un pórtico formado por vigas y columnas.

Es lógico que para usar este tipo de solución tiene que haber a la izquierda del jbalcón una estructura aporricada que resista esfuerzos transversales; sin ella no pueden ser tomados las fuerzas horizontales generales.

Por supuesto se sobrecarga en compresión la columna C2 y ligeramente se descarga la C3 como consecuencia de la acción de la ménsula.

Esta solución jbalconada puede usarse cuando uno de los paños de la fachada de ochava es ciego. Si los dos paños de la fachada son ciegos se pueden formular dos jbalcones en planos perpendiculares si se prefiere, para hacer menores las descargas.

En la Fig. 18b se muestra una estructura jbalconada pero piso a piso, para no tomar la carga total "de ochava" solo en un punto, sino piso a piso. La situación es similar a la anterior, generándose piso a piso fuerzas horizontales  $H1$  de tracción y de compresión, salvo en sobre 5to. piso (tracción  $H1$ ) y en sobre planta baja (compresión  $K1$ ). En los restantes pisos las fuerzas  $H1$  de tracción y compresión se anulan a la izquierda de C2, pero entiéndase que a la derecha de C2 los tensores son necesarios.

En este caso existe también el par "de ménsula" formado por las fuerzas  $H1$  y  $K1$  con brazo  $5h$ .

Aquí particularmente se ha preferido mejorar la oblicuidad del jbalcón (aumentar  $\alpha$ ) haciendo su apoyo superior algo adentro del esquinero de la ochava para así formular una viga  $V$  con una ménsula extrema  $M$ .

Es común en las ochavas ganar el altura el espacio en proyección de la esquina no con estructuras como la detallada sino con vigas, poligonales o curvas, que vuelan sobre este espacio. Estas llamadas "vigas balcón", si bien pueden considerarse un concepto intelectual algo mas alto que lo que merece una estructura que trabaje simplemente a tracción y compresión puras, sin embargo tienen su pecado original: sus deformaciones.

Los jbalcones tienen muy pequeñas deformaciones y constituyen puntos de alta rigidez axial en el edificio. En cambio las "vigas balcón", son piezas fuertemente flexo-torsionadas, que lógicamente son, en comparación, muy deformables. Por esta razón deben de tener rigideces muy altas para que se comporten

adecuadamente. No es extraño observar algunos "balcones esquineros" donde la mampostería de cerramiento con sus fisuras nos delata el pecado. No siempre las mejores soluciones son las complicadas, a veces una solución simple nos da respuestas mas confiables...

### Algunas variantes

En la fig. 18a se ha dibujado en líneas de puntos un tensor inclinado  $T_i$  que suele ser un recurso adicional al jabalcón. Tal vez este tensor  $T_i$  se incorpore para obviar el tensor  $T_v$  que sostiene la punta de la ochava. Pero no lo consideramos un recurso conceptualmente lógico, no aporta mucho para sostener y transferir la carga  $R$  de la columna. Es más, para las rigideces relativas usuales, el tensor  $T_i$  solo es capaz de tomar un 20 % de la carga  $R$ . No le vemos tampoco utilidad como "reaseguro", ya que tal seguro no es en todo caso suficiente.

### Observaciones constructivas

Ya se adelantó que este tipo de sistemas requiere una muy conciente prolijidad en la ejecución. Es necesario que el replanteo de los ejes de las piezas sea exacto. Los ejes de la columna apeada, del tensor horizontal y del jabalcón deben cortarse exactamente en un punto, donde se efectuará la descomposición estática. En general todos los sistemas que dependen de descomposiciones estáticas o trayectorias teóricas de fuerzas tienen que cumplimentar estrictamente con lo proyectado analíticamente. Estructuras de este tipo no avisan el momento de su colapso, ninguno que estuvo en esas circunstancias pudo contarlo.

Que el sistema se base en una limpia descomposición estática no quiere decir que no se induzcan por deformación momentos flexores secundarios que pueden aparecer, y para absorberlos hay que disponer los refuerzos necesarios.

En la Fig. 19 se esquematiza la armadura que se dispone en el nudo "B" de la Fig. 18 a.

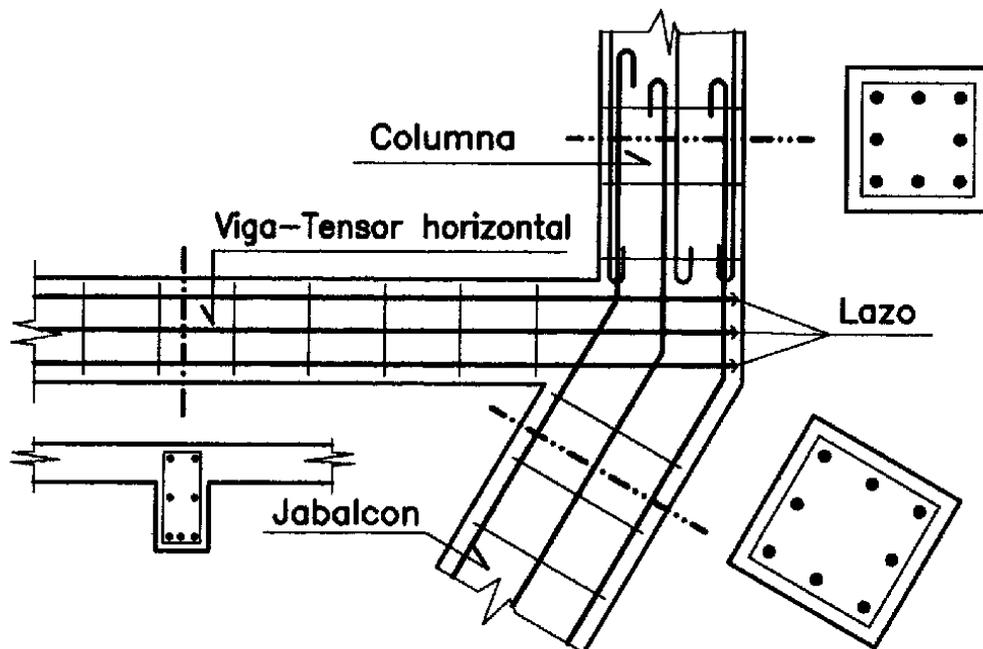


FIG. 19

## BIPODOS

Uno de los sistemas planos interesantes para la transición de cargas por esfuerzos simples es el de "bipodos".

En la Fig. 20a se muestra un edificio de varios pisos con modulación para oficinas (4 a 5 mts.) cuya superestructura descansa sobre columnas, las cuales deben remodelarse en los pisos inferiores para mayores luces.

Es así que de luces de 4 a 5 mts. debemos despejar los niveles inferiores con intercolumnios de 8 a 10 mts.

El sistema bipodo consta de dos piezas inclinadas (a modo de jабalcón) y un tensor horizontal que une los extremos de esta horqueta. Se completa con un piezo vertical que llega a tierra.

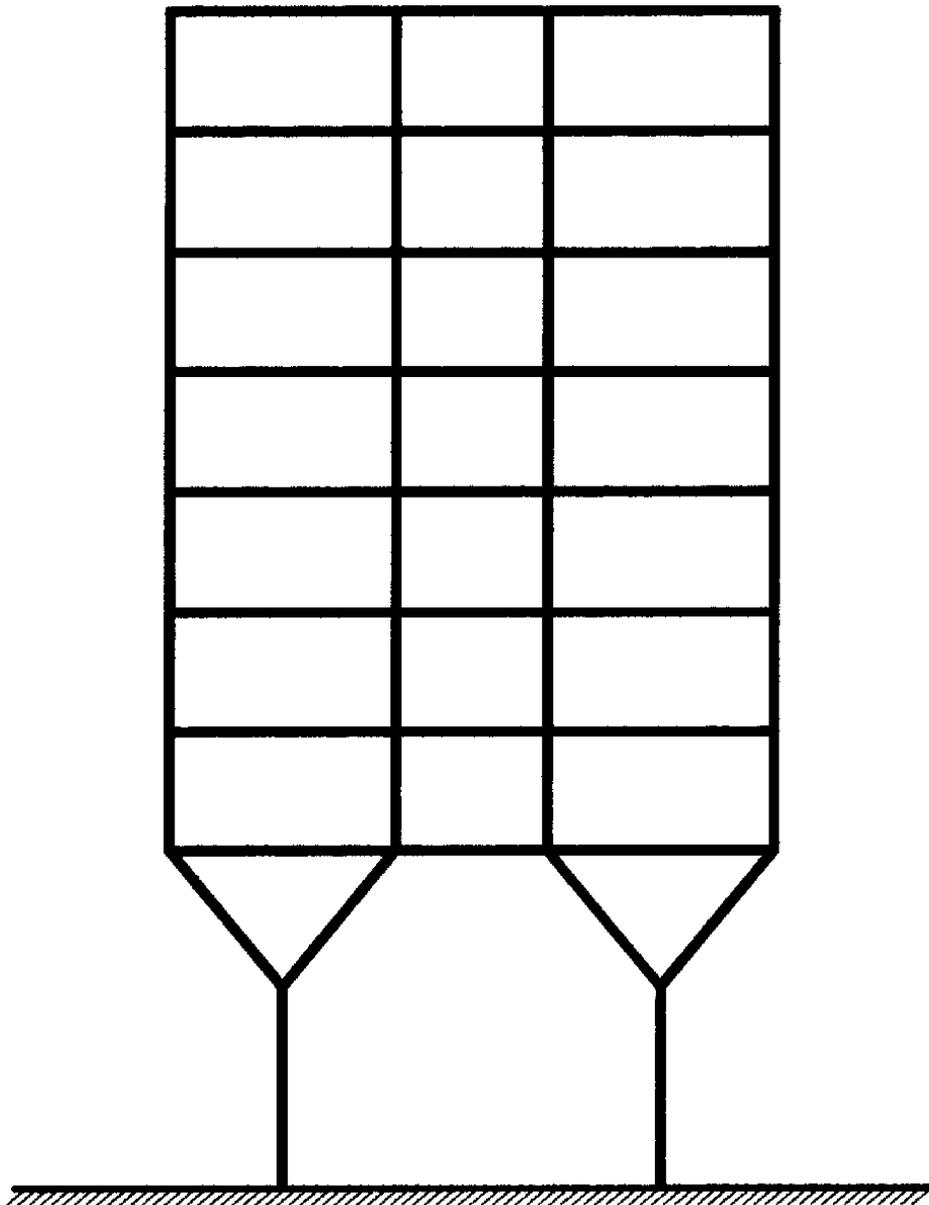


FIG. 20 a

El esquema de funcionamiento se muestra en la Fig. 20 b y constituye un simple circuito de descomposición estática. Las cargas  $R$  que transmiten los apeos de las columnas se descomponen en  $A$  y  $B$  en las direcciones "Z" y "D".  $Z$  es una fuerza de tracción que se equilibra con otra igual y opuesta que proviene del extremo derecho (punto  $B$ ). Se entiende que si las fuerzas  $R$  no son perfectamente iguales las tracciones "Z" ya no son iguales y opuestas, o sea que cualquier diferencia provoca un desequilibrio y por lo tanto se origina flexión en el esquema.

Bajando por los jabalcones  $AC$  y  $BC$  fuerzas iguales  $D$  de inclinación simétrica, componiéndose finalmente en  $C$  dando por resultante una fuerza vertical  $V$ .

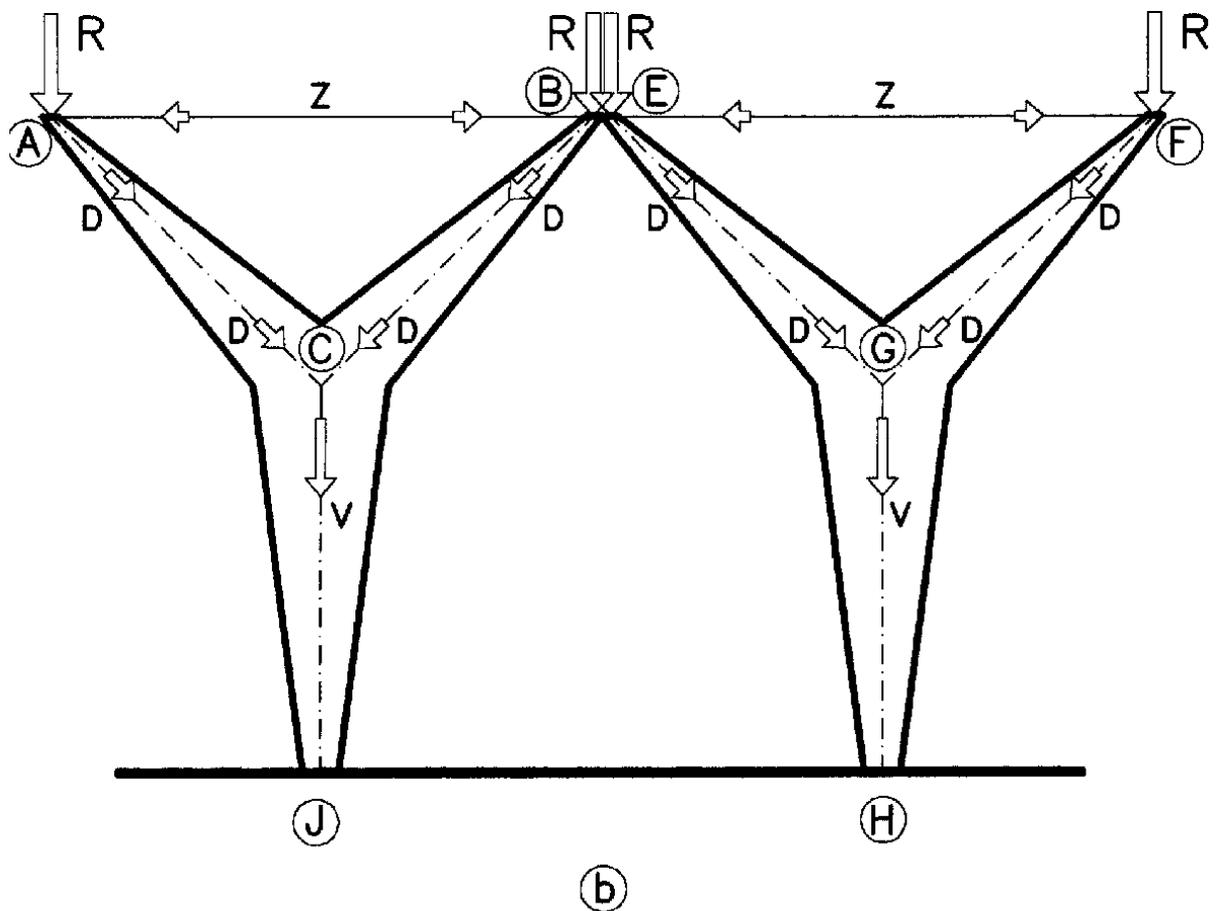


FIG. 20 b

Se nota que el equilibrio estático de este sistema depende grandemente de la simetría de cargas ya que el sistema debe cerrarse con la fuerza tensora "Z" y terminar con la fuerza vertical  $V$  (que equivale a  $2R$ ) sobre el parante central.

En general esta "perfección estática" no se cumple, con lo cual el sistema tiene necesariamente flexión. Si esta es la situación entonces la estructura "bipodo" debe estar por lo menos empotrada en su apoyo a tierra  $J$ .

También para absorber el desequilibrio que pueda provocarse, estos "bipodos" son "enlazados" de a dos o más elementos iguales. En la figura 20 b dos bipodos se unen en BE con lo cual ahora el sistema puede tener 3 articulaciones no alineadas, en J y H a tierra (o sobre bases) y una articulación intermedia en BE. De esta manera queda conformada una estructura estable que permite tomar fuerzas horizontales por flexión.

Pero también debe aclararse que las flexiones secundarias no solo pueden aparecer por el desequilibrio de cargas sino también por deformación. El tensor Z tiende a deformarse y por lo tanto a alargarse (3 o mas milímetros) con lo cual las "horquetas" tienden a abrirse separándose en horizontal los puntos A y B, engendrándose en el nudo C grandes momentos flexores (de 10 y más tm.). Sobre estas acciones secundarias (que en realidad no son tan "secundarias") hay que tener un prolijo cuidado y evaluarlas correctamente. Todo esto vale tanto para la instancia de proyecto y cálculo estructural como para la de ejecución efectiva de la estructura.

## TRIPODOS

Una versión "espacial" de la estructura anterior son los llamados "tripodos", que se muestran en fig. 21, en perspectiva y en planta.

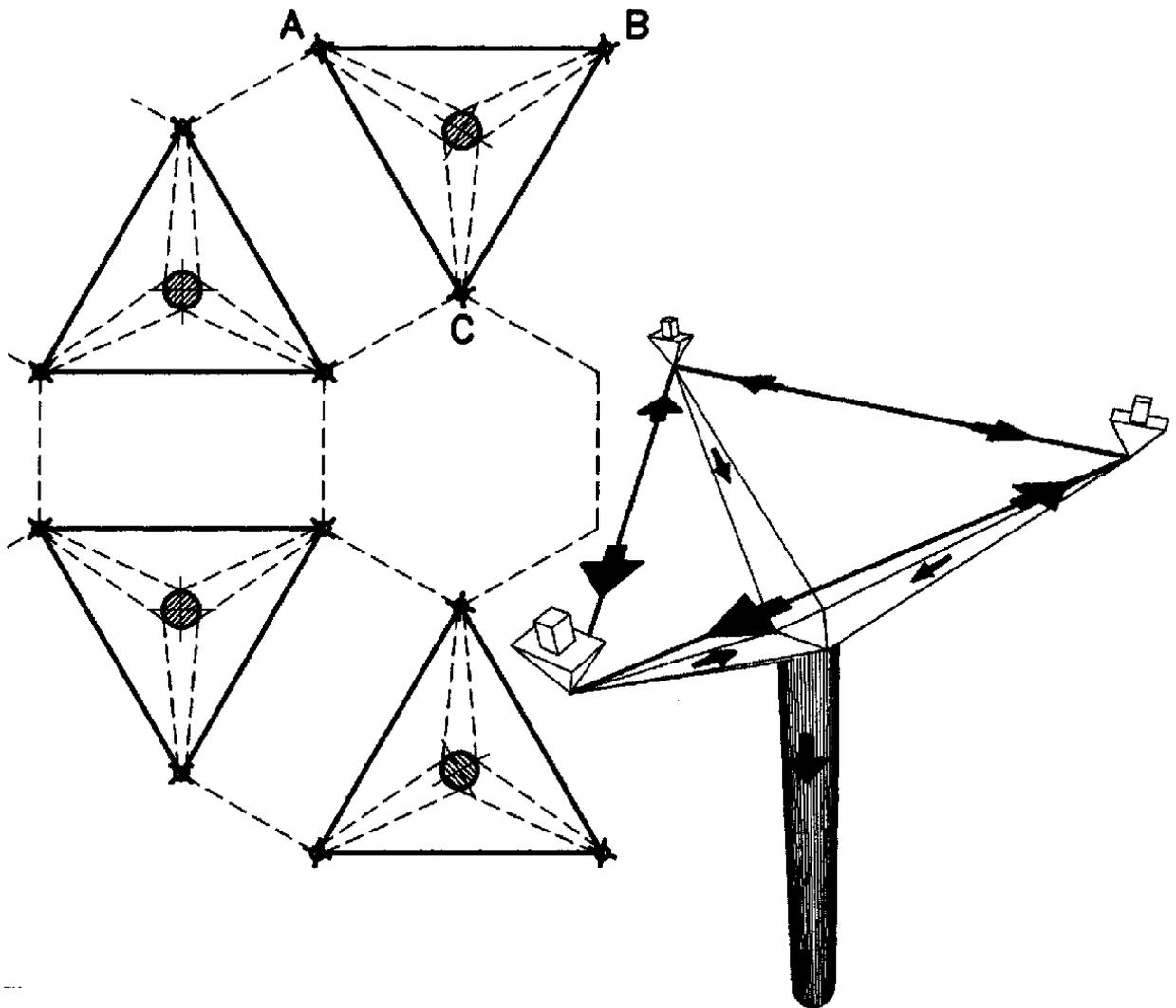


FIG. 21

En este caso el tensor se halla en el plano horizontal ABC o sea que la descomposición de la fuerza  $P$  es espacial en tres direcciones concurrentes. O sea que si tenemos la fuerza  $P$  actuando en  $A$  se descompone en dos tracciones  $AB$  y  $AC$  (tracciones "Z") y en una compresión "D" en la dirección del "cuerno"  $AD$ . Queda entonces establecido un equilibrio espacial de fuerzas, las tracciones "Z" son "cerradas" por fuerzas iguales y contrarias, también "Z", provenientes de los nudos vecinos.

En tanto las compresiones "D" se dirigen todas al vértice  $D$  formando un sistema axialsimétrico, que arroja, en estas particulares circunstancias, una resultante vertical  $3R$  que va a solicitar al pie derecho  $ED$ .

Se comprende una vez mas que este sistema de fuerzas así canalizadas es estáticamente impecable mientras se den las pautas de axialsimetría de cargas y fuerzas. De no ser así, ahora los circuitos no se cerrarán prolijamente y entonces se producirán inevitablemente flexiones en el sistema.

En definitiva recomendamos este sistema en tanto y en cuanto se tomen las precauciones para tomar las inevitables flexiones secundarias en el sistema, ya sea por desequilibrio de cargas o por cambios de direcciones o deformaciones durante la construcción.

Uno de los efectos secundarios en cuanto a las flexiones en el sistema es la deformación relativa entre los puntos A B y C, que tienden a separarse, aumentando sus distancias relativas en virtud de que la tracción en los tensores "Z" así lo permite. Así es que pueden producirse momentos flexores de cierta importancia en el nudo D del sistema.

Por otra parte la inclinación de las piezas DA, DB y DC no debe bajar de cierto ángulo respecto de la horizontal para no producir esfuerzos "Z" de tracción demasiado grandes. Se recomienda no bajar las inclinaciones mas allá de los 40°.

**TETRAPODOS**

Una versión espacial mas completa de estas estructuras por decomposición estática la constituye la de los tetrapodos. En este caso se configura también un circuito cerrado de tracciones en el plano horizontal, pero con directriz cuadrada (o rectangular) que se "cierra" sobre si mismo con componentes "Z" iguales y contrarias.

En la fig. 22 se muestra el circuito de las cargas.

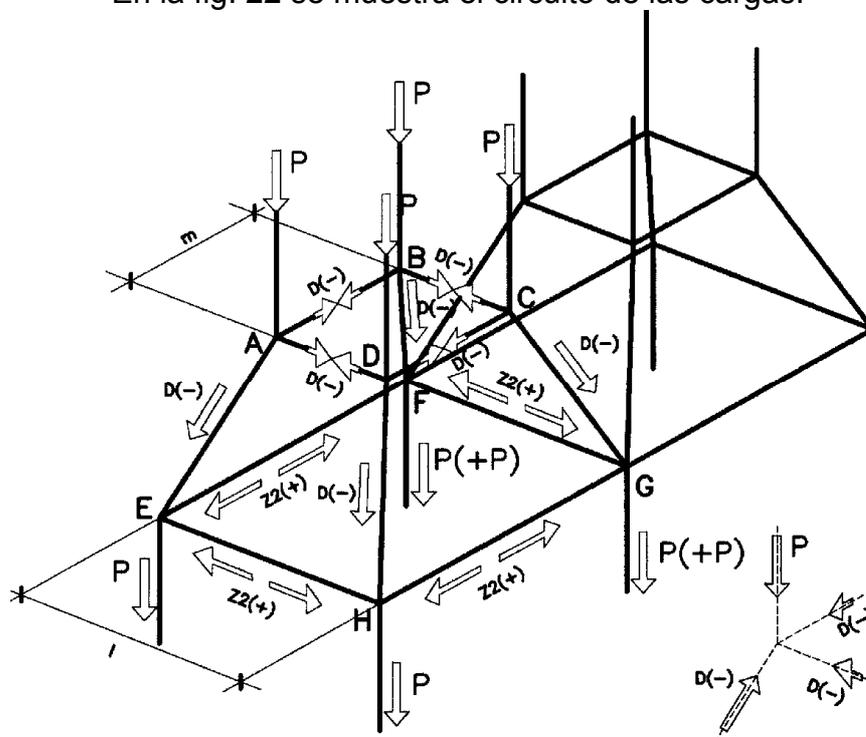


FIG. 22

Se advierte que en la fig. 22, las cargas P que provienen de columnas superiores tienden a "cerrar" la estructura en su plano superior ABCD

originando en este plano compresiones horizontales en sus piezas que llamaremos  $D_1$  y compresiones inclinadas  $D$  en los parantes oblicuos. O sea que en los nudos A, B, C y D cada fuerza  $P$  se descompone en 3 compresiones. Las componentes  $D_1$  cierran en el plano superior un circuito de fuerzas compresivas que se equilibran mutuamente. En tanto, la componente  $D$  se transmite a través de los "jabalcones" inclinados hacia los nudos del plano inferior (EFGH) que se resuelve en dos tracciones  $Z_2$  y una compresión  $P$ . Por la axialsimetría del conjunto las tracciones  $Z_2$  se equilibran mutuamente, resultando entonces el anillo EFGH un anillo cuadrangular de tracción en un plano horizontal. Finalmente se nota que este sistema a logrado transferir al piso inferior cargas  $P$  con modulación "m" a cargas  $P$  con modulación "l", con todas las piezas conformantes trabajando a tracción (+) o compresión (-) puras.

Es de suponer que la conformación de esta estructura requiere en general un espacio reservado a los "jabalcones" (por lo menos de un piso), que puede disimularse en el caso de un entrespacio para cocheras o destinos similares.

Aquí también valen las precauciones ya hechas para sistemas similares (bipodos, tripodos) en cuanto a la prolijidad estática del circuito de fuerzas y en cuanto a las deformaciones.

Otra transición del mismo tipo, pero inversa, se muestra en la fig. 23. Aquí el sistema tiende a "abrirse" arriba provocando un circuito plano en equilibrio de tracciones y a "cerrarse" abajo, formando un anillo de compresión.

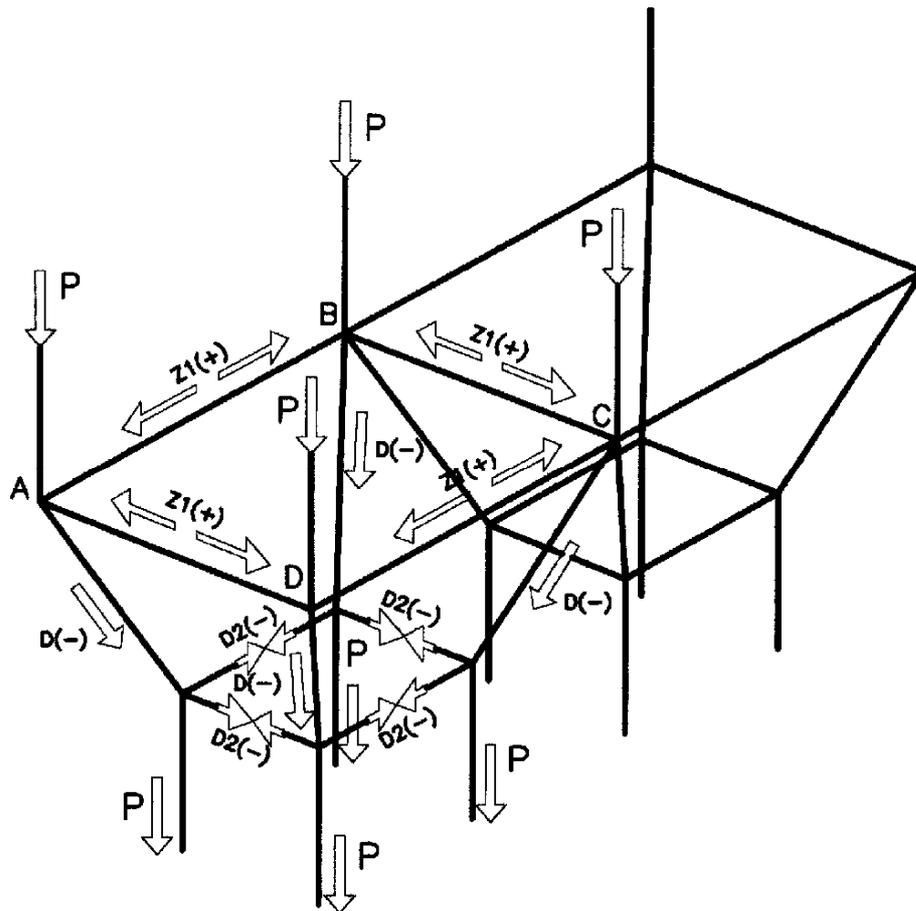


FIG. 23

### ARCOS Y POLIGONALES

Los arcos, poligonales y en general las estructuras que podemos llamar "antifuniculares" trabajan exclusivamente a compresión pura, teniendo formas que dependen (para este propósito) de las cargas aplicadas.

Son útiles para crear grandes luces libres llevando a tierra las cargas con economía y armonía. Por ejemplo, sirven también como estructuras de transición, para desviar las cargas provenientes de pisos superiores y conducir las, por ej. en planta baja, hacia los apoyos extremos, puntos A y B de fig 24.

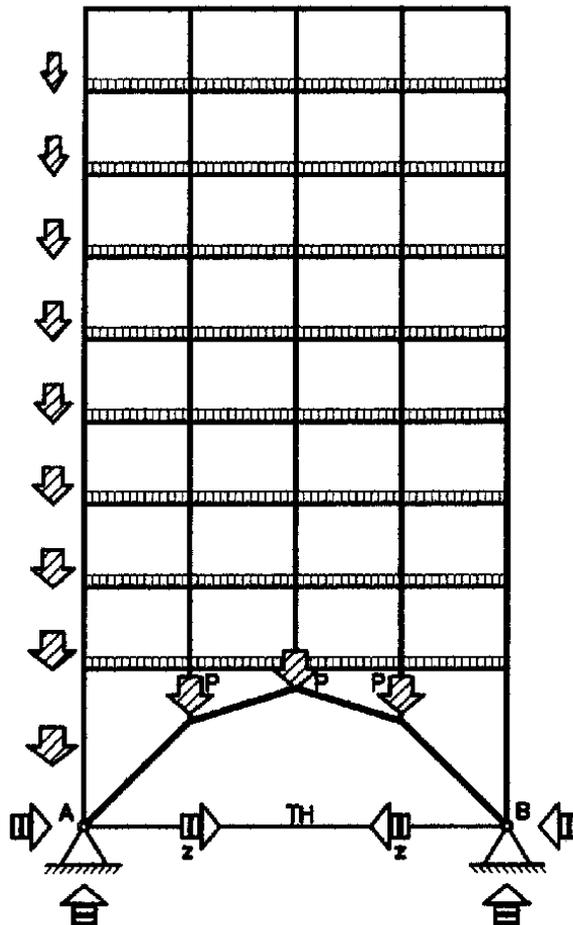


FIG. 24

Obviamente estas estructuras implican la presencia de "empujes" puesto que la descarga se hace a compresión simple y en la dirección de la tangente extrema. O sea que aparece a nivel de las bases (o apoyos) un esfuerzo de tracción "Z" si finalmente la fuerza quiere conducirse según la vertical. Esta componente horizontal debe ser tomada por un tensor horizontal TH, o eventualmente por las mismas bases dispuestas que tomen empujes.

En la fig. 24 las cargas de apeo de columnas se disponen en los vértices de la poligonal, única forma de no producir fuertes flexiones locales en las piezas de la estructura. En esos vértices cada fuerza  $P$  se descompone en dos direcciones (las de las barras concurrentes al nudo).

Obviamente que una estructura de este tipo requiere cierto desarrollo en el piso donde ha de ser construida. Si esto arquitectónicamente quiere evitarse, entonces habrá que cambiar la idea, construyéndose la poligonal en un piso

superior, como en la fig. 25. En este caso obviamente, el circuito de cargas es más complejo e indirecto. Las cargas de los distintos entresijos tendrán primero que subir (por medio de tensores verticales) y luego, una vez ancladas en la poligonal, tendrán que hacer el camino inverso, bajando por las columnas extremas. Es obvio que el sistema adolece de mayores deformaciones, aparte de lo indirecto del circuito de cargas.

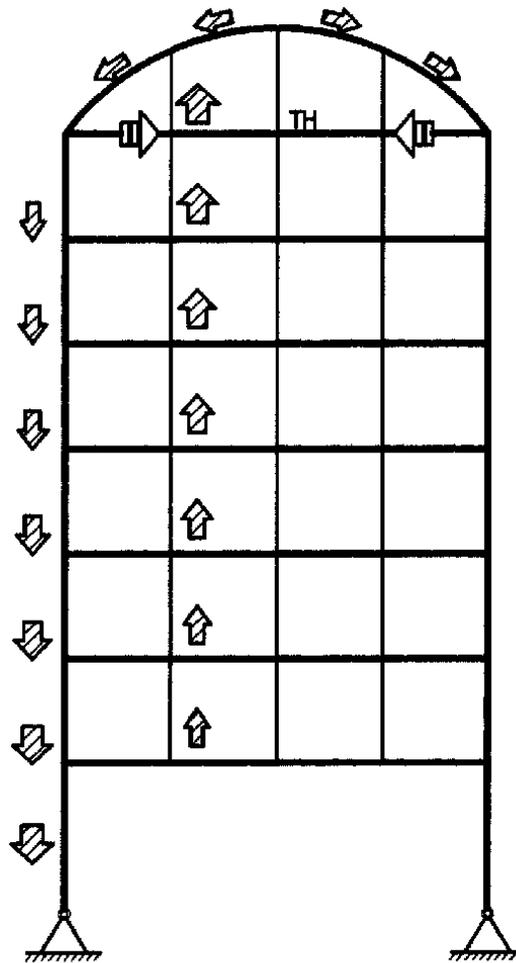


FIG. 25

Las poligonales, y sobre todo los arcos, han tenido abundante uso desde antiguo en la construcción, aun sin saber el porqué se mantenían en pie. Si bien fueron los romanos quienes hicieron profuso uso de los arcos, no fueron los "inventores" de esta forma resistente. Para ello hay que remontarse a los griegos y egipcios, antes de la era cristiana.

El mismo Miguel Ángel, artista y "arquitecto" excepcional, tampoco conocía a ciencia cierta el funcionamiento de estos arcos aunque hacía uso de ellos. Pero no se puede negar que alguna intuición tenía.

Pero el que dio finalmente la respuesta adecuada a este caso fue Robert Hooke (1638-1703), quien magistralmente resumió en una breve frase el funcionamiento de los arcos.

Siguiendo el listado histórico de los descubrimientos y logros de la humanidad se puede comprobar que llegar al concepto que describe Hooke no fue fácil ni se registro tempranamente respecto del arte de construir. Hoy puede parecernos una trivialidad, pero la verdad es otra se trato de una genialidad que resumiera con simpleza meridiana: *"Así como un conjunto de pesos es sostenido por un hilo trabajando a la tracción, de la misma manera, pero de forma invertida se mantienen las partes de los arcos trabajando a la compresión"*.

Aparece la idea de "funiculus" = hilo como explicación del sosten por tracción y la del "antifunicular" como diseño a la compresión.

Téngase en cuenta que antes de Hooke, si bien desde muy antiguo se construyeron arcos (los griegos y profusamente los romanos) no se contaba mas que con intuiciones y experiencias constructivas sin haberse llegado al fondo de la cuestión. En razón de esto los romanos tuvieron algunos problemas en sus construcciones, como lo tuvo también el gótico con el uso intensivo del "arco ojival".

En la Edad Media (Siglos V al XV) tampoco se contaba con conceptos precisos. En 1475-1564 el mismo Miguel Angel (en realidad un "renacentista"), tampoco contaba con las ideas del "antifunicular" cuando proyecto la cúpula de San Pedro (continuando la obra de Bramante) que diseñara a partir de una maqueta de madera, que aun se conserva.

En definitiva el concepto de Hooke puede también expresarse así: Si necesito proyectar una estructura que trabaje a compresión pura solo necesito disponer un hilo entre dos puntos de apoyo A y B y someterlo a las cargas actuantes. Así tendré la forma que, invertida, me mostrará el diseño del eje de la estructura pedida.

En la fig. 26 se muestran varias estructuras, a la izquierda con su funicular y a la derecha con su "antifunicular". En la fig. 27 se muestran varios "antifuniculares" para estructuras que funcionan a la compresión pura.

El caso de la catenaria corresponde a la carga de un cable cuyo peso en proyección horizontal resulta muy distinto al peso constante por unidad de longitud, correspondiendo a una carga variable  $g/\cos \alpha$ , creciendo hacia los extremos. La ecuación de la catenaria corresponde a la de un coseno hiperbólico ( $e^{+x} + e^{-x}$ ). Esta forma es la que toman los cables de transmisión de energía eléctrica poco tensos.

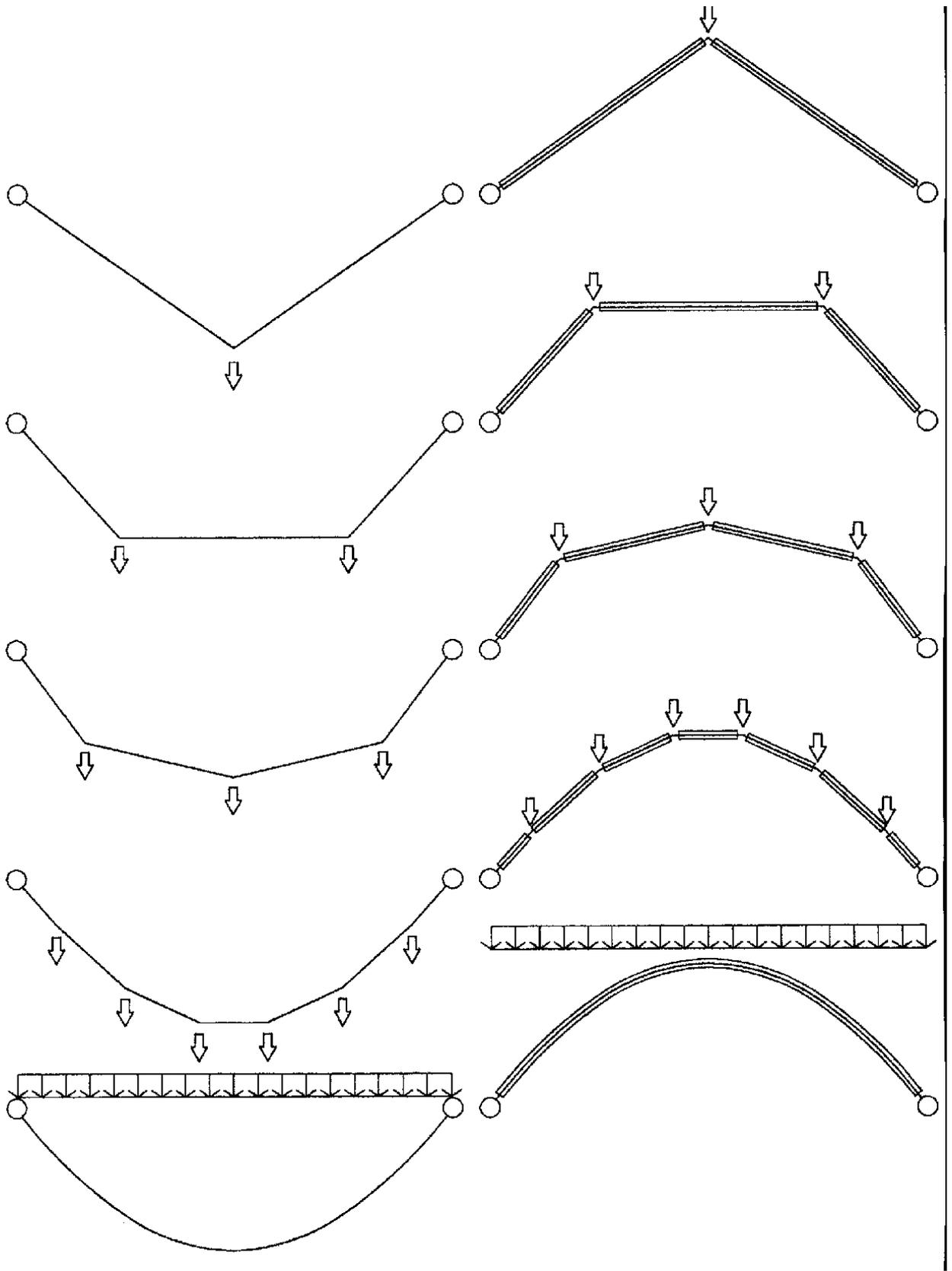


FIG. 26

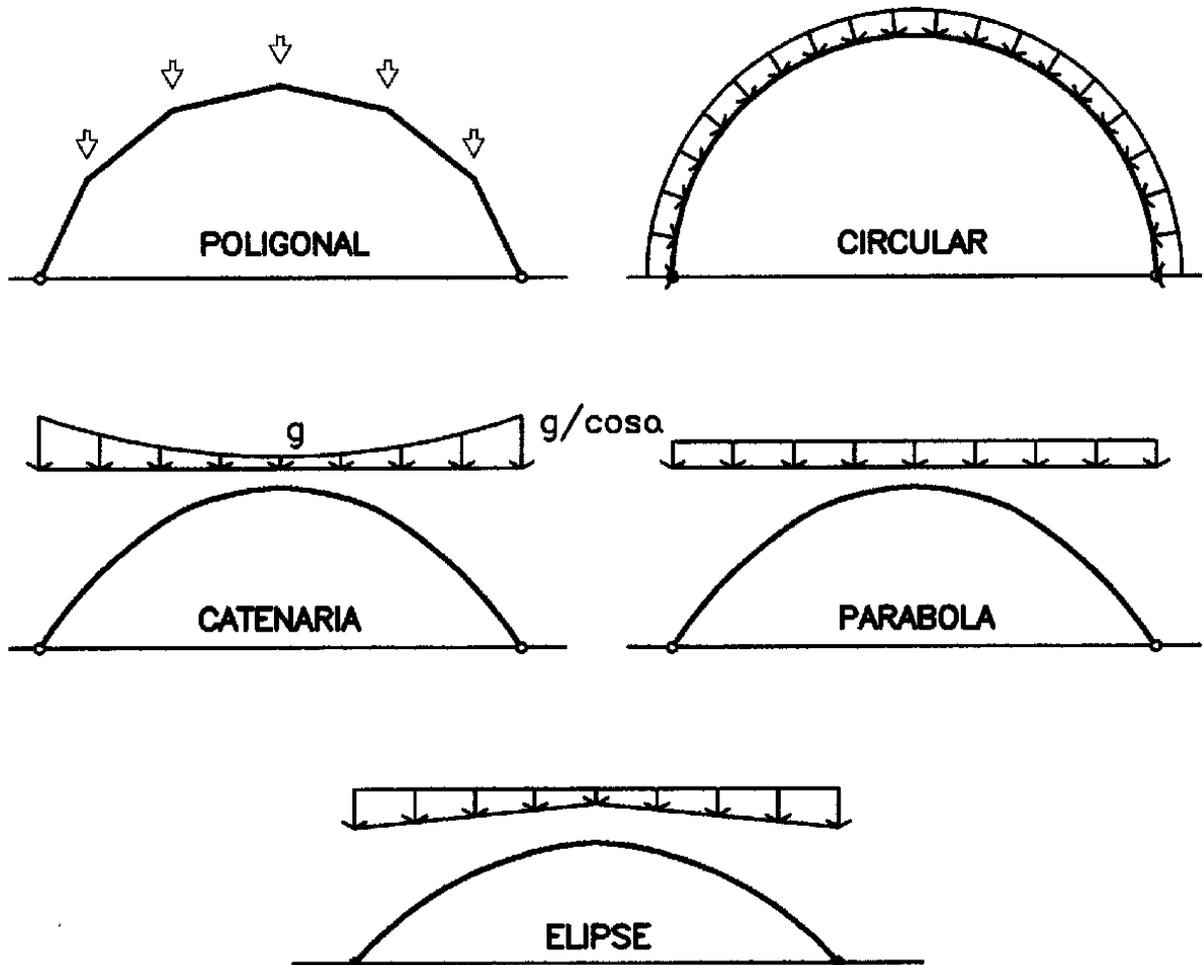


FIG. 27

También podemos clasificar a los arcos según sus condiciones de borde. En la fig. 28 se muestran algunas formas constructivas usadas.

El arco "biarticulado" posee en cada arranque de apoyos articulados fijos, capaces de aceptar rotación pero no desplazamiento. Podemos asimilar esto a bases firmemente mantenidas en vertical y en horizontal capaces de tomar los inevitables empujes que aparecen.

El arco biempotrado las bases deben ser muy firmes con la finalidad de evitar todo movimiento de traslación como también de rotación.

El arco "triararticulado" es útil para ser construido en dos sectores, prefabricados desde tierra y luego ser ensamblados por la articulación intermedia en la clave.

El arco atensorado es la misma versión de biarticulado pero en este caso, al no ser adecuadas las bases para tomar empujes horizontales se hace necesario el tensor horizontal.

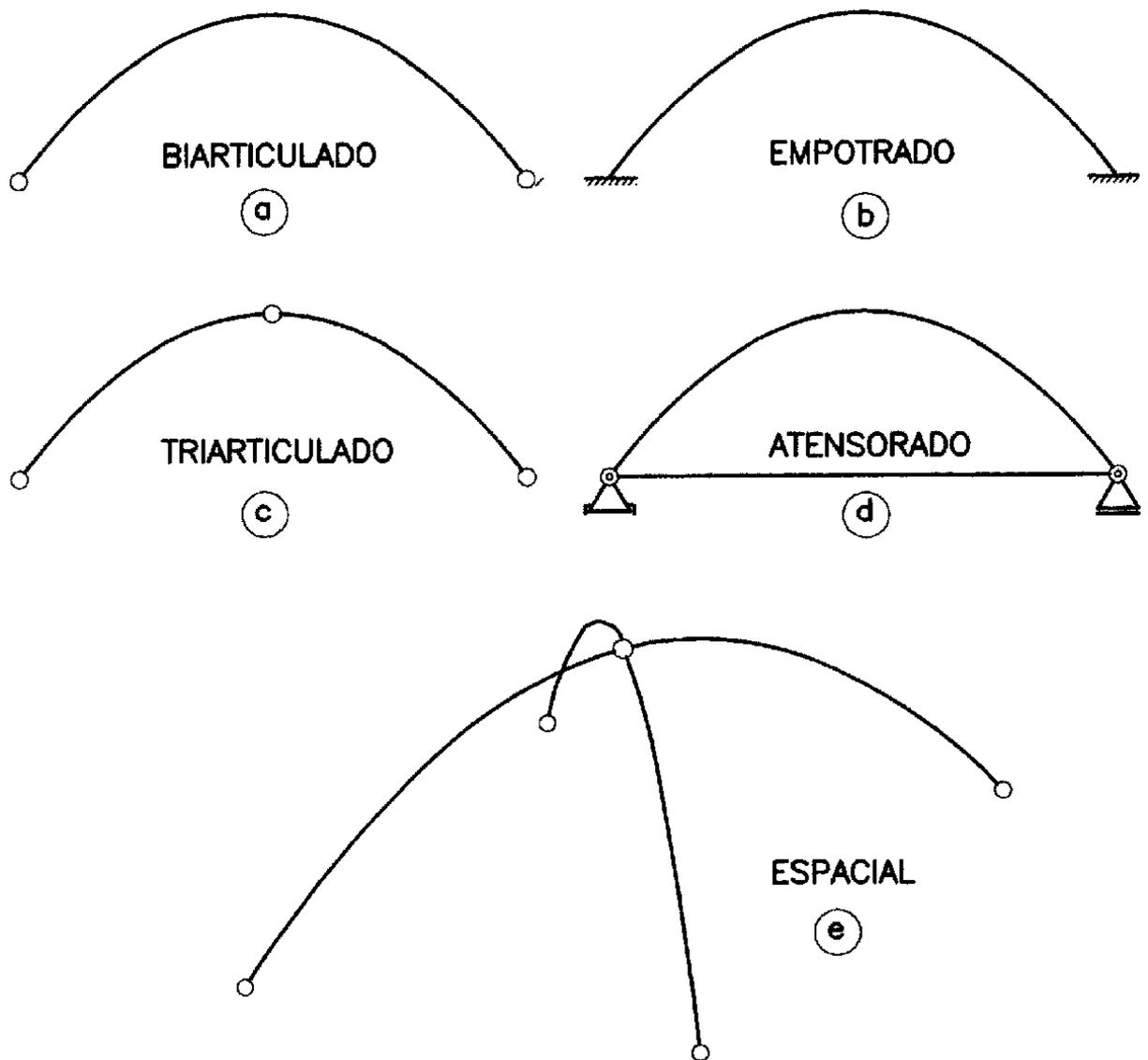
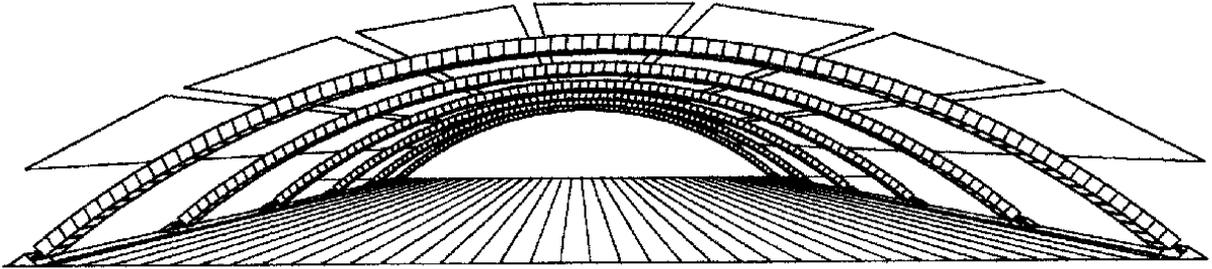
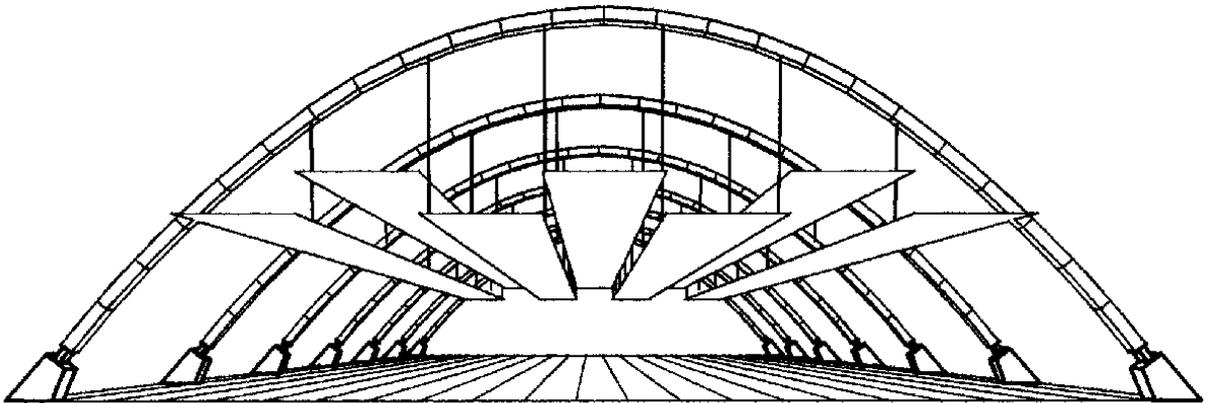


FIG. 28



a) *Catenaria*

*Flecha= 1/5 de L*



b) *Polígono Parabólico*

*Flecha= 1/3 de L*

FIG. 29

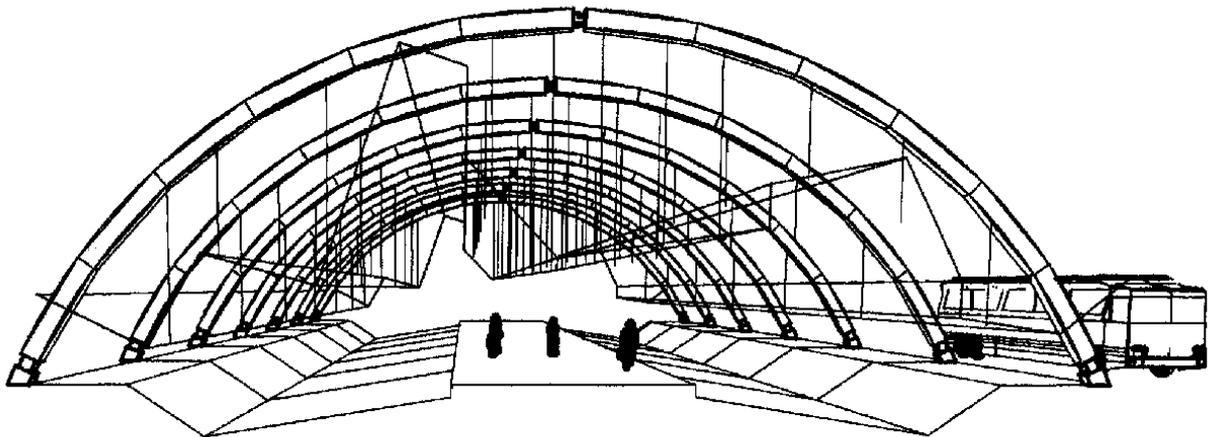
a) *Catenaria**Flecha= 1/7 de L*b) *Polígono Irregular**Flecha= 1/3 de L*

FIG. 30

De los múltiples ejemplos que podrían darse del uso de arcos, solo transcribimos algunos esquemas en la fig. 29 y fig. 30. En la fig. 29a se muestra un arco catenario biarticulado, y en la fig. 29b un polígono parabólico muy peraltado,

donde se aprecia que las cargas de las "bandejas de entepiso" llegan por medio de tensores a los arcos.

En la fig. 30 ambos arcos son triarticulados, uno en forma de catenaria, bastante rebajado, y otro como polígono irregular ya que existen cargas de cielorraso dispuestas en forma irregular.

### EL POLIGONO DE PRESIONES

A esta altura de los conocimientos se hace necesario introducir la noción del "polígono de presiones" que va unida a las estructuras que se diseñan para trabajar a compresión pura.

En la fig. 31 se tiene un pórtico rectangular bajo la acción de las cargas  $P_1$  a  $P_4$ , en el que fueron determinadas las reacciones  $R_a$  y  $R_b$  que deben pasar por A y B en razón de ubicación de los apoyos.

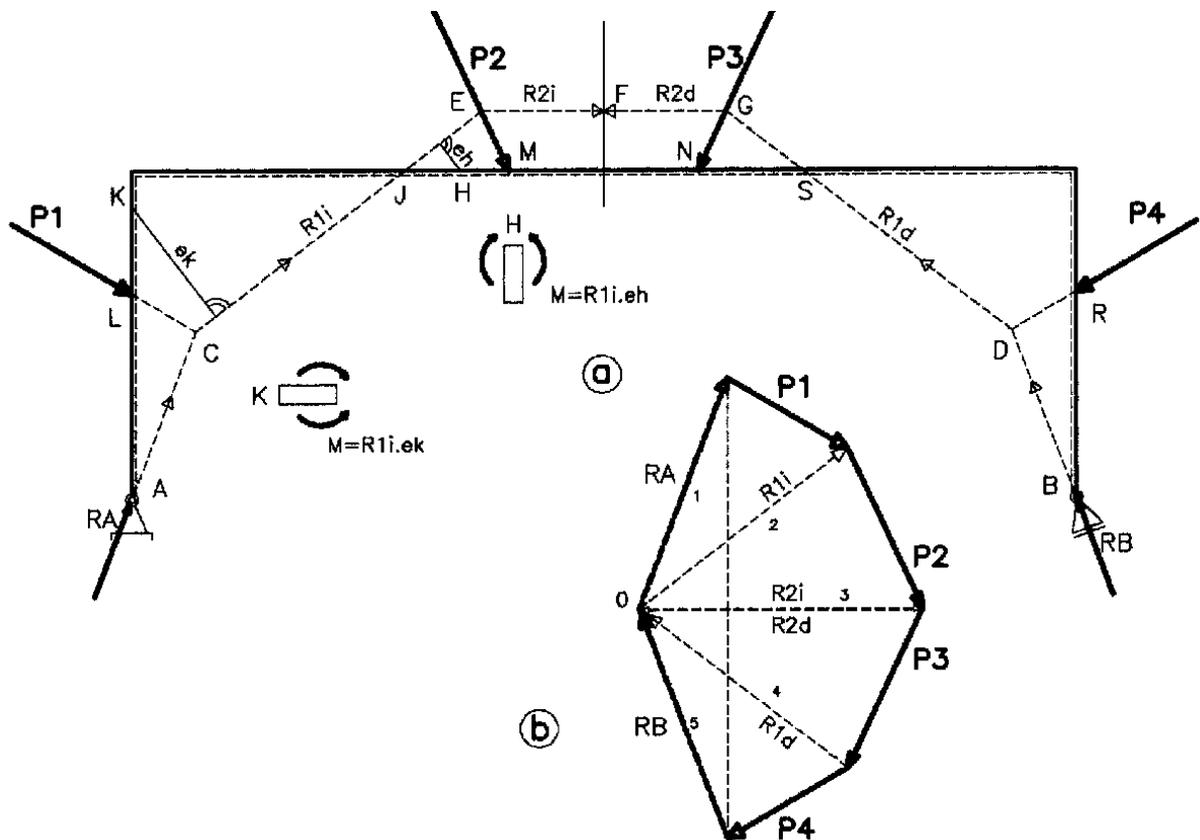


FIG. 31

El polígono de fuerzas de fig. 31-b cierra con estas reacciones denotando equilibrio. Ahora acometemos con polo O una radiación hacia origen y extremos de los vectores y comenzamos la construcción de un polígono funicular que arrancamos en A. O sea que el primer lado coincidirá con  $R_a$ ; luego en C cortamos a  $P_1$ , luego una paralela al rayo 2 hasta cortar a  $P_2$  y así sucesivamente, lográndose la coincidencia del último lado con la recta de acción de  $R_b$ .

Obsérvese que este polígono define en sus lados la posición de la resultante izquierda (o derecha), obteniéndose entonces un polígono funicular que nos

ubica las resultantes parciales del sistema de cargas activas y reactivas, llamado también "polígono de presiones".

O sea, las cargas que "quedan a la izquierda" de la sección L están definidas por  $R_a$  (que actúa entre A y C), las cargas que "quedan a la izquierda" de la sección M quedan definidas por la fuerza  $R_{1j}$  (que discurre entre C y E) y su valor puede conocerse en el polígono de fuerzas ya que es la suma vectorial de  $R_a$  y  $P_1$ . A su vez la resultante de las cargas situadas a la izquierda de la sección N queda definida por la  $R_{2j}$  (que corre entre E y G) y su valor en el polígono de fuerzas queda dado por la suma vectorial de  $R_a$ ,  $P_1$  y  $P_2$ .

De la misma manera si comenzáramos desde B considerando las cargas provenientes de la derecha encontraríamos en posición y valor a las  $R_b$ ,  $R_{1d}$ ,  $R_{2d}$ , etc.

Se puede decir entonces que el "polígono de presiones" marca la trayectoria que tienden a seguir las fuerzas desde su ubicación en el sistema hasta los apoyos o viceversa. Esta idea es muy importante, sobre todo desde el punto de vista del diseño de una estructura.

Como el valor del momento flexor puede definirse como el par que provoca la resultante izquierda respecto de una sección, se entiende que los apartamientos de dichas  $R_j$  respecto de los baricentros de las secciones está marcando los brazos o excentricidades "e" y los valores serán los productos  $R_j \cdot e$ . Por ej., para la sección K corresponde tomar la  $R_{1j}$  con su brazo  $e_k$ , par que acciona con sentido antihorario sobre la cara izquierda del elemento, correspondiendo sobre cara derecha su igual y contrario, marcando en consecuencia un momento flexor negativo al comprimir la fibra de referencia (interior marcada en punteado). Nótese que entre A y J la  $R_j$  que corresponda queda del lado interior y con los sentidos indicados por las flechas, provocando en todas esas secciones flexores negativos. En J, al cortar la  $R_j$  al eje de la pieza no existe brazo "e" y por lo tanto tampoco flexor. Luego, entre J y S las  $R_i$  se ubican del lado exterior, provocando respecto de una sección tal como la H un momento  $R_{1j} \cdot e_h$  que acciona con sentido horario sobre la cara izquierda del elemento (flexor positivo).

Con este concepto no nos sería difícil imaginar esquemáticamente un diagrama de momentos flexores para la estructura, tal como se muestra en fig. 32.

Además las componentes de estas  $R_j$ , según el eje y la normal al mismo nos darán respectivamente en cada pieza los valores de N y Q en cada sección.

Para un mismo sistema de cargas, cuanto más se aparten las  $R_j$  del eje de la estructura tanto más sollicitación por flexión tendremos en la estructura.

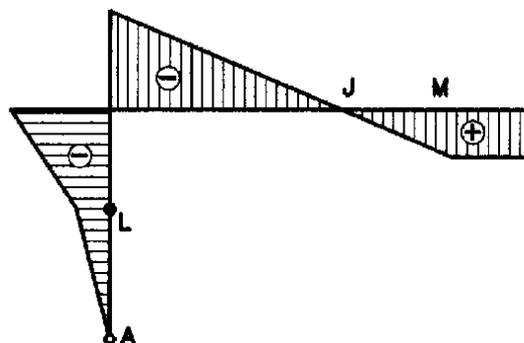


FIG. 32

Vale decir que si para un determinado sistema de cargas proyectamos una estructura cuyos ejes sigan el polígono de presiones, tendremos que

ella no sufrirá flexiones y estará sometida sólo a esfuerzos axiales (tampoco habrá corte por estar contenida  $R_i$  en el eje de nuestras piezas); equivaldría esto a diseñar la estructura con absoluta racionalidad siguiendo la trayectoria que las fuerzas naturalmente hacen para llegar a los apoyos en tierra.

Tal es el caso, por ejemplo, de los arcos, con los cuales se pretende crear estructuras esbeltas ya que sus secciones no necesitan grandes dimensiones para soportar esfuerzos de flexión, sino las dimensiones tan sólo necesarias para resistir esfuerzos de compresión pura. Cualquier apartamiento de la directriz del arco respecto de la "curva de presiones" indicaría la presencia de flexiones.

Una carga uniformemente distribuida puede considerarse compuesta por una infinitud de pequeñas cargas elementales que totalizan el valor  $q \cdot l$ . Si, fig.33, procedemos a equilibrar esta carga total con dos reacciones que pasen por A y B con direcciones predeterminadas ( $R_a, R_b$ ) y repetimos el procedimiento de fig. 31, el "polígono" se transformará en una curva (en este caso parabólica) y marcará la directriz de un arco que trabaje a compresión pura.

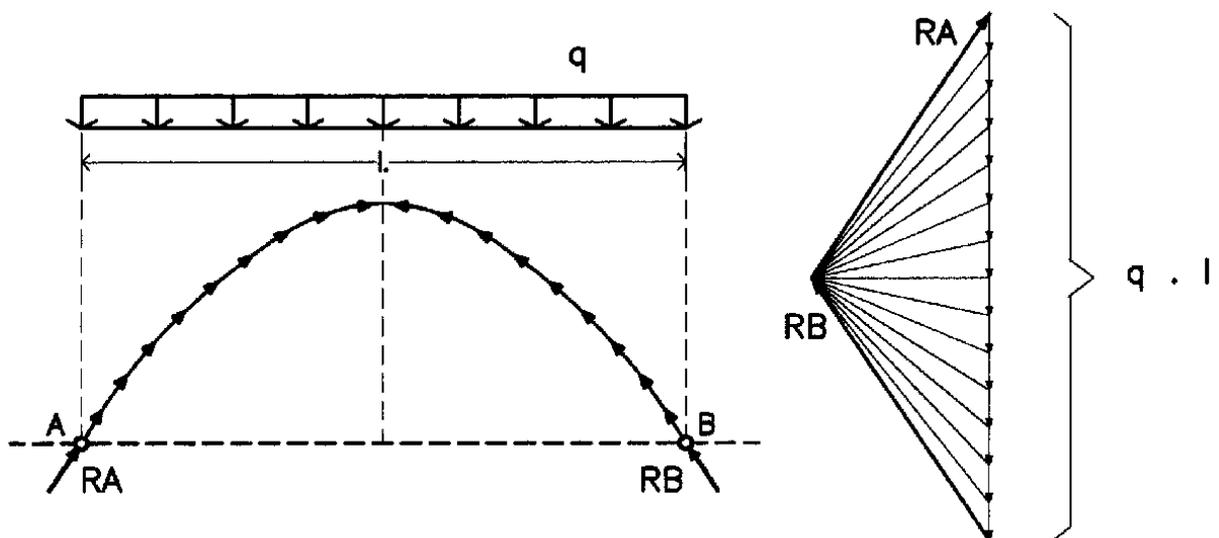


FIG. 33

## POLIGONALES Y ARCOS SEGUN SUS CONDICIONES DE BORDE

En la Fig. 34 se muestran una serie de poligonales y arcos (reales y falsos) que funcionan de distinta manera segun sean sus apoyos.

En la Fig. 34a se muestra una poligonal, que si bien tiene el diseño adecuado para constituir una poligonal a compresion, sin embargo no lo hace asi pues su condicion de "simplemente apoyado" no le permite responder a cargas horizontales ya que tiene un apoyo de segunda especie a la izquierda y un apoyo de primera (o movil) a la derecha). O sea que esta estructura solo esta capacitada para responder con reacciones verticales, pero no con empujes H iguales y contrarios.

Por lo tanto la estructura de Fig. 34a no es de compresion pura, tiene flexion y actua como una viga "simplemente apoyada" con los momentos ( $M_f$ ) que se muestran.

En cambio si ahora la estructura estuviera apoyada por dos apoyos de 2da. especie ya abria posibilidad que se desarrollen fuerzas de empuje H (Fig. 34 b y d) y asi si estaria solicitada a la compresion pura.

Una posibilidad de desarrollar capacidad de generar fuerzas de empuje H en base a una estructura con un apoyo de 2da. especie y otro de 1ra. es mediante un tensor horizontal que una ambos extremos el que será el encargado de cerrar el circuito de las fuerzas H, como el pórtico mostrado en fig. 34 c.

Lo mismo analizado para el poligonal (pórtico) ocurre con el arco de Fig. 34 e, f, g y h.

El arco de Fig. 34 e, en realidad no funciona como arco a compresion pura sino que es una viga curva sometida a la flexion, salvo que tenga un tensor horizontal como en Fig. 34 g o dos apoyos de 2da. especie como en Fig. 34 h.

En resumen, no es suficiente que una estructura tenga una directriz adecuada a su antifunicular, sino que tambien debe cumplir con las condiciones de borde (o apoyos) de manera de ser capaz de poder absorber las fuerzas horizontales que inevitablemente apareceran como componentes de las fuerzas reactivas en los arranques para así responder con reacciones que sigan la direccion de la tangente inicial a la estructura.

FUNCIONAMIENTO DE ARCOS SEGUN APOYOS

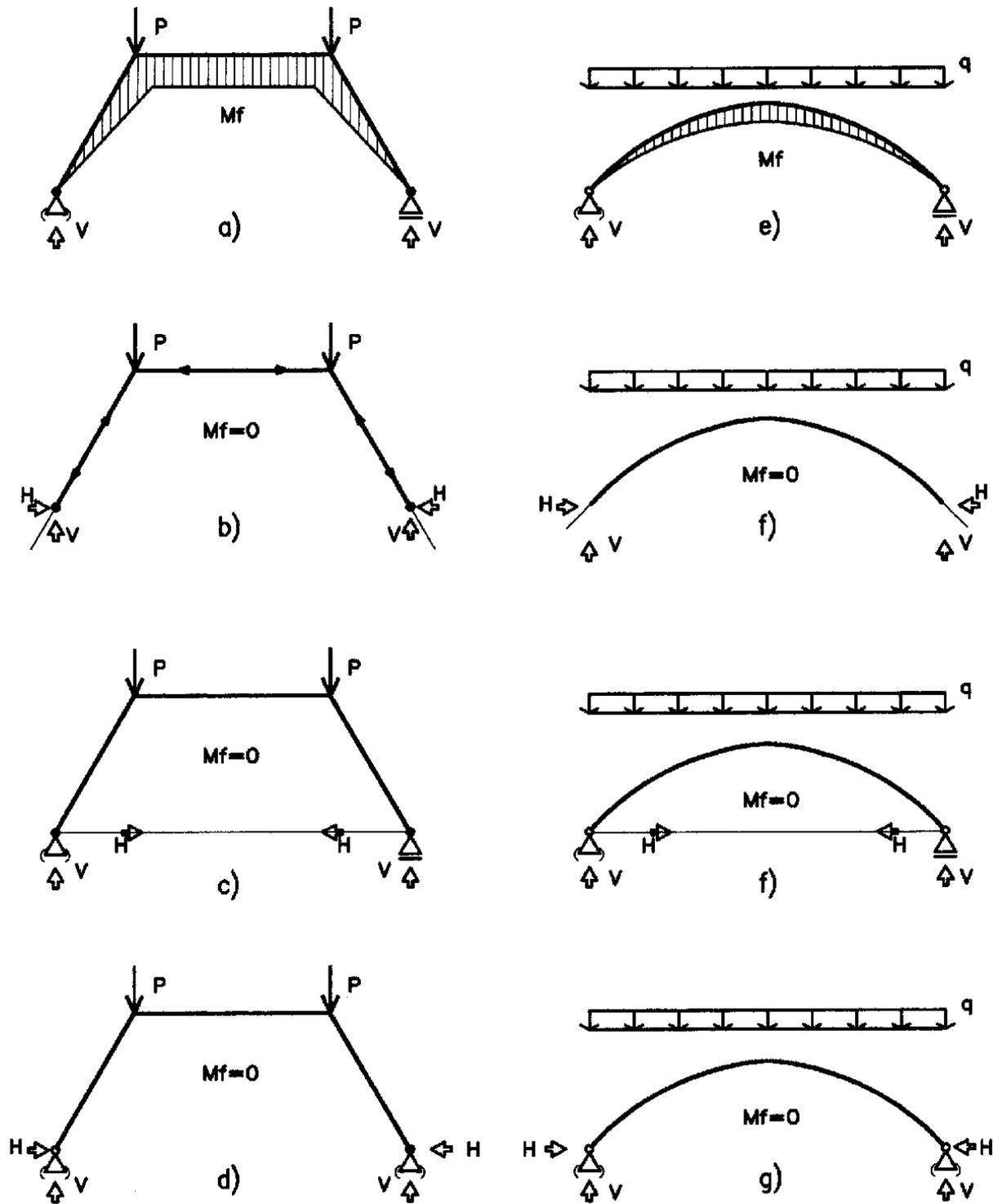


FIG. 34

**BREVE ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL ARCO PARABOLICO.**

Sabemos que en los extremos de un arco parabólico existen reacciones dirigidas según la tangente en el arranque "S<sub>max</sub>", con componentes verticales que tienen que valer, cada una  $V = q \cdot l^2/2$ , pues entre las dos (izquierda y derecha) deben equilibrar la carga vertical total que vale  $q \cdot l$ .

La carga y reacciones verticales dan como resultado una diagrama de momentos flexores parabólico, como en una viga, con un momento máximo (en el centro) de valor  $M_{max} = q \cdot l^2/8$  (Fig. 35 b).

Falta ver ahora el efecto de las reacciones horizontales H. El valor de las H puede obtenerse del equilibrio del "semicable" (Fig. 35 c). Como el hilo no puede soportar momentos flexores debido a su nula rigidez flexional, el momento flexor en el centro (punto C) tiene que ser nulo. Es así como planteando una ecuación de equilibrio en C se tiene:

$$M_i^C = 0 = q \cdot l/2 \cdot l/2 - q \cdot l/2 \cdot l/4 - H \cdot f = 0;$$

de donde:

$$H = q \cdot l^2 / (8 \cdot f);$$

siendo este en definitiva el valor del "empuje" H.

Ahora bien, en la Fig. 35 b se ve el diagrama de momentos flexores que producen las fuerzas verticales, pero a este diagrama debemos superponer el que producen las fuerzas H, que es el que se muestra en Fig. 35 d, que también es parabólico pues las ordenadas del hilo también son parabólicas. ( $M = H \cdot y$ ).

En resumen se ve que las fuerzas H provocan en el hilo un diagrama que punto a punto tiene los mismos valores que el provocado por las fuerzas verticales pero de signo contrario. En consecuencia ambos diagramas se anulan anulando el momento flexor en todos los puntos del hilo (o arco). Tal es la razón por la cual solo existen esfuerzos axiales de compresión en el arco.

También se entiende claramente por qué la ausencia de empujes H no permite que un arco funcione a compresión pura: simplemente la ausencia de los momentos provocados por los empujes no permiten anular los momentos debidos a las fuerzas verticales.

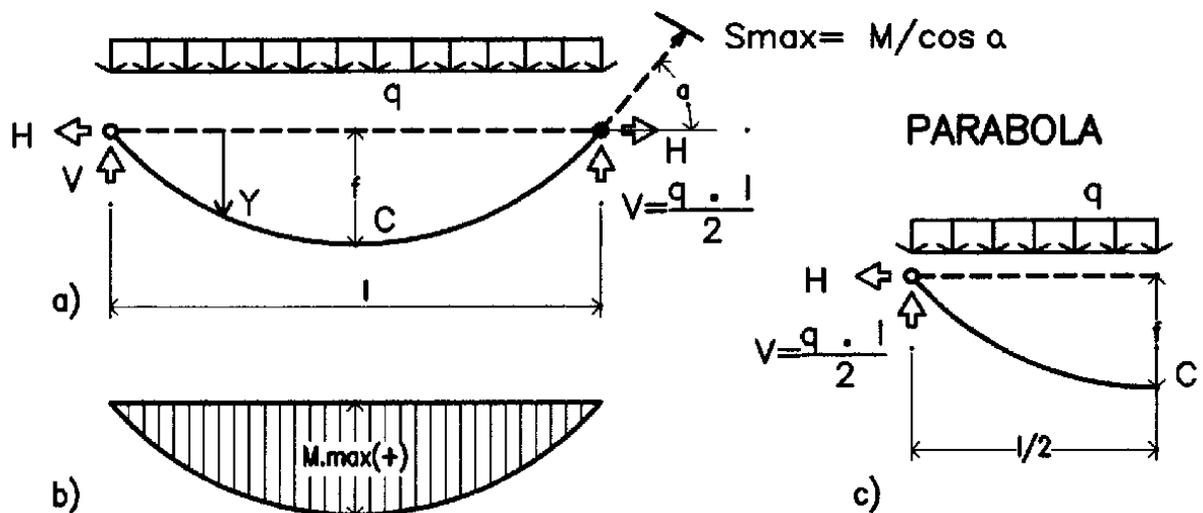


FIG. 35

Por supuesto que cuando el arco tiende a "rebajarse", o sea a disminuir su flecha en relación a su luz va en aumento la componente horizontal de la reacción en el arranque, y por lo tanto el valor de la fuerza reactiva H que debe soportar. Cuando  $f$  disminuye, entonces H tiende a 0. En la Fig. 36 se muestra el aumento progresivo del empuje H en función de disminución de la relación  $f/l$ . Obsérvese que cuando  $f/l = 1/8$  el empuje se hace igual a la carga total. Es por esto que se prefiere limitar como relación mínima a  $f/l = 1/8$ , pues de otra manera los empujes vuelven incontenibles.

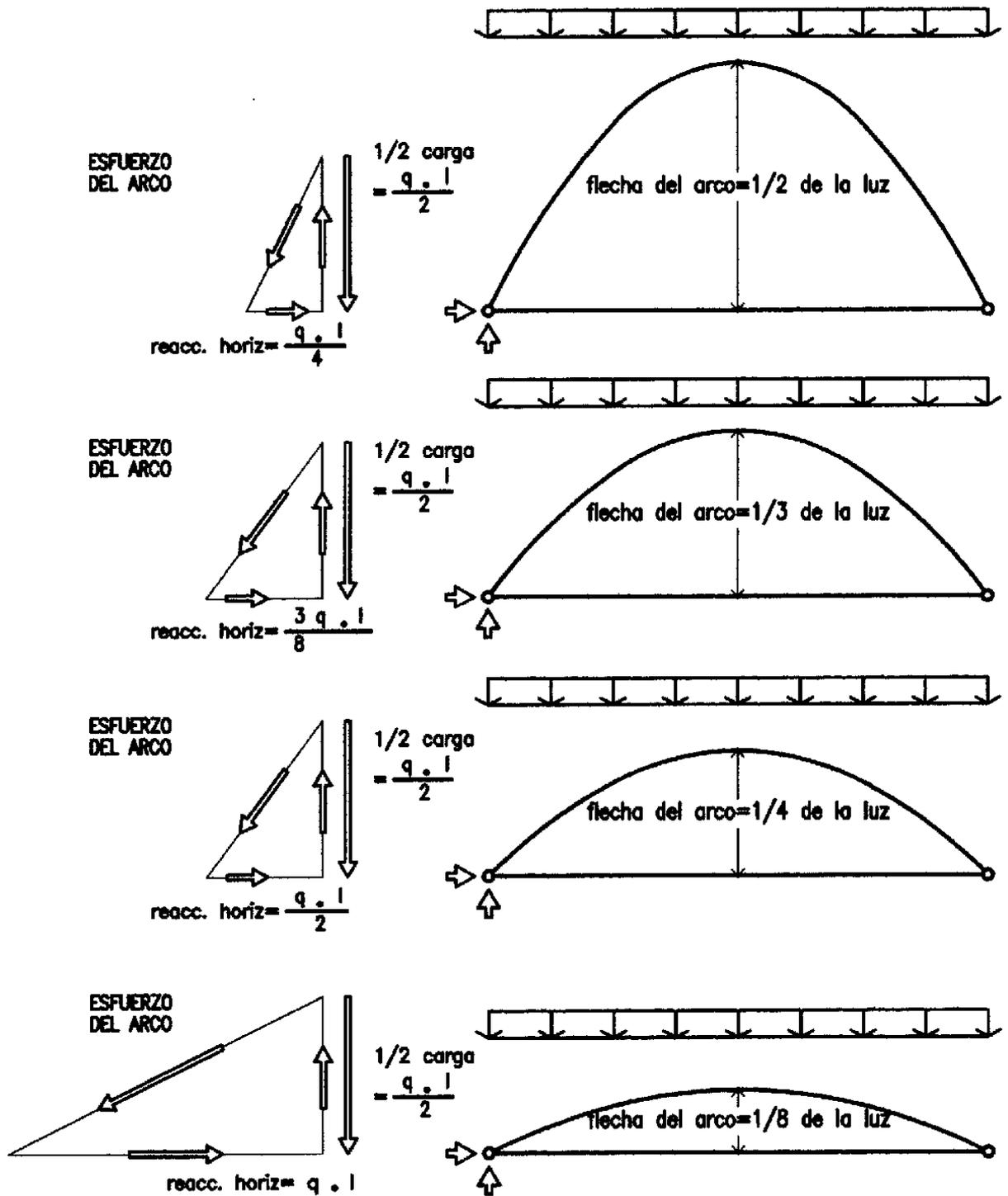


FIG. 36

### EL ARCO CIRCULAR

El funicular toma forma de circunferencia cuando las cargas son uniformes y radiales, (Fig. 37). Si la carga uniformemente distribuida es "p" la tracción axial en el cable vale:  $Z = p \cdot D/2$ .

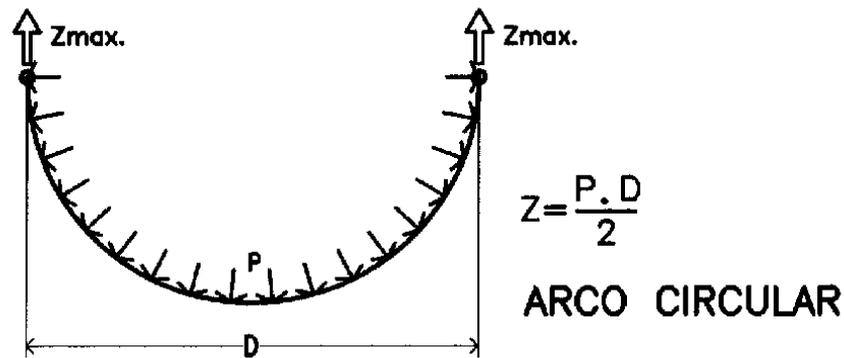


FIG. 37

Los romanos solían construir los arcos circulares en todos sus acueductos (por razones de facilidad en el replanteo), cuando en realidad las cargas no eran "radialmente uniformes" sino que se acercaban a ser uniformemente distribuidas respecto de la horizontal. O sea que las cargas pedían más un arco parabólico que uno circular.

Pero a pesar de que la curva de presiones obedece más aproximadamente a una parábola que a una circunferencia, sin embargo los arcos de los romanos solo mostraban pequeñas fallas perceptibles a través de fisuras o rajaduras. Bueno es investigar la razón de este desafío milenario de la estabilidad como estructura resistente a la compresión.

Los arcos románicos se construían con dimensiones generosas, en realidad de gran altura y ancho en general excesivos.

Pero la curva de presiones en general se mantiene dentro del tercio medio de las secciones transversales (Fig. 38 a) con lo cual todas ellas, en mayor o menor medida resultan comprimidas. Recuérdese que el "núcleo central" de la sección rectangular se halla centrado con el baricentro de la sección con una extensión de  $1/6$  de  $h$  a cada lado.

Mientras la resultante de las cargas dada por el polígono de presiones se ubique dentro del núcleo central toda la sección transversal estará comprimida y por lo tanto (salvo la capacidad resistente) la estructura será estable. Esto indica que puede haber momento flexor pero en cuanto a tensiones habrá compresión dominante.

## ARCO DE MEDIO PUNTO

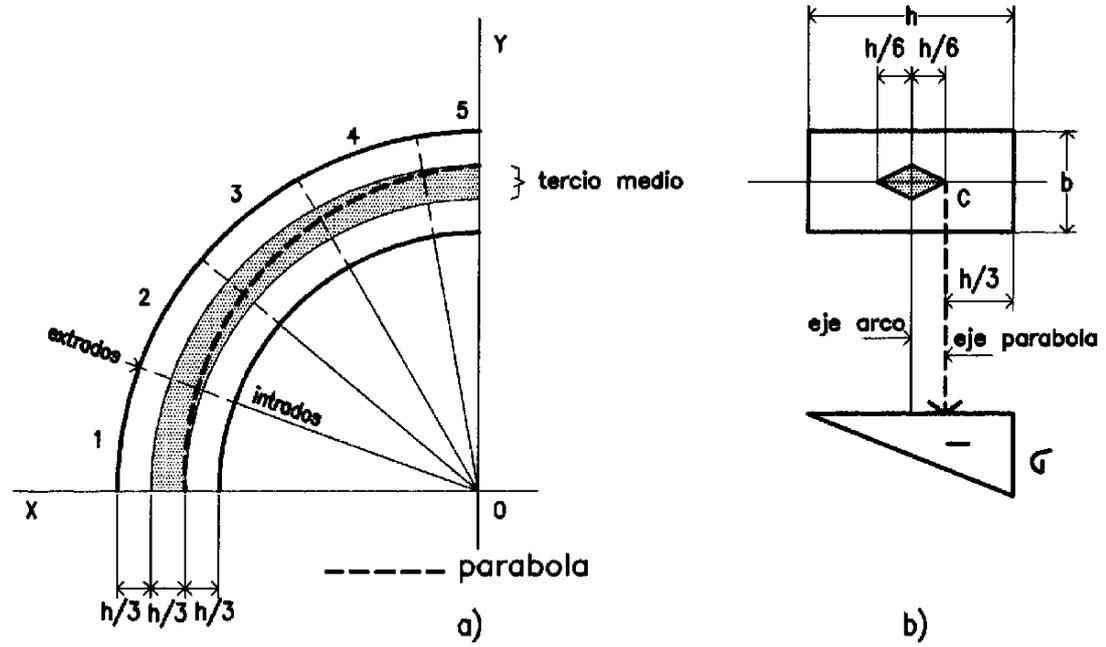


FIG. 38

## EL ARCO OJIVAL

Si ahora disponemos sobre un hilo una carga uniformemente repartida según la horizontal (que puede deberse al peso propio) y además una carga concentrada al centro (que puede provenir de un pilar), este tomara una forma intermedia entre el arco parabólico y la poligonal de dos ramas. Esto da lugar, como antifunicular, al "arco ojival", o sea a un arco con ojiva al centro (Fig. 39 a).

Esta forma antifunicular ha sido utilizada desde antiguo. Un ejemplo de ello es el puente de "Font Pedrouse".

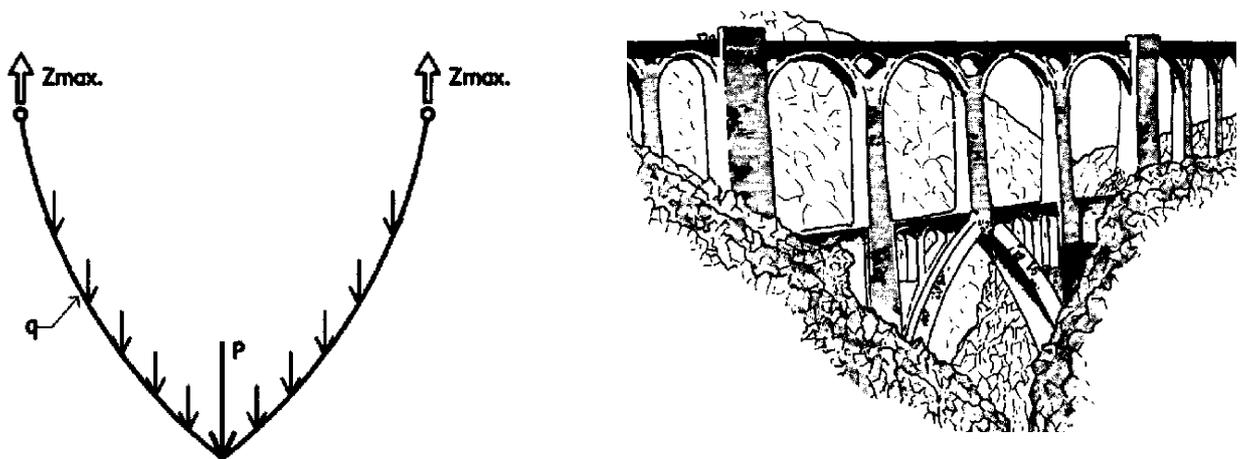


FIG. 39