

Jal

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**DISEÑO DE ANDAMIOS TUBULARES Y SUS
APLICACIONES EN LA CONSTRUCCION CIVIL**

**T E S I S
QUE PARA OBTENER
EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A**

CARLOS MARTINEZ GONZALEZ



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-423

Al Pasante señor CARLOS MARTINEZ GONZALEZ,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Jorge Sandoval García, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"DISEÑO DE ANDAMIOS TUBULARES Y SUS APLICACIONES EN LA CONSTRUCCION CIVIL"

- I. Introducción
- II. Solicitaciones
- III. Diseño
- IV. Aspectos constructivos
- V. Aplicaciones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 17 de octubre de 1977
EL DIRECTOR

ING. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

Ed.

EVC/GSA/ser

INDICE

I. Introducción.

1.1	Elementos constitutivos	3
1.2	Características del material	4
1.3	Nomenclatura de los elementos tubulares	5

II. Solicitaciones.

2.1	Cargas uniformemente repartidas	7
2.2	Cargas concentradas	7
2.3	Cargas excéntricas	9
2.4	Cargas accidentales	10
2.5	Evaluación y repartición de cargas	11

III. Diseño.

3.1	Cálculos de resistencia	14
3.1.1	Relación de esbeltez	14
3.1.2	Rango de aplicación de la fórmula de Euler	16
3.1.3	Nudos en los andamios tubulares	18
3.1.4	Ecuación del nudo simple, ecuaciones completas de las barras y ecuaciones simplificadas de las barras.	31
3.1.5	Cálculo de cargas críticas	41
3.2	Estabilidad	50
3.2.1	Naturaleza de los diversos estados de inestabilidad elástica en un andamio tubular	60
3.2.2	Inclinación crítica	62
3.3	Tipos de falla	85
3.3.1	Flamdeo local de los postes	85
3.3.2	Flamdeo de conjunto	96
3.3.3	Fallas en los nudos	107
3.4	Coefficiente de seguridad	108

IV. Aspectos Constructivos.

4.1	Normalización de las longitudes de los tubos	114
4.2	Recomendaciones generales de montaje	114

4.3	Instalaciones especiales	118
4.4	Dibujos de ejecución	119
4.5	Almacenaje y mantenimiento	119

V. Aplicaciones

5.1	Andamios de servicio	126
5.2	Apuntalamiento de obras de concreto reforzado	128
5.3	Apuntalamiento de losas	130

CAPITULO I

Introducción

El desarrollo de los trabajos de edificios y la importancia creciente de las grandes obras de Ingeniería Civil han llevado a considerar el reemplazo de la madera por el acero en la ejecución de los andamios.

El problema consistía en lograr un material fácilmente manejable en el cual todos sus elementos fuesen intercambiables.

No se podía, como en las obras de carácter definitivo, tipo estructuras metálicas, escoger para cada elemento un perfil correspondiente a los esfuerzos que debería soportar.

Después de numerosas pruebas la mayoría de los constructores se han unido en la utilización de los tubos por las razones siguientes.

a). Razones técnicas.

1.- Por ejemplo, el tubo llamado 40 - 49 (el más utilizado en México), de 3.25 mm de espesor de pared y con 4.60 cm^2 de área de la sección tiene un momento de inercia uniforme de 11.72 cm^4 . Por otra parte el ángulo de lados iguales de $50.8 \times 6.3 \text{ mm}$ ($2" \times \frac{1}{4}"$, Manual Monterrey) con una área de 6.06 cm^2 ligeramente mayor al precedente, tiene momentos de inercia que varían de 5.94 cm^4 a 14.57 cm^4 dependiendo del eje que-

se considere.

Si consideramos que en una columna sometida a un esfuerzo de compresión, la resistencia al pandeo es función del momento de inercia más débil, podemos observar que dicha resistencia favorece pues al tubo en una proporción de 11.72 a 5.94 . Para obtener la misma resistencia al pandeo que el tubo 40 - 49 sería necesario utilizar un perfil de 63.5 x 6.3 mm (Angulo de lados iguales de $2\frac{1}{2}$ " x $\frac{1}{4}$ " , Manual Monterrey) cuya área es de 7.68 cm², o sea que esta sección tendría un área un 60 o 70% mayor a la del tubo.

2.- La rigidez torsional: debido a la sección circular del tubo no se presenta el problema del pandeo lateral torsional.

b). Razones de orden práctico.

- 1.- El tubo no presenta asperezas.
- 2.- No tiene ángulos interiores en los cuales pudiera acumularse la oxidación.
- 3.- Es relativamente fácil de almacenar, transportar, limpiar y pintar.
- 4.- En las obras, gracias a su simetría perfecta no es necesario estudiar la posición bajo la cual deberá trabajar. Ahorrándose así un tiempo considerable de dudas -

así como riesgos causados por errores. Este hecho adquiere aún más importancia cuando se considera que este material suele ser montado y desmontado con frecuencia por una mano de obra no especializada.

1.1 Elementos Constitutivos.

Los elementos constitutivos podemos dividirlos en tres grupos: Los tubos, los Componentes de Unión y los Accesorios.

Del primer grupo diremos que el tubo más comúnmente empleado en México como material de andamio tubular es el de acero y fabricado sin costura que se denomina 40 - 49 de grado 15, cuyas características se dan más adelante.

Del segundo grupo, o sea los Componentes de Unión, se da a continuación la definición de los más comunes utilizados por la mayor parte de los sistemas de andamio tubular.

Abrazaderas de ángulo recto. - Denominada igualmente junta ortogonal se utiliza para unir dos tubos perpendicularmente entre sí.

Abrazadera de ángulo variable. - Denominada igualmente junta orientable, es utilizada para unir dos tubos al ángulo que se desee.

Cople o junta lineal. - Es utilizada para unir dos tubos extremo a extremo, estando sus ejes en prolongación el uno del otro.

Finalmente definimos al último grupo: Los Accesorios.

Placa de apoyo o base. - Transmite la carga de un poste sobre una superficie de apoyo perpendicular a su eje.

Rueda o rodaja. - Se utiliza para soportar la carga de un poste en un andamio móvil, dividiéndose estas a su vez en orientables y fijas.

Gato o tornillo de ajuste. - Dispositivo que trae consigo un sistema de control por medio de una barra roscada, y que es generalmente utilizado para el control de la altura, en el pie o en la cabeza de un poste.

1.2 Características del material.

Las características del acero más usual en la construcción, de andamios tubulares a base de tubo 40 - 49 y en las que se basan los cálculos, son las siguientes:

Acero grado 15

Esfuerzo de ruptura Fr 4 200 Kg/cm²

Esfuerzo de fluencia Fy 2 400 Kg/cm²

Alargamiento de ruptura 20%

Módulo de elasticidad E 2.1 x 10⁶ Kg/cm²

Siendo las propiedades de la sección transversal del tubo arriba mencionado:

Díámetro exterior D 48.3 mm

Espesor de la pared e 3.25 mm

Area	A	4.6 cm ²
Momento de inercia	I	11.72 cm ⁴
Radio de giro	r	1.6 cm

1.3 Nomenclatura de los elementos tubulares.

A continuación se presenta una terminología usualmente utilizada en los trabajos de andamiaje y apuntalamiento tubular.

a) Verticales

Elementos, que como su nombre lo indica están dispuestos en posición vertical, destinados a transmitir una carga sobre una superficie de apoyo.

b) Montantes

Elementos verticales que no transmiten carga directamente sobre una superficie de apoyo.

c) Horizontales

Elementos cuya función consiste en unir entre sí los verticales o montantes y a mantenerlos a una distancia fija unos de otros.

Pueden ser horizontales longitudinales y horizontales transversales.

Incluiremos también en este grupo a los Transversales Principales que son travesaños que van apoyados directamente en los verticales. Cumplen las funciones de horizontales transversales y los transversales secundarios, estos son travesaños que se apoyan sobre los horizontales y cuya función consiste en reducir el claro

de los pisos.

d) Diagonales

Elementos generalmente dispuestos siguiendo la hipotenusa - de un rectángulo formado ya sea por dos verticales y dos horizontales o por cuatro horizontales (diagonales en plano horizontal).

Las diagonales dependiendo de los casos pueden cumplir las funciones siguientes:

d.1) Diagonales de estabilidad. Se caracterizan por el hecho de que no deben resistir más que esfuerzos débiles, y en donde tanto el sentido como la intensidad son imprevisibles.

d.2) Diagonales de contraventeo. Son diagonales que además de las funciones arriba mencionadas, aseguran la rigidez de una estructura de andamio tubular sometida a la acción de empujes horizontales.

e) Nudo

Unión de un vertical con dos horizontales y eventualmente con diagonales fijados entre sí por elementos de unión.

CAPITULO I

Solicitaciones

2.1 Cargas uniformemente repartidas.

Una carga se considera como uniformemente repartida sobre la superficie de un andamio cuando se transmite en forma sensiblemente uniforme sobre los horizontales transversales y longitudinales.

Se recomienda no hacer que un andamio soporte más de $2/3$ de la carga repartida indicada en la tabla II-1. Debido a que hay que tener en cuenta choques o momentos producidos por descarga de material así como el desplazamiento de personal, de hecho esta carga es muy difícil que esté repartida en una forma rigurosamente uniforme.

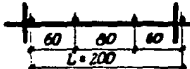
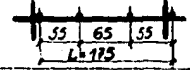
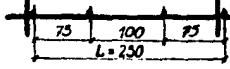
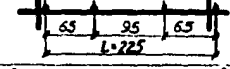
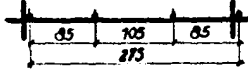
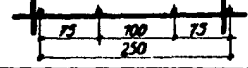
2.2 Cargas concentradas.

La influencia de una carga concentrada sobre un andamio es muy variable de acuerdo a su caracter de fija o móvil. Por ejemplo; un hombre de 80 Kg. que camine sobre la superficie de un andamio producirá un esfuerzo equivalente a una carga estática de 160 Kg concentrada en un sólo punto. Si este hombre corriera, el esfuerzo correspondiente es difícil de evaluar pero lo podríamos comparar al producido por una carga estática de 300 Kg aproximadamente.

Contrariamente a lo que pudiera pensarse, bajo la acción de una carga instantánea, el porcentaje de esfuerzo que puede soportar un andamio es sensiblemente mayor al de la acción de una carga permanente (de 75 a 100%)

CARGAS PERMISIBLES PARA ALGUNOS ANDAMIOS CON TRANSVERSALES SECUNDARIOS EN TUBO 40 - 49

TABLA II - 1

Tipo de andamio	Cargas admisibles		Entreeje transversal de postas l en metros		Colocacion de transversales
	Uniformemente repartido kg/m ²	Concentrado kg	Entreeje de postas l en metros	Entreeje de postas L en metros	
De carga pesada	300	150	0,90	2,00	
	300	150	1,10	1,75	
Para pintura	200	130	0,90	2,50	
	200	130	1,10	2,25	
De Mantenimiento	150	120	0,90	2,75	
	150	120	1,10	2,50	

Esta particularidad, favorece a la plataforma del andamio, - permite no tener en cuenta más que en pequeña medida el efecto dinámico instantáneo para el caso de un hombre que camine, pero no será suficiente para no considerar el efecto en el caso de que corra.

De tal forma que sería buena medida el prohibir formalmente el correr o saltar sobre la superficie del andamio.

En la tabla I-1 la carga concentrada máxima para el caso de un andamio de carga pesada es de 150 Kg, ligeramente superior al peso de un hombre portando 50 Kg (un saco de cemento). Es también sensiblemente equivalente a dos cargas concentradas de 100 Kg cada una a 50 cm. de separación.

La carga concentrada permisible se reduce para ciertos andamios para pintura y conservación, tal reducción es a 130 Kg y es sensiblemente equivalente a dos cargas concentradas de 80 Kg - cada una a 50 cm. de separación para los primeros. Para los de conservación la carga concentrada permisible está limitada a 120 Kg.

2.3 Cargas excéntricas.

Este caso se presenta cuando existen materiales o aparatos montados en el exterior del andamio, es decir, volados. Podría tratarse de un aparato de elevación, como un malacate que estuviera fijado precisamente al andamio.

La acción de estas cargas es análoga a la del viento, es prudente por lo tanto, calcular el momento resistente con un factor de 5/3 del momento de trabajo.

2.4 Cargas accidentales.

En este tipo de cargas, la más importante por ser la más frecuente es la acción del viento.

En este grupo consideraremos también la lluvia, el granizo y algunas cargas debidas a materiales o fragmentos que puedan caer de un nivel superior al del andamio, de acuerdo al tipo de obra en que se esté empleando. Lógicamente las medidas que se tomen para este último caso serán a criterio del técnico encargado de la obra debido a que variarán los riesgos con cada tipo de obra.

Ahora bien, podremos considerar para un viento que no exceda de 80 Kg de presión por metro cuadrado las siguientes reglas:

- 1.- La resultante o fuerza total que produce el viento sobre un tubo perpendicular a la dirección del mismo, será igual al producto de su diámetro por su longitud y éste a su vez por la presión del viento.
- 2.- Para un tubo inclinado, la longitud a tomar en cuenta es la longitud de la proyección del elemento de tubo sobre un plano perpendicular a la dirección del viento.
- 3.- Para las superficies expuestas se considerará como carga uniformemente repartida que se transmite al andamio

de acuerdo a las áreas tributarias correspondientes.

En lo que respecta a la lluvia deberán tomarse en consideración - los excedentes en peso que pudieran acumularse en dispositivos o - material que esté soportando el andamio.

Para el granizo así como para la lluvia debemos considerar las posibilidades de acuerdo a la época y a la región, considerando la carga vertical correspondiente por estos conceptos.

2.5 Evaluación y repartición de cargas.

La tabla II-1 está establecida para las cargas más frecuentemente encontradas en los trabajos de andamio tubular.

Para cada tipo de andamio corriente dicha tabla da las cargas uniformemente repartidas y la carga concentrada que puede soportar, las cuales no son acumulables, es decir que los tramos de tubo del andamio están calculados para resistir a una u otra de las cargas mencionadas y no a las dos simultáneamente.

Por otra parte, el momento flexionante en el centro del claro producido por una carga sobre un tubo transversal principal se considera igual al momento de flexión de un tubo sobre apoyos sim ples multiplicado por un coeficiente de reducción de 0.80 para tomar en consideración el empotramiento parcial que producen las - abrazaderas de ángulo recto. Es así que el momento flexionante - provocado por la acción de una carga concentrada que se aplique a la mitad del claro de un tubo se toma igual a $PL/5$ en lugar de -

PL/4 y el momento correspondiente a una carga uniformemente repartida igual a PL/10 en lugar de PL/8, etc. Para los tubos transversales secundarios se consideran los apoyos como simples.

Ahora bien, de acuerdo a la tabla II-1 para un andamio de carga pesada en tubo 40 - 49, de 300 Kgs. de carga admisible por metro cuadrado con 1.75 m. de claros longitudinales y 1.10 de ancho útil, la carga total admisible para un tramo es:

$$1.75 \times 1.10 \times 300 \times 2/3 = 385 \text{ Kgs.}$$

Carga que puede corresponder a:

2 Hombres de 80 Kgs.	160 Kgs.
1 saco de cemento	50 Kgs.
materiales varios	<u>175 Kgs.</u>

Total 385 Kgs.

ó tres hombres y 85 Kgs. de materiales

ó cinco hombres (por ejemplo, un día de reunión en la obra).

Para un andamio de mantenimiento en tubo 40 - 49 de 200 Kgs. de carga admisible por metro cuadrado con 2.25 mts. de separación longitudinal entre postes y 1.10 de ancho útil, la carga total admisible sobre un tramo será:

$$2.25 \times 1.10 \times 200 \times 2/3 = 330 \text{ Kgs.}$$

Carga que podría corresponder a:

2 hombres, un saco de cemento y 120 Kgs. de materiales.

ó 3 hombres y 90 Kgs. de materiales

ó 4 hombres.

CAPITULO ■

Diseño

3.1 Cálculos de resistencia.

3.1.1 Relación de esbeltez.

La relación de esbeltez de un tubo estará en función de la naturaleza de sus apoyos (fijos, articulados, empotrados, etc.), de su longitud L , de su rigidez de flexión EI . Podemos expresar dicha relación de esbeltez mediante la siguiente fórmula:

$$K \frac{L}{r} \frac{P_e}{P_c} \dots\dots\dots(3.1 a)$$

Donde:

L es la longitud del tubo o distancia entre apoyos.

r es el radio de giro del tubo.

P_e Carga crítica de Euler correspondiente a ambos apoyos del tubo articulados, o sea $\frac{\pi^2 EI}{L^2}$

P_c Carga crítica de Euler correspondiente a los apoyos con que trabajará el tubo.

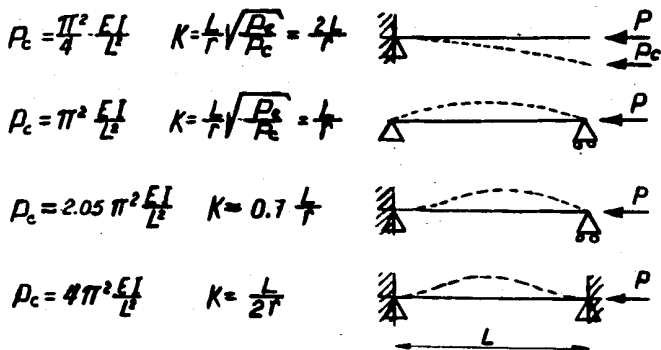
Así entonces podemos aplicar la ecuación (3.1 a) a los siguientes ejemplos clásicos de flambéo de una barra.

△ Apoyo fijo

● Articulación.

△ Apoyo móvil

⌋ Empotramiento.



En los ejemplos anteriores observamos que la menor relación de esbeltez se presenta en la barra empotrada en sus dos extremos. Evidentemente este caso resistirá mejor a solicitaciones - intempestivas (choques, fuerzas aplicadas a lo largo de la barra, etc.). La vulnerabilidad de una barra aumentará si aumenta la relación de esbeltez por lo cual se ha impuesto a los constructores - un límite de la relación de esbeltez de las barras en una armazón, este límite se ha establecido a través de la utilización de las armazones y el registro de sus vicisitudes.

Se sugiere por lo tanto limitar la relación de esbeltez de las barras de un andamio a: $K = l/r = 180$

en donde:

l es la distancia entre los dos puntos de inflexión de la deformación elástica.

r es el radio de giro.

Además se tiene que verificar que la distancia entre nudos - no sea superior a 70 veces el diámetro del tubo para los montantes y de 80 veces para las diagonales.

Por lo tanto para el tubo llamado 40 - 49 tendríamos las siguientes longitudes máximas.

Diámetro exterior: 4.83 cm

Radio de giro: 1.6 cm

Longitud máxima de flambéo $L \leq 180r = 2.90$ m.

Distancia L entre nudos en montantes

$L \leq 70 D = 3.40$ m

Distancia máxima L entre nudos en diagonales

$L \leq 80 D = 3.85$ m

3.1.2 Rango de aplicación de la fórmula de Euler.

Como ya se mencionó la fórmula de Euler

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

es válida para una barra cuyos apoyos sean articulados, de tal manera que al cambiar las condiciones de apoyo tenemos que afecta un coeficiente n de longitud efectiva de pandeo.

Es importante recordar también que:

- a) Para que la fórmula de Euler sea aplicable, el esfuerzo que se produzca en el pandeo no deberá exceder al límite de proporcionalidad. El valor que obtenemos de divi-

dir P_c (carga crítica) entre el área de la sección del tubo es el esfuerzo medio y es llamado esfuerzo crítico. Su límite superior es el esfuerzo en el límite de proporcionalidad. En el caso del acero dulce de construcción esta consideración limita la aplicación de la fórmula a rangos de esbeltez superiores a 100.

- b) La fórmula se establece en la hipótesis de una barra perfectamente recta, hecha de un material perfectamente homogéneo y sometida a una carga axial aplicada en el centroide del área de la sección transversal.

En realidad, las barras llamadas comercialmente como rectas, presentan defectos tanto de rectitud lineal apreciable, como de falta de homogeneidad del acero, que se pronuncian más en la medida en que la longitud de las barras aumenta.

De acuerdo a esto, algunos reglamentos europeos basados en estadísticas y que tienen cuenta de los defectos e imperfecciones, llevan todos los problemas de flambéo a cálculos de flexión compuesta. Por esto los esfuerzos permisibles debidos a tensión Ft, para andamios tubulares, han sido limitados a 1050 Kg./cm² para casos corrientes y a 1 200 ó 1 400 Kg./cm² para ciertos casos, siendo objeto de una justificación por nota de cálculos.

La tabla siguiente da el valor de los esfuerzos admisibles -

a compresión para los casos donde $F_t = 1050, 1200$ ó 1400 Kg/cm^2 y para las relaciones de esbeltez de 20 a 320.

3.1.3 Nudos en los andamios tubulares.

El cálculo de la resistencia y de la estabilidad de un andamio tubular deberá tener en cuenta las cuatro características siguientes de la abrazadera.

- a) Carga admisible.
 - b) Valor de excentricidad "e" de los tubos ensamblados con ayuda de una abrazadera de ángulo recto.
 - c) Coeficiente "k" de trabajo en flexión y definición de ajuste normal de las abrazaderas.
 - d) Coeficiente "t" de torsión elástica de la abrazadera.
- a) Carga admisible.

Consideremos el sistema de la figura (3.1.3 - I) compuesto por:

- Un tubo vertical empotrado en sus dos extremos, de una longitud libre, de alrededor de doce veces el diámetro. En estas condiciones, este tubo puede ser considerado como rígido, excepto en lo que concierne a su flexión en los límites de la precisión de medidas y de las cargas P puestas en juego.
- Un tubo horizontal.
- Una abrazadera de ángulo recto que ensamble a estos -

dos tubos.

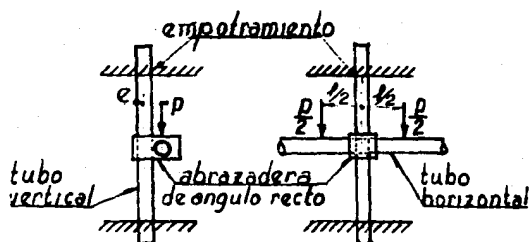


FIG. 3.1.3 I

Aplicando sobre la parte superior del tubo horizontal dos - cargas cada una de la intensidad $P/2$ dispuestas simétricamente en relación a una abrazadera, se dice que la abrazadera trabaja en - flexión bajo la carga P .

Se designa por P_u el valor de P arriba del cuál se puede producir uno o varios de los fenómenos siguientes:

- I. Deslizamiento de la abrazadera a lo largo del tubo vertical.
- II. Deformación permanente, visible de la abrazadera.
- III. Deformación local (es decir en el lugar donde se encuentra la abrazadera) del tubo vertical o del tubo horizontal.

El valor P_u no es una característica intrínseca de la abrazadera ya que depende:

- 1) De la abrazadera
- 2) del ajuste de la abrazadera
- 3) del estado de la superficie del tubo
- 4) del espesor del casco del tubo
- 5) del acero del cuál está fabricado el tubo.

Designaremos entonces como valor admisible de la carga P al dado por el cociente:

$$\frac{P_u}{\text{coeficiente de seguridad}}$$

El coeficiente de seguridad es variable de acuerdo con las circunstancias de la carga P y se recomienda:

Coef. de $S. = 2$ En caso de una carga constante.

Coef. de $S. = 3$ En caso de una carga alternante
(viento).

b) Valor de la excentricidad e de dos tubos ensamblados con la ayuda de una abrazadera de ángulo recto.

Supongamos un tubo vertical, provisto de apoyos articulados en sus extremos, ensamblado a un tubo horizontal por medio de una abrazadera de ángulo recto, según figura (3.1.3 -II), donde el tubo horizontal es sometido a una carga P aplicada en sentido vertical a la abrazadera.

La longitud e anotada en la figura mide la excentricidad de dos tubos; es una característica geométrica de la abrazadera. -

Su valor varía de un modelo de abrazadera a otro y obviamente no puede descender abajo del valor del diámetro de los tubos (en tal caso los tubos están en contacto).

El valor de e multiplicado por la carga P proporciona el momento flexionante que actúa en el tubo vertical por medio de la abrazadera, o sea:

$$\text{Momento exterior} = Pxe$$

este momento es uno de los dos efectos secundarios provocados por la no convergencia de las barras en los nudos (el otro es el doblamiento de las abrazaderas y es estudiado más adelante). Bajo su acción el tubo vertical se flexiona. Las reacciones en los apoyos, los momentos y el comportamiento de la curva elástica del tubo deformado están indicadas en las figuras (3.1.3 - b) y (3.1.3 - c).

La figura (3.1.3 - b) muestra las reacciones en los apoyos y el diagrama de momentos. La figura (3.1.3 - c) muestra el comportamiento de la curva elástica (basado en la hipótesis de m. n). La deflexión o flecha al nivel de la abrazadera es igual a :

$$\frac{Pe}{3EI} \frac{mn(n-m)}{m+n} \dots \dots \dots (3.1.3 - b)$$

y es nula para $m=0$ ó $n=0$ ó cuando la abrazadera se encuentra a la mitad de la altura del tubo, es decir, cuando $m=n$, (fig. 3.1.3 - c)

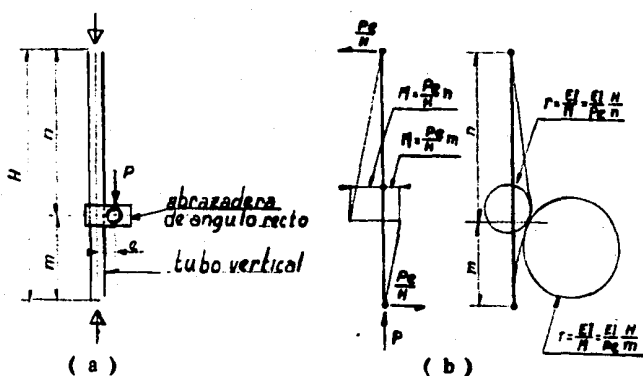
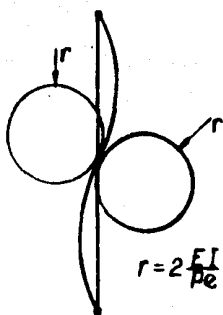


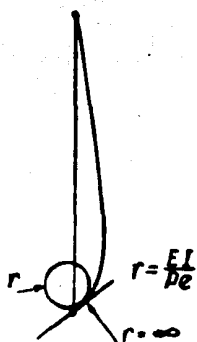
FIG. 3.1.3. - II

Las curvas elásticas de las figuras (3.1.3 II) y (3.1.3 III) parecen acusar un punto de inflexión en el punto de aplicación del momento exterior, es decir en el lugar donde se localiza la abrazadera de ángulo recto. En efecto, en este lugar, la curvatura de la deformación elástica cambia de signo. Esta apariencia es engañosa ya que un punto de inflexión verdadero es aquél en donde la curvatura cambia de signo de una manera continua, es decir pasando por cero (radio de curvatura infinito). Y en las curvas elásticas de las figuras mencionadas, el momento en el tubo pasa de una manera discontinua (ver fig. 3.1.3 - II a) del valor absoluto: $\frac{Pe}{H} m$ al valor absoluto $\frac{Pe}{H} n$ cambiando de signo sin pasar por cero. Por



$$m = n = H/2$$

(a)



$$m = 0$$

$$n = H$$

(b)

FIG. 3.1.3 ■

tanto no existe punto de inflexión y nos encontramos simplemente con el trazo de la unión de dos arcos de círculo tangentes exteriormente como se aprecia en la figura 3.1.3-IV.

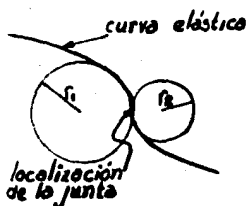


FIG. 3.1.3-IV

Esta unión respeta la continuidad del tubo, manteniendo además la continuidad de la tangente, es decir de la primera derivada y' de la curva elástica, pero acusa en el punto de contacto de los dos círculos una discontinuidad de la curvatura, es decir de la segunda derivada y'' . El valor de y'' se relaciona directamente con los momentos por medio de la relación:

$$y'' = \frac{M}{EI}$$

y al radio de la curvatura r por la relación

$$y'' = \frac{1}{r}$$

Por lo tanto

$$r = \frac{EI}{M}$$

Luego, del diagrama de momentos (figura 3.1.3 II b) el -

el momento en el tubo en el punto situado justo abajo de la abrazadera es $\frac{Pe}{M} m$ y el radio de curvatura de dicho punto es:

$$r_1 = \frac{EI}{M} = \frac{EI}{Pe} \frac{H}{m}$$

El momento en el punto situado justo arriba de la abrazadera es $\frac{Pe}{H} n$ y el radio de curvatura en dicho punto

$$r_2 = \frac{EI}{Pe} \frac{H}{m} \quad (\text{figura 3.1.3 -IV})$$

En resumen, el momento exterior Pe aplicado al tubo por medio de la abrazadera de ángulo recto, flexiona el tubo y suscita en cada uno de sus puntos un momento como se indica en la figura 3.1.3 -II b.

El valor de este momento suscitado en el tubo es nulo en los extremos (debido a las articulaciones) y va incrementándose linealmente conforme se acerca a la abrazadera y alcanza debajo de la abrazadera el valor absoluto $\frac{Pe}{H} m$ y encima de la abrazadera el valor absoluto de $\frac{Pe}{H} n$

Siendo estos momentos de signos opuestos, se constata que los momentos inducidos en el tubo son siempre inferiores al momento exterior Pe ; con la excepción siempre de casos en donde son nulos, es decir cuando una abrazadera es colocada en uno de los extremos articulados del tubo (figura 3.1.3 ■ b), en ese ca-

so el momento en el tubo es igual a P_e . En el caso de una abrazadera a la mitad de la altura del tubo los momentos en el tubo serán de igual valor absoluto $\frac{P_e}{2}$ y de signo contrario (inmediatamente encima y debajo de las abrazaderas) figura 3.1.3 III a.

El análisis anteriormente expuesto de los efectos engendrados en el tubo vertical bajo la acción del momento exterior P_e , no puede ser considerado como exacto en el lugar que se sitúa la abrazadera ni en la región alledaña. Para saber que pasa en la sección de una barra en donde se aplica una carga o un momento exterior en la región vecina de este sitio, se puede en los casos más simples, recurrir a la teoría de la elasticidad, pero generalmente la experiencia nos lo podrá decir. Que es precisamente el caso del andamio tubular donde el cálculo para establecer el valor de la carga P_u sería insuficiente para conocerla y se hace necesario recurrir a ensayos efectivos. En cambio cuando uno se aleja de esas regiones críticas a una distancia de dos o tres veces el diámetro del tubo, las fórmulas de resistencia de materiales vuelven a tomar validez.

c) Coeficiente k de trabajo en flexión de la abrazadera de ángulo recto y definición de ajuste normal de una abrazadera.

Cuando una abrazadera de ángulo recto es sometida a una carga P como se indica en la figura 3.1.3 -V se dice que trabaja a flexión, provocando que el tubo horizontal descienda una canti-

dad f de su posición original previa a la aplicación de P . De acuerdo a esto se designa a f bajo el nombre de "flecha de abrazadera de ángulo recto bajo la carga P ".

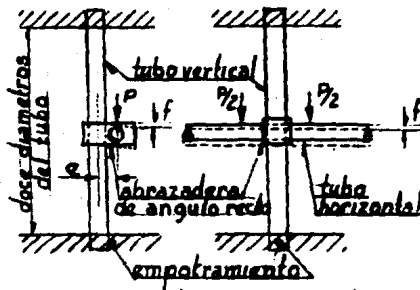


FIG.
3.1.3 - V

Esta flecha es el otro efecto secundario provocado por la no convergencia de los tubos en el nudo. La flecha es el resultado de tres movimientos:

1. Deformación de los dos tubos, principalmente del tubo vertical.
2. Deformación elástica de la abrazadera.
3. Movimiento de la abrazadera para ponerse en su lugar sobre el tubo (absorbiendo el juego del ajuste de la abrazadera sobre el tubo). Este movimiento suministra un valor residual a la flecha f para el cual no habrá ya recuperación cuando la carga P deje de actuar.

La conducta general del fenómeno la podríamos expresar como:

f función de P

y es como la mostrada en la figura 3.1.3 -VI.

Para las cargas crecientes o sea que van para valores de P de 0 a P_u la flecha se genera más aceleradamente en relación a si fuera proporcional a la carga y por lo tanto la concavidad de la curva es hacia arriba,

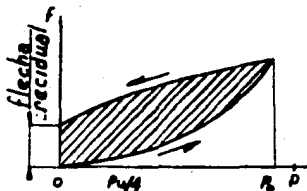


FIG. 3.1.3 - VI

sucediendo lo contrario cuando las cargas son decrecientes y la curva acusa una concavidad hacia abajo que cuando P regresa a $P=0$ existe un valor residual para f.

Ahora bien, el grado de ajuste de la abrazadera influye sobre la forma de la curva principalmente en la parte ascendente que tiende a volverse rectilínea cuando la presión aumenta en la región vecina al origen.

El cálculo de estabilidad elástica de un andamio tubular considerado como armazón articulada depende únicamente de su refuerzo, es decir de sus diagonales. El valor de una diagonal como dispositivo de estabilidad depende de la mayor o menor deformación que presente bajo las condiciones de tensión o compresión a que esté sometida. Estas funciones se transmiten a la diagonal por medio

de las dos abrazaderas, las cuales manifestarán sendas flechas que suministran la más importante contribución a la deformación total de la diagonal. El estudio de esta deformación se hará por lo tanto en el cálculo de la estabilidad.

Volviendo a la curva de la fig. 3.1.3-VI es necesario hacer notar que de acuerdo al fenómeno que presenta, no es posible su utilización práctica en los cálculos de estabilidad elástica y que conforme el valor de P_0 que figura en dicha curva se acerque más al valor límite P_u de carga el fenómeno será más marcado. Esto quiere decir que si tomamos por P_0 valores menores a P_u y considerando convenientemente la abrazadera, la flecha residual se encontraría considerablemente reducida, encontrándose entonces el segmento de curva así recorrido prácticamente en línea recta.

En base a esto cuando las cargas en las abrazaderas de una diagonal son impuestas por el viento o por una sollicitación alternada el valor que debemos tomar como admisible es la carga P_u dividida entre un coeficiente de seguridad que es el de orden de 2 a 3 y llegamos así a la definición de "ajuste normal de abrazaderas de ángulo recto" diciendo que una abrazadera de ese tipo tendrá un ajuste normal cuando este asegure una variación prácticamente lineal de la flecha f en función de la carga P en el intervalo $0 < P < P_u/4$ (Parte de la curva en trazo grueso en la fig. 3.1.3-VI).

Por lo tanto en ese intervalo la relación entre f y P la-

escribiremos:

$$f = kP$$

Donde k es una constante característica de una abrazadera - normalmente ajustada designada como coeficiente de flexión de abrazadera de ángulo recto.

En realidad es la tangente del ángulo al origen de la curva de la figura 3.1.3 -VI con el eje de las P .

d) Coeficiente t de torsión elástica de una abrazadera de ángulo recto.

Este coeficiente es una característica funcional de la abrazadera de ángulo recto y puede definirse con la ayuda del dispositivo experimental de la figura 3.1.3 -VII, donde el tubo vertical debe ser tomado lo más corto posible, empotrando sus extremidades con el fin de reducir al mínimo su deformación y pudiéndose así considerarlo como infinitamente rígido.

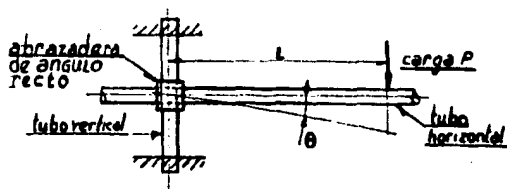


FIG. 3.1.3 - VII

El valor del momento PL deberá ser escogido alrededor del 20% del momento de flexión admisible para el tubo ya que es el orden de magnitud de los momentos de torsión impuestos a la abrazadera en la práctica.

Midiendo la deflexión en el punto de aplicación de la carga P considerando el efecto de flexión del tubo horizontal, podemos calcular el valor del ángulo θ que se forma en la intersección del eje del tubo horizontal antes de la aplicación de P y el eje del mismo tubo pero después de aplicar P.

De acuerdo a lo anterior se puede deducir el valor del coeficiente t de torsión de la abrazadera, por medio de la siguiente fórmula:

$$t = \frac{\theta}{PL} = \frac{\theta}{Mt}$$

este coeficiente se expresa en radián/Kg-mm y no es más que relativamente del valor adoptado por PL y así tenemos que:

Si la abrazadera produjera un nudo rígido, θ sería nulo y $t=0$. Si la abrazadera produjera un nudo articulado tendríamos obviamente $t=\infty$.

De hecho la abrazadera de ángulo recto debe, para merecer esta designación, tener un t inferior a un cierto valor que depende de las características de los tubos que está destinada a unir.

3.1.4 Ecuación del nudo simple, ecuaciones completas de las barras y ecuaciones simplificadas de las barras.

1. Definiremos al nudo simple como el formado donde una abrazadera de ángulo recto une dos tubos entre sí y para el cuál - existen ecuaciones sobre las que están basados los cálculos de esta bilidad, de resistencia y de deformación elástica de un andamio des provisto de diagonales, dichas ecuaciones son:

Ecuaciones de equilibrio del nudo simple.

Si consideramos un nudo simple como el de la fig. 3.1.4 -1 en el que el tubo horizontal descansa sobre dos apoyos, uno fijo y otro móvil, y donde el tubo vertical está sometido a la acción de - dos fuerzas horizontales de sentidos contrarios F_1 y F_2

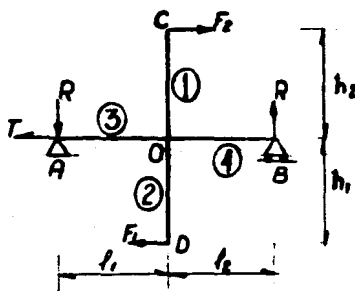


FIG. 3.1.4 - 1

Las tres ecuaciones estáticas de este sistema son:

a) Dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas, la primera es

$$F_1 - F_2 = - T \quad (3.1.4 \text{ a})$$

donde T es la reacción horizontal al apoyo fijo.

La segunda ecuación es

$$R_a = R_b = R \quad (3.1.4 - b)$$

donde R_a y R_b son las reacciones verticales a los apoyos y R su valor común

b) Una ecuación de momentos:

$$R(l_1 + l_2) = F_1 h_1 + F_2 h_2 = M \quad (3.1.4 - c)$$

donde M es el valor común a los dos momentos.

Ahora bien, llamamos momento extremo en O de la barra OA de un sistema de barras (fig. 3.1.4 - I), al momento en relación a O de las fuerzas y de los momentos exteriores asignando a este momento el símbolo M_{oa} que consideramos positivo cuando su sentido de rotación sea el de las manecillas del reloj y negativo en caso contrario.

Si algún momento exterior no es aplicado en O , esta definición permite escribir directamente la ecuación de equilibrio del nudo simple como:

$$M_{oa} + M_{ob} + M_{oc} + M_{od} = 0 \quad (3.1.4 - d)$$

Siendo entonces para el caso particular de la fig 3.1.4 - I

$$\begin{aligned} M_{oa} &= Rl_1 & M_{ob} &= Rl_2 \\ M_{oc} &= -F_2 h_2 & M_{od} &= -F_1 h_1 \end{aligned}$$

y la ecuación de equilibrio se escribe

$$Rl_1 + Rl_2 - F_2 h_2 - F_1 h_1 = 0$$

que nos proporciona el valor de R .

La ecuación de equilibrio del nudo es la primera de dos --

ecuaciones de un nudo simple, la segunda es aquélla llamada:

Ecuación de deformación del nudo simple. Nos referimos aquí a la deformación que se manifiesta en el nudo mismo y que es debida a la torsión de la abrazadera de ángulo recto. Esta deformación consiste en una ligera modificación del valor del ángulo inicial (ángulo recto de dos barras).

Para definir correctamente esta deformación y poder expresar su ecuación sin riesgo de ambigüedad, introduciremos la noción de ángulo de extremidad de una barra.

El ángulo de extremidad A de una barra deformada AB es el formado entre la posición inicial de la barra con la recta tangente en A de la barra deformada, donde si el sentido del giro es el de las manecillas del reloj el ángulo de extremidad es considerado positivo y como negativo en caso contrario.

Es designado con el símbolo θ_{ab} donde la primera letra del subíndice se refiere a la extremidad de interés A .

La figura 3.1.4 -II muestra la configuración deformada del conjunto de la figura 3.1.4 -I, siendo los ángulos de extremidad de las barras: θ_{0a} , θ_{0c} , θ_{0b} , θ_{0d} .

Como se trata de un nudo simple, significa que las barras 1 y 2 son dos porciones de un mismo tubo, sucediendo lo mismo en las barras 3 y 4.

Esta continuidad física se traduce analíticamente en la igual

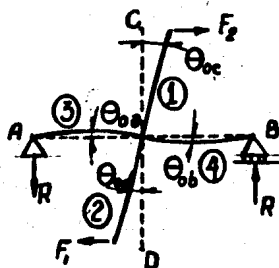


FIG. 3.1.4 - II

dad de sus ángulos de extremidad, o sea:

$$\theta_{oc} = \theta_{od}$$

$$\theta_{oa} = \theta_{ob} \quad \text{Ecuaciones de continuidad (3.1.4 - e)}$$

Se podría, por ejemplo, designando por I al tubo vertical-CD y por II al tubo horizontal AB, introducir los símbolos θ_I y θ_{II}

$$\left. \begin{aligned} \theta_{oc} = \theta_{od} = \theta_I \\ \theta_{oa} = \theta_{ob} = \theta_{II} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Ecuaciones de definición de} \\ \theta_I \text{ y } \theta_{II} \quad (3.1.4 - f) \end{array}$$

El valor inicial del ángulo COB era $\pi/2$, debido a la aplicación de las fuerzas F_1 y F_2 este ángulo ha disminuído en una cantidad que la figura 3.1.4 - II muestra igual a la cantidad positiva.

$$\theta_{oc} - \theta_{ob}$$

o también, en virtud de las ecuaciones 3.1.4. - f

$$\theta_I - \theta_{II}$$

Esta disminución es igual, por la definición misma de t - (coeficiente de torsión elástica de una abrazadera de ángulo recto), en valor y signo a tM , donde M es el valor de $F_1 h_1 + F_2 h_2$ - (ecuación 3.1.4 -C) que es la suma de dos momentos positivos.

Si relacionamos las ecuaciones (3.1.4 -C) y (3.1.4 -d) vemos que:

$$M = M_{oa} + M_{ob} = - (M_{oc} + M_{od})$$

Finalmente llegamos así a las ecuaciones:

$$\begin{aligned} \theta_I - \theta_{II} &= t (M_{oa} + M_{ob}) && \text{Ecuaciones de deformación} \\ &&& \text{elásticas del nudo} \\ \theta_{II} - \theta_I &= t (M_{oc} + M_{od}) && (3.1.4 -g) \end{aligned}$$

Por último, no está de más remarcar el hecho que el punto 0 de la figura 3.1.4 -II, contrariamente a su apariencia, no es el punto de inflexión de ninguna de las dos barras. La apariencia de inflexión se debe, como ya se explicó, a una discontinuidad acompañada de cambios de signo en el valor de los momentos tanto en un tubo como en el otro, en otros términos a una discontinuidad de la segunda derivada de sus deformaciones elásticas.

2. Ecuaciones completas de las barras.

a) Barra sobre apoyos simples no desnivelados.

La barra AB (fig. 3.1.4 -III) está sometida a una compresión axial P y a los momentos de extremidad M_{ab} y M_{ba} .

El punto A se toma como origen de las coordenadas; la -

dirección positiva de "y" es orientada hacia abajo, la dirección positiva de "x" hacia la derecha.

Las fuerzas y los momentos dados son P , M_{ab} , M_{ba} , (los momentos en este caso son debidos a la reacción elástica de las juntas).

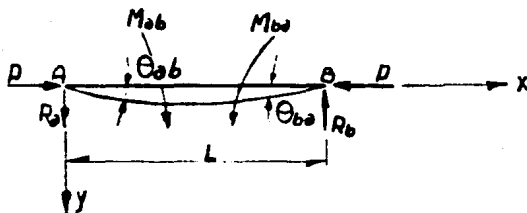


FIG. 3.1.4 - ■

Las reacciones R_a en A (apoyo fijo) y R_b en B (apoyo simple) están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$R_a = \frac{M_{ab} + M_{ba}}{L} \quad R_b = \frac{M_{ab} + M_{ba}}{L}$$

R_a y R_b se consideran positivas cuando están orientadas contra el apoyo y, negativas en caso contrario.

Los ángulos de extremidad de la barra son θ_{ab} y θ_{ba} .

El momento flexionante de un punto con abscisa X tiene por valor:

$$M_x = M_{ab} - R_a x + P y$$

La deformación elástica de la barra está regida por la ecuación diferencial:

$$EI y'' = -Mx$$

$$EI y'' = -M_{ab} + R_{ax} - Py$$

En la cual EI es la rigidez de flexión de la barra y cuya solución depende poco de las condiciones de extremidad, conduciéndonos a dos ecuaciones:

$$\begin{aligned} \frac{EI}{L} \theta_{ab} &= M_{ab} f(\mathcal{M}) + M_{ba} \varphi(\mathcal{M}) \\ \frac{EI}{L} \theta_{ba} &= M_{ab} \varphi(\mathcal{M}) + M_{ba} f(\mathcal{M}) \end{aligned} \quad 3.1.4 - h$$

Donde $f(\mathcal{M})$ y $\varphi(\mathcal{M})$ designan las funciones siguientes -
de $\mathcal{M} = L \sqrt{\frac{P}{EI}}$

$$\begin{aligned} f(\mathcal{M}) &= \frac{1}{\mathcal{M}^2} - \frac{1}{\mathcal{M} \tan \mathcal{M}} \\ \varphi(\mathcal{M}) &= \frac{1}{\mathcal{M}^2} - \frac{1}{\mathcal{M} \operatorname{sen} \mathcal{M}} \end{aligned} \quad 3.1.4 - i$$

3. Barra sobre apoyos simples desnivelados.

Se trata aquí de una barra sometida a las mismas fuerzas y momentos que la anterior, pero con uno de sus apoyos abajo de la horizontal inicial marcada por la barra (0 eje x) con un desnivel igual a d (fig. 3.1.4 -IV).

Apoyo derecho (con desnivel d)

Las ecuaciones (3.1.4 -h) quedan como sigue:

$$\begin{aligned}\frac{EI}{L} \theta_{ab} &= M_{ab} f(\mathcal{M}) + M_{ba} \varphi(\mathcal{M}) + \frac{EI}{L} \frac{d}{L} \\ \frac{EI}{L} \theta_{ba} &= M_{ab} \varphi(\mathcal{M}) + M_{ba} f(\mathcal{M}) + \frac{EI}{L} \frac{d}{L}\end{aligned}\quad 3.1.4 - j$$

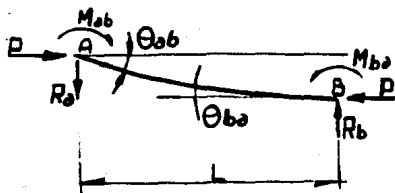


FIG. 3.1.4 - IV

Para el caso en que el desnivel d sea en el apoyo izquierdo las ecuaciones (3.1.4 - h) quedarán:

$$\begin{aligned}\frac{EI}{L} \theta_{ab} &= M_{ab} f(\mathcal{M}) + M_{ba} \varphi(\mathcal{M}) - \frac{EI}{L} \frac{d}{L} \\ \frac{EI}{L} \theta_{ba} &= M_{ab} \varphi(\mathcal{M}) + M_{ba} f(\mathcal{M}) - \frac{EI}{L} \frac{d}{L}\end{aligned}\quad 3.1.4 - k$$

C. Ecuaciones simplificadas de la barra.

Cuando la compresión axial P no sobrepasa un décimo de la carga crítica de Euler podemos utilizar las ecuaciones simplificadas. Dichas ecuaciones se obtienen al sustituir 0 en las ecuaciones completas que según la tabla son:

$$f(0) = 1/3$$

$$\varphi(0) = -1/6$$

Quedando las ecuaciones simplificadas para la barra sobre apoyos simples no desnivelados como sigue:

$$\begin{aligned}\frac{EI}{L} \theta_{ab} &= \frac{M_{ab}}{3} - \frac{M_{ba}}{6} \\ \frac{EI}{L} \theta_{ba} &= -\frac{M_{ab}}{6} + \frac{M_{ba}}{3}\end{aligned}\quad 3.1.4 - l$$

Y para la barra sobre apoyos simples desnivelados:

I. Apoyo derecho desnivelado en d.

$$\begin{aligned}\frac{EI}{L} \theta_{ab} &= \frac{M_{ab}}{3} - \frac{M_{ba}}{6} + \frac{EI}{L} \frac{d}{L} \\ \frac{EI}{L} \theta_{ba} &= -\frac{M_{ab}}{6} + \frac{M_{ba}}{3} + \frac{EI}{L} \frac{d}{L}\end{aligned}\quad 3.1.4 - m$$

II. Apoyo izquierdo desnivelado en d.

$$\begin{aligned}\frac{EI}{L} \theta_{ab} &= \frac{M_{ab}}{3} - \frac{M_{ba}}{6} - \frac{EI}{L} \frac{d}{L} \\ \frac{EI}{L} \theta_{ba} &= -\frac{M_{ab}}{6} + \frac{M_{ba}}{3} - \frac{EI}{L} \frac{d}{L}\end{aligned}\quad 3.1.4 - n$$

A continuación se da una tabla de algunos valores importantes de $f(\mu)$ y $\varphi(\mu)$.

μ	0	$\pi/2$	$\sqrt{\pi}$	$\pi/\sqrt{2}$	π	2π
$f(\mu)$	$\sqrt{3}$	$4/\pi^2$	0.4337	0.5453	$+\infty$	$-\infty$ + ∞
$\varphi(\mu)$	$-1/6$	-0.2313	-0.2576	-0.3437	$-\infty$	$+\infty$ - ∞

3.1.5 Cálculo de cargas críticas.

Como se verá en el inciso 3.3.1, el estudio de la configuración del flambéo local de los postes de un andamio tubular adopta las siguientes hipótesis.

1. Todos los postes están igualmente cargados de PUNTA .
2. En los postes y los horizontales suponemos que las juntas reconstituyen totalmente la continuidad física del tubo.
3. Que el andamio tubular es "suficientemente" reforzado - (noción que será precisada más adelante).

Dicho estudio llega a la conclusión de que la carga crítica de flambéo local de los postes (en una región alejada de la periferia del andamio) es el resultado de la ecuación:

$$\frac{\tan \mu}{\mu} + \frac{L + 4EI}{H} = 0 \quad 3.1.5 - a$$

de donde sacamos el valor de μ y obtenemos:

$$P_{cr} = 4\mu^2 \frac{EI}{H^2} \quad 3.1.5 - b$$

La carga crítica de flambéo local de los postes periféricos es sensiblemente inferior a aquella que se obtuvo de la ecuación - (3.1.5 - a), para llevarla al mismo nivel hace falta que la longitud de dichos postes sea alrededor de 25% inferior a la de los tramos centrales.

Cuando ya no hay mas que postes periféricos como es el caso en una torre de 4 postes implantados siguiendo los verticales de un rectángulo en los que los lados son L_1 y L_2 ($L_2 > L_1$) la ecuación crítica toma la siguiente forma:

$$\frac{\tan M}{M} + \frac{2L_2 + 4tEI}{H} = 0 \quad 3.1.5 - c$$

con

$$P_{cr} = 4M^2 \frac{EI}{H^2}$$

En el andamio de tres hileras de postes en el que la implantación fuera aquélla de la figura (3.1.5 - I) donde $L_2 > L_1$, se tiene que tomar para M el valor de la solución de la ecuación:

$$\frac{\tan M}{M} + \frac{L_2 + 4tEI}{H} = 0$$

para los postes del eje central y el de la ecuación:

$$\frac{\tan M}{M} + \frac{2L_2 + 4tEI}{H} = 0$$

para los postes de los ejes extremos

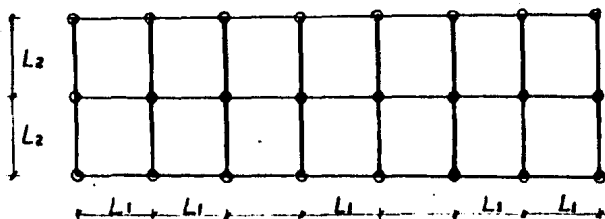


FIG. 3.1.5 I

Cabe hacer notar que si L_1 fuera mayor que L_2 se tendrían en lugar de dos líneas extremas y de una línea central de 8 postes cada una, 6 líneas centrales y 2 líneas extremas de 3 postes cada una.

La relación de esbeltez correspondiente al flambéo local de un poste, de la porción de largo H del mismo comprendida entre dos nudos consecutivos, se calcula siguiendo la fórmula:

$$K = \frac{H^2}{r^2} \sqrt{\frac{P_e}{P_{cr}}}$$

donde

$$P_e = \pi^2 \frac{EI}{H^2} \quad \text{y} \quad P_{cr} = 4M^2 \frac{EI}{H^2}$$

por tanto

$$K = \frac{H^2}{r^2} \frac{\pi}{2M} \quad 3.1.5 - d$$

Donde r es el radio de giro del tubo, M raíz de la ecuación (3.1.5 - a) ó (3.1.5 - c) según el caso.

Designaremos bajo el nombre de "longitud de onda de flambéo" l , a la cantidad Kr

$$l = Kr \quad 3.1.5 - e$$

que es la distancia entre los dos puntos de inflexión de la deformación elástica del poste. Por lo que en virtud de las ecuaciones (3.1.5 - d) y (3.1.5 - e) tenemos en este caso:

$$l = H \frac{\pi}{2M} \quad 3.1.5 - f$$

Ahora bien, las dos ecuaciones críticas (3.1.5 -a) y (3.1.5 -b) dan para $\tan \mu/\mu$ (tanto para una como para otra) valores negativos, lo que significa que μ se encuentra en el intervalo.

$$\frac{\pi}{2} < \mu < \pi \quad 3.1.5 - g$$

No podría rebasar el valor π ya que para $\mu = \pi$ se tendría $P_{cr} = 4 \pi^2 EI/H^2$ valor crítico que no es posible rebasar debido a que implicaría un empotramiento total de las extremidades del poste en los nudos, es decir abrazaderas infinitamente rígidas ($t=0$) así como las barras horizontales del mismo. Luego entonces de las ecuaciones (3.1.5 -f) y (3.1.5 -g).

Admitiendo, lo que es más o menos exacto, que la distancia entre un punto de inflexión y el nudo más cercano es la misma que existe entre los dos puntos de inflexión, se sigue que dichos puntos de inflexión de un poste en curso de flambeo local están siempre situados sobre el primer y último cuarto de la altura del piso. (fig. 3.1.5-II).

Los dos términos extremos ($H/2$ y H) de la desigualdad (3.1.5 -h) corresponden el uno al mayor valor posible de P_{cr} que es, como se ha visto $4 \pi^2 EI/H^2$ el otro al menor valor posible de P_{cr} , valor que corresponde a un flambeo de Euler de la barra entre sus dos nudos $\pi^2 EI/H^2$.

En el último caso los puntos de inflexión coinciden con los nudos y se encuentra así llevado a las hipótesis minimizantes.

En efecto, debido a estas hipótesis, el poste debe ser considerado como formado de barras articuladas entre ellas en los nudos, en otros términos, se desprecia totalmente el efecto de empotramiento provocado por el momento de reacción de la abrazadera de ángulo recto, así como la continuidad física del tubo en los nudos. El momento de reacción de la abrazadera siempre actúa, en cambio la continuidad del tubo en los nudos no es siempre asegurada, por ejemplo cuando el alineamiento de los tubos se hace justo al nudo y que la junta utilizada a este efecto no restablece suficientemente la continuidad del tubo (caso general).

Estas hipótesis tienen el siguiente valor práctico real:

- 1o. Simplifican considerablemente los cálculos. En efecto, la carga crítica de flambéo local se escribe:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{H^2}$$

Sin resolver ecuaciones como las (3.1.5 - a) y (3.1.5 - c) para las cuales se hace necesaria la utilización de tablas o curvas.

2. Con su utilización se encuentra, de hecho, resultado a la gran mayoría de los problemas que surgen en la práctica corriente para los andamios tubulares, así como para aquéllos destinados al apuntalamiento de construcciones de concreto reforzado.

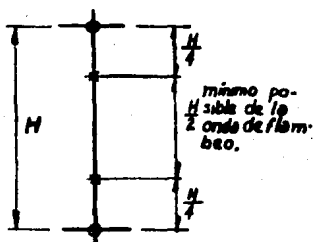


FIG. 3.1.5 - II

En cambio, cuando se trata de un apuntalamiento que estará sujeto a grandes cargas; el recurrir a las ecuaciones (3.1.5 - a) y (3.1.5 - c) podría significar economías del orden de un 20 a 50% en el número de postes; pero, en estos casos, para que la realidad se apegue al cálculo, se deberá tener cuidado en colocar la junta lineal, que es siempre un principio de articulación, en el lugar preciso de los puntos de inflexión y también en lo que constituye un detalle muy importante en la construcción del andamio: El montaje minucioso y severamente controlado, así como garantizar tubos de longitudes fijas bien especificadas.

En el caso de las hipótesis minimizantes será suficiente el cuidar que las juntas lineales sobre los postes queden colocadas lo

más cerca posible a los nudos.

A manera de aclarar las ideas hasta ahora expuestas resolveremos un problema sencillo:

Se desea encontrar la carga crítica (de trabajo) de flambeo local para un andamio con las siguientes características:

$$H = 200 \text{ cm}$$

$$L = 200 \text{ cm}$$

$$t = 3 \times 10^{-6} \text{ Radianes/ (Kg - cm)}$$

$$EI = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \times 11.7 \text{ cm}^4 = 24.6 \times 10^6 \text{ Kg-cm}^2$$

De la ecuación

$$\frac{\tan \mu}{\mu} + \frac{L + 4tEI}{H} = 0$$

tenemos que

$$\frac{\tan \mu}{\mu} = - \frac{200 + 4(3 \times 10^{-6})(24.6 \times 10^6)}{200}$$

$$\frac{\tan \mu}{\mu} = - 2.47$$

En la curva de variación de $\tan \mu / \mu$ para $(\pi/2)^2 < \mu^2$ (ver al final de este inciso) se tiene que para $\tan \mu / \mu = -2.47$

$$\mu^2 = 3.25$$

Por lo que, en virtud de la ecuación (3.1.5 - b)

Aplicando un coeficiente de seguridad de 3

$$\text{Carga de trabajo por poste } \frac{7990}{3} = 2260 \text{ Kg}$$

Valor de la longitud de onda de flambéo (ecuaciones -----
3.1.5 - d y 3.1.5 - e).

$$l = H \frac{\pi}{2\mu} = 200 \frac{\pi}{27.525} = 170 \text{ cm.}$$

$$\text{Esbeltez} = 170/1.6 = 106$$

Distancia del punto de inflexión al nudo (colocación de juntas lineales)

$$(H - l)/2 = (200 - 170)/2 = 15 \text{ cm.}$$

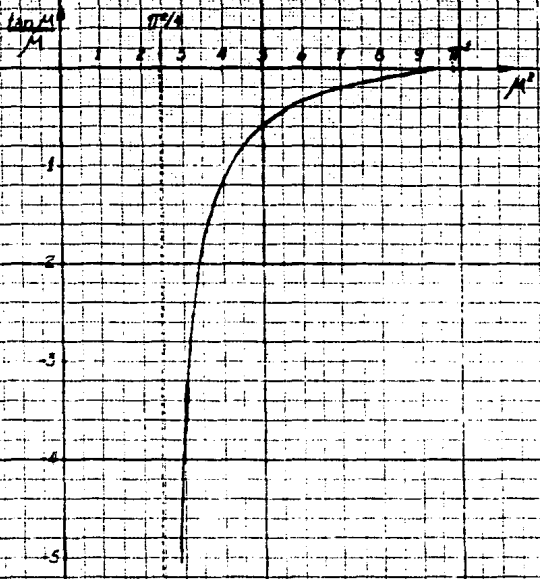
Por otra parte, si aplicamos las hipótesis minimizantes obtenemos de inmediato:

$$P_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{H^2} = 6000 \text{ Kg}$$

Con el coeficiente de seguridad de 3:

$$\text{Carga de trabajo por poste } 6000/3 = 2000 \text{ Kg}$$

En este caso la junta lineal deberá colocarse lo más cerca-



Curva de relacion de $\frac{\Delta n^e}{M^e}$ en funcion de M^e

na posible al nudo.

Podemos observar que el cálculo preciso, en este caso nos hace ganar el 33% sobre la carga de trabajo: 2 660 Kg en lugar de 2 000 Kg.

3.2 Estabilidad.

Los riesgos de colapso de un andamio tubular, como de cualquier obra metálica son de dos tipos:

a) Riesgos debidos al rebasamiento del límite elástico del material; sean deformaciones permanentes de amplitud intolerable o sea ruptura pura en algún punto vital de la construcción. Estos riesgos dependen del cálculo de resistencia de materiales.

b) Riesgos manifestados bruscamente, no obstante el cálculo de resistencia de materiales que no revela en ningún punto de la construcción un rebasamiento de los límites del dominio elástico. Razón por la cuál estos riesgos son designados con el nombre genérico de "Inestabilidad Elástica" nombre que abarca al conjunto de fenómenos ruinosos que conocemos como "Flamdeo" y que son tratados en el índice 3.3 de este capítulo.

El estudio de los diversos flamdeos posibles del andamio es tan necesario debido a que son el origen de la mayor parte de los accidentes ruinosos en los andamios de gran carga o de gran altura y que ningún cálculo de resistencia de materiales podría prever o poner en evidencia. Esta circunstancia es debida al hecho de que el

el andamio es una estructura con barras de gran esbeltez y las barras tanto como las uniones trabajan a un índice de fatiga del acero extremadamente bajo.

Un cálculo riguroso de la inestabilidad elástica es muy largo y de una manipulación más delicada que aquél de resistencia de materiales, por lo que también veremos en este capítulo un método simple y rápido que nos permite evaluar las diversas cargas críticas, en forma suficientemente precisa o en su defecto colocado del lado de la seguridad.

En un sistema indeformable y satisfaciendo la relación $b = 2n - 3$, entre el número de barras y el número de nudos, el cálculo de los esfuerzos en las barras se hace sobre la configuración inicial del sistema y este cálculo es relativamente simple; pero el cálculo de estabilidad es en cambio muy laborioso porque se hace sobre el sistema deformado.

En lo que concierne al andamio tubular, es necesario distinguir entre el andamio con diagonales y el que carece de ellas, en los dos casos si se quiere tener en cuenta que el grado de ajuste de la abrazadera de ángulo recto, se tienen que hacer los cálculos sobre la configuración deformada del sistema, que son siempre complicados y prácticamente fuera de proporción con lo que se puede dedicar como tiempo para el cálculo de una construcción que como el andamio es temporal y auxiliar (excluyendo algunos casos -

excepcionales). Parece necesario entonces encontrar un método de cálculo, simple y aproximado, pero que dé siempre confianza de que sus resultados estén del lado de la seguridad. La simplificación consiste en la supresión de un cierto número de uniones existentes en el sistema y escogidas de manera que la estabilidad y la resistencia sean afectados lo menos posible y en todos los casos siempre del lado de la mayor seguridad.

Esta alternativa no se hace con la ayuda de cálculos porque se trata precisamente de evitarlos: Se hace sobre el dibujo que da la respuesta general de la deformación. El trazo correcto de esta configuración es una cuestión de experiencia y entrenamiento.

La supresión de uniones, en el caso de andamio tubular se lleva a cabo tanto sobre las barras como sobre las abrazaderas.

Consideramos una estructura en el plano (dos dimensiones) de andamio tubular y supongamos que está sometida a fuerzas exteriores aplicadas en sus nudos y situadas sobre el plano de la armazón. Los elementos mecánicos que se pueden manifestar son los siguientes:

En las barras:

Momentos flexionantes

Fuerzas cortantes

Fuerzas axiales.

En las abrazaderas:

El trabajo a flexión de la abrazadera.

El trabajo a torsión de la abrazadera.

Se llama supresión de una unión a la introducción en la barra o en la abrazadera de una modificación que suprime o atenúa - uno, varios o la totalidad de los elementos mecánicos enumerados - anteriormente. A continuación se dan algunos ejemplos de supresión de uniones:

- La introducción de una articulación en un punto cualquiera de una barra; en efecto esta introducción anula el momento flexionante en dicho punto.
- Un corte a sierra de una barra en uno de sus puntos lo que anula tanto el momento flexionante como el esfuerzo cortante y la fuerza de tensión en dicho punto.
- El reemplazo de una abrazadera de ángulo recto por una de ángulo variable, lo que anula el trabajo en torsión de la abrazadera.
- El reemplazamiento de una barra por otra barra menos rígida, o de una abrazadera de ángulo recto por otra abrazadera de ángulo recto en la cuál el coeficiente t de torsión elástica sea mayor.

En virtud del principio de Lagrange - Raleigh toda supresión de uniones, en un sistema cualquiera, no puede más que disminuir o todo o al menos dejar igual el valor de las cargas críticas de es

tabilidad elástica, inversamente, la introducción de una unión suplementaria no puede más que aumentar o todo o al menos dejar igual las cargas críticas.

El lado delicado de la aplicación de este principio en la práctica, reside en la dificultad de apreciar el límite superior de la disminución o del aumento de la carga crítica.

En el caso de la supresión de uniones, la ignorancia de este límite tiende a aumentar el coeficiente de seguridad real, en relación con aquél que ha estado deliberadamente escogido en otros términos, teniendo que colocarnos siempre del lado de mayor seguridad (lo que es benéfico) pero también puede llevarnos a una construcción más pesada y más costosa.

Veremos enseguida como se puede salir ventajosamente de este dilema en el caso de andamio tubular.

a) Andamios sin diagonales.- Como se verá más adelante, en un andamio tubular sin diagonales el único riesgo de inestabilidad es aquél de la inclinación crítica.

Consideremos un sistema en el plano, constituido por varios postes entrelazados por medio de barras horizontales (fig. 3.2.1 a) en donde los postes son cargados cada uno con una carga P .

Siempre que la carga P no haya alcanzado su valor crítico el andamio no causará ninguna deformación pero desde que esta carga crítica P_d haya sido alcanzada la inclinación crítica puede co-

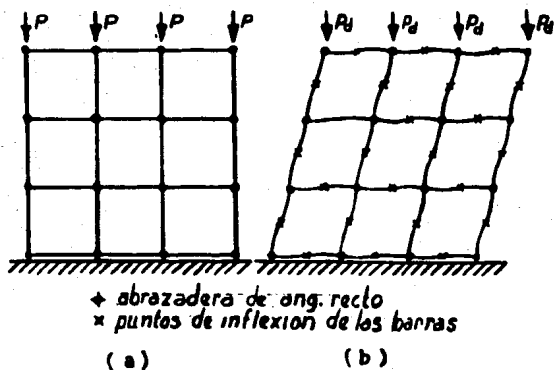


FIG. 3.2 - I

menzar.

La configuración deformada será la misma que aquella provocada por una fuerza horizontal aplicada de frente. Para el trazado de la configuración deformada correcta, es bueno considerar en primer lugar los cruceros y los nudos como infinitamente rígidos, para pasar a los cruceros y abrazaderas reales, es decir elásticas, obteniéndose de esta manera la figura 3.2-I b, en esta figura todas las barras, tanto verticales como horizontales, acusarán necesariamente un punto de inflexión situado muy cerca o también puede ser exactamente en el punto medio de las barras.

Por tanto, estos puntos de inflexión pueden ser considerados como articulaciones lo que corresponde a una supresión de una unión en este punto. Si entonces ponemos (por así decir) en me -

dio de cada barra una articulación, se pueden presentar dos casos: o el punto de inflexión está en medio de las barras que entonces la introducción de una articulación no cambia nada el comportamiento real del andamio ni el valor de la carga crítica o bien el punto de inflexión no se encuentra exactamente en medio de las barras, que en este caso, la introducción de una articulación en medio de las barras disminuirá el valor de P_d en una cantidad que sólo puede ser pequeña, dado que el punto de inflexión es al menos muy cercano.

La simplificación de los cálculos de un andamio sin diagonales consiste entonces en la introducción de articulaciones en medio de todas las barras de dicho andamio. En este mismo capítulo veremos más adelante los cálculos de resistencia y estabilidad correspondientes.

Nota importante: En un andamio sin diagonales debe procurarse que las juntas lineales sean colocadas en medio de las barras.

b) Andamios con diagonales (contraventados).- Un andamio contraventado, -es decir, geométricamente indeformable debido al número suficiente de diagonales convenientemente dispuestas-, es sometido a fuerzas exteriores tales como:

- Cargas verticales en la cabeza de los postes.
- Fuerzas horizontales (viento) llevadas a los nudos.

El cálculo de resistencia -esfuerzos en las barras y en las abrazaderas- y de estabilidad se hace generalmente basado en la hipótesis de que todos sus nudos son articulaciones. Esta hipótesis equivale a la supresión de las siguientes uniones.

- Reemplazamiento de abrazaderas de ángulo recto por abrazaderas de ángulo variable.
- La continuidad física de los tubos o a aquéllos que atraviesan los nudos del andamio son suprimidos por una articulación.

En virtud del principio de Lagrange - Raleigh estas supresiones pueden traducirse en una disminución del valor crítico de las cargas, de ahí el nombre de "hipótesis simplificadoras" dado a sus dos categorías de supresiones.

Estas supresiones no modifican en nada los esfuerzos longitudinales en las barras debido a que en un andamio dichas barras son suficientemente rígidas debido a los momentos de sus extremidades (engendrados por la rigidez asegurada por medio de las abrazaderas de ángulo recto y por la continuidad física de los tubos) y sólo producen en los nudos fuerzas cortantes despreciables en relación a las longitudinales y su influencia sobre el equilibrio de fuerzas en los nudos es por tanto ínfima, por otro lado, la deflexión de las barras debido a los momentos en las extremidades hace variar la distancia entre los nudos en una cantidad desdeñable

en relación a los alargamientos elásticos de las barras.

En cambio a estas supresiones modifican sensiblemente las condiciones de la estabilidad elástica del andamio, porque reducen los valores calculados de las cargas críticas (principio de Lagrange - Raleigh).

Esta reducción nos lleva del lado de una mayor seguridad; - pero es exagerada ya que existe el riesgo de llevarnos a sobreforzar el andamio inutilmente.

Este riesgo, como veremos, es mínimo y despreciable cuando se trata de "inclinación crítica" y de "flamdeo de conjunto", pero cuando se trata de "flamdeo local" de los postes debe ser tomado en consideración. Hay en efecto casos que por razones de economía o del lugar debemos sacar el mayor partido posible de la capacidad del andamio para soportar las cargas en la cabeza de los postes; por ejemplo: el apuntalamiento de vigas muy pesadas de concreto armado.

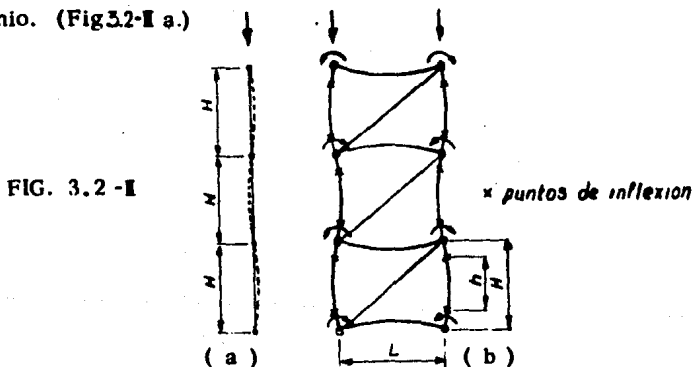
Ahora bien, las hipótesis simplificatorias reducen sensiblemente el valor de las cargas críticas de flamdeo local, incluso a veces a la mitad de sus valores reales. Se tiene por lo tanto interés en los casos de cargas elevadas para renunciar a la hipótesis para el cálculo de flamdeo local.

El problema de flamdeo local de los postes se muestra así: Las hipótesis simplificatorias nos llevan a la supresión del efecto -

de la rigidez proporcionada a los nudos por medio de las abrazaderas de ángulo recto. Bajo esta hipótesis la carga crítica de flambéo local es la de Euler

$$P_e = \pi^2 \frac{EI}{H^2}$$

Donde H es la altura de pisos (separación entre nudos); los puntos de inflexión del poste flambeado se hallan en los nudos del andamio. (Fig. 3.2-II a.)



En cambio, renunciando a estas hipótesis, se hace intervenir el momento de reacción elástica de la abrazadera de ángulo recto (efecto rigidizante del nudo), momento que tiende a evitar el flambéo. Los momentos tienen por lo tanto los sentidos indicados por las flechas en la fig. 3.2. b y crean así los puntos de inflexión en la cercanía de los nudos.

La carga crítica de flambéo local se escribe ahora:

$$P'_e = \pi^2 \frac{EI}{h^2}$$

Donde h es la distancia entre los puntos de inflexión y tenemos evidentemente que:

$$\pi^2 \frac{EI}{h^2} > \pi^2 \frac{EI}{H^2}$$

La distancia entre el nudo y el punto de inflexión es inferior a $H/4$ debido a que $H/4$ correspondería a una abrazadera de ángulo recto muy rígida y a tubos horizontales también rígidos, por consiguiente se tiene necesariamente que:

$$h > \frac{H^2}{2}$$

Nota: Los dispositivos de acoplamiento (juntas lineales) longitudinal utilizados en los andamios tubulares toleran siempre una ligera rotación, de uno de los dos tubos que ensamblan en relación al otro, siendo esto una verdadera supresión de uniones que anula los momentos de flexión de débil intensidad. Es pues lógico el colocar dichas juntas en los puntos en donde no se manifiesten momentos flexionantes, por ejemplo en los puntos de inflexión.

3.2.1 Naturaleza de los diversos estados de inestabilidad elástica en un andamio tubular.

En el cálculo de estabilidad de un andamio tubular nos encontramos con una dificultad: La de que no podrá ser ejecutado sin el conocimiento previo de la naturaleza de los flambeos posibles así como de la configuración general de la deformación que los ca-

racterice.

En estas condiciones, los flambeos que podrán presentarse son:

1. Inclinación crítica.
2. Flambeo local de las barras.
3. Flambeo de conjunto del andamio.

La inclinación crítica puede manifestarse tanto en andamios reforzados como en los no reforzados.

En el andamio reforzado esta inclinación es debida al flambeo del triángulo de estabilidad. Las fórmulas de aplicación práctica son dadas en el próximo inciso.

En el andamio sin diagonales, la inclinación es debida a los fenómenos de inestabilidad elástica análogos a los de un portico y de un marco de material tubular. Las fórmulas de aplicación práctica se dan también en el próximo inciso.

La inclinación crítica es uno de los dos casos, provocada por el esfuerzo cortante que se manifiesta a los distintos niveles bajo la acción de cargas axiales en los postes.

Los riesgos de dicha inclinación ruinosos son soportados en la siguiente forma:

- a) En el andamio reforzado, por las diagonales principalmente, y por la reacción elástica de los nudos, secundariamente.

- b) En el andamio sin diagonales, por la reacción elástica - de los nudos.

Flamdeo local de las barras.- Este tipo de flamdeo no puede —por definición— manifestarse en un andamio no reforzado.

Se designa con este nombre al flamdeo de una barra entre - sus dos nudos cuando sus nudos son fijos o casi fijos; no se aplica más que a las barras de un sistema indeformable.

La carga crítica correspondiente a este flamdeo es dada por la compresión de la barra de flamdeo.

Flamdeo de conjunto del andamio.- Este riesgo sólo se examina para los andamios muy esbeltos y es debido a las deformaciones elásticas de los postes y más preciso, a las diferencias que se manifiestan entre las deformaciones de un poste a otro cuando el - andamio se dobla por alguna razón adventicia cualquiera, viento, - etc.

3.2.2 Inclinación crítica.

El mecanismo de inclinación crítica se presenta en forma - distinta, de acuerdo al tipo de andamio (reforzados o no).

Cuando no existen diagonales, únicamente las reacciones de las abrazaderas y la continuidad de los tubos se oponen al movimiento que tiende a ser provocado por las cargas -de intensidad - demasiado débil- aplicadas en las cabezas de los postes.

En el andamio con diagonales, son éstas precisamente las -

que aseguran la estabilidad porque no tenemos cuenta deliberada -- mente, debido a un juego de hipótesis simplificadoras, de las reac-- ciones de las abrazaderas ni de la continuidad; un cálculo comple-- to nos aportaría una débil contribución a la carga crítica.

No considerando este incremento, nos beneficiaremos con -- una seguridad mayor.

a) **Inclinación crítica de un andamio no reforzado.**

Un andamio no reforzado puede ser considerado como com -- puesto por el ensamblaje de estructuras elementales (fig 3.2.2 -1) constando cada una con un nudo, una o dos medias barras de pos -- tes y una o dos medias barras de horizontales. De tal forma que -- tenemos cuatro tipos diferentes de estructuras elementales (3.2.2- II).

TIPO I : Nudos de postes de entrada

TIPO II : Nudos interiores.

TIPO III : Nudos de ángulo.

TIPO IV : Nudos de horizontales alto y bajo.

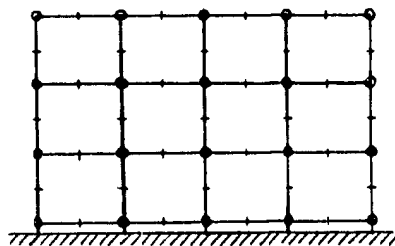


FIG. 3.2.2 -I

Se puede demostrar que las extremidades de las medias barras, son sensiblemente los puntos de inflexión del andamio inclinado que en las medias barras de los horizontales se encuentran siempre precisamente en los nudos.

Calculamos la carga de inclinación crítica P_d de cada tipo de estructura elemental utilizando un método análogo al que se verá en el inciso (3.3.1).

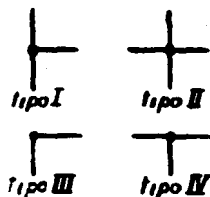


FIG. 3.2.2 - I

- ✦ Junta ortogonal
- Punto de inflexión (articulación)
- △ Apoyo libre

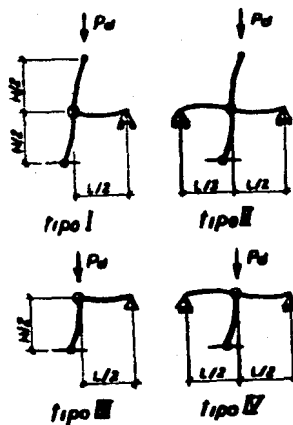


FIG. 3.2.2 - II

El valor de la carga P_d de inclinación crítica está dado, para los cuatro tipos de estructura elemental, por la siguiente fórmula.

$$P_d = 4 \lambda^2 \frac{EI}{H^2}$$

Donde, para el andamio de la figura (3.2.2-1):

H es la altura del piso.

L es la separación entre postes

EI es la rigidez de flexión de postes y horizontales.

t es el coeficiente de torsión de la abrazadera de ángulo-recto y donde: μ es la raíz de una de las cuatro ecuaciones siguientes, correspondiendo para cada ecuación - un tipo de estructura elemental.

La ecuación para el tipo I es:
$$\frac{H}{2\mu \tan \mu} = 2(tEI + \frac{L}{6})$$

La ecuación para el tipo II es:
$$\frac{H}{2\mu \tan \mu} = 2(tEI + \frac{L}{12})$$

La ecuación para el tipo III es:
$$\frac{H}{2\mu \tan \mu} = tEI + \frac{L}{6}$$

La ecuación para el tipo IV es:
$$\frac{H}{2\mu \tan \mu} = tEI + \frac{L}{12}$$

De acuerdo a estas ecuaciones tenemos que

$$P_{d_I} < P_{d_{II}} < P_{d_{III}} < P_{d_{IV}}$$

Donde para calcular utilizaremos la curva de la gráfica de la siguiente página.

Veamos unos ejemplos para aclarar ideas.

- 1.- Calcular la carga P_d de inclinación crítica para el andamio de un piso (fig. 3.2.2 -IV) formado a base de tubo 40 - 49 (espesor de pared: 3.25 mm) y con las dimensiones y características siguientes.

$$H = 180 \text{ cm}$$

$$L = 180 \text{ cm}$$

$$EI = 24.6 \times 10^6 \text{ Kg-cm}^2$$

$$t = 3 \times 10^{-6} \text{ Rad./ (Kg-cm)}$$

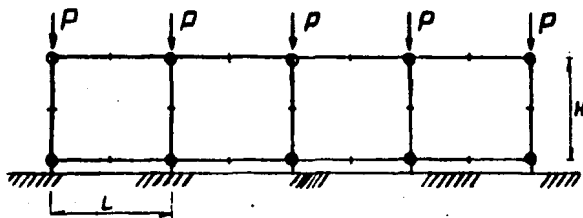


FIG. 3.2.2 - IV

Postes extremos.

Para estos postes la carga de inclinación crítica está dada por la ecuación del tipo ■ (nudo de ángulo), por tanto:

$$\frac{H}{2 \mathcal{M} \tan \mathcal{M}} = tEI + \frac{L}{6}$$

sustituyendo valores

$$\frac{180}{2 \mathcal{M} \tan \mathcal{M}} = (3 \times 10^{-6}) \times (24.6 \times 10^6) + \frac{180}{6} = 103.8$$

Luego entonces $M \tan \mu = 0.87$

En la curva $M \tan \mu$ en función de M^2 encontramos que

$$M^2 = 0.70$$

por lo tanto

$$P_d = 4 M^2 \frac{EI}{H^2} = \frac{4 \times 0.70 \times 24.6 \times 10^6}{180^2}$$

$$P_d = 2,120 \text{ Kg}$$

Postes Interiores:

Aplicando la ecuación de tipo IV tenemos que:

$$\frac{H}{2 M \tan \mu} = t EI - \frac{1}{12}$$

$$\frac{180}{2 M \tan \mu} = 73.8 + 15$$

$$M \tan \mu = 1.01 \quad \Rightarrow \quad M^2 = 0.75$$

$$P_d = 4 M^2 \frac{EI}{H^2} = \frac{4 \times 0.75 \times 24.6 \times 10^6}{180^2}$$

$$P_d = 2,270 \text{ Kg}$$

De acuerdo a ésto cuando las cargas aplicadas alcanzaran - 2 120 Kgs sobre cada poste extremo y 2 270 Kgs sobre cada poste interior, el andamio estará propenso a sufrir inclinación crítica,

La carga total aplicada alcanza entonces

$$2 \times 2\,120 + 3 \times 2\,270 = 11\,050 \text{ Kgs.}$$

a la cuál llamaremos: Carga total de inclinación crítica del andamio y que designaremos por P_{dt} .

2.- Se desea encontrar la carga P_d de inclinación crítica para un andamio de las mismas características y dimensiones que el problema número 1 pero con tres niveles (fig. 3.2.2 -V).

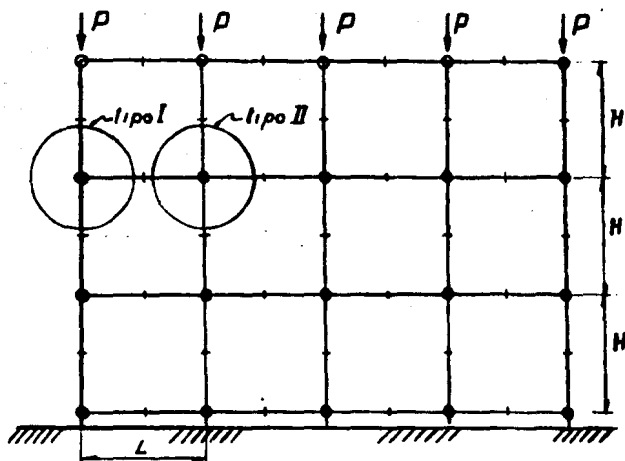


FIG. 3.2.2 -V

En este tipo de andamios debemos escoger por medio de las estructuras elementales que se presentan a lo largo de un poste, -aquella que acuse la menor carga de inclinación crítica, por lo tanto, para los postes de los extremos la más débil corresponde al tipo I, y para los postes interiores al tipo II.

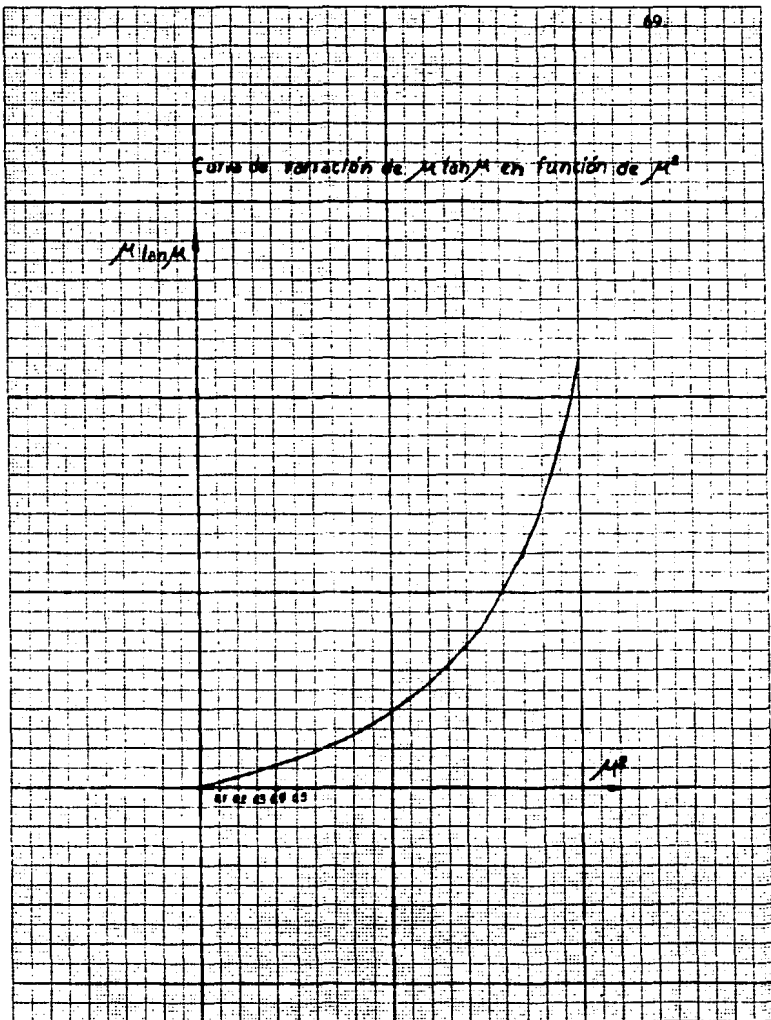
Por lo que para los postes de los extremos, resolveremos - la ecuación del tipo I.

Curva de variación de $\mu \tan \mu$ en función de μ^2

$\mu \tan \mu$

01 02 03 04 05

μ^2



$$\frac{H}{2M \tan \alpha} = 2 \left(EI + \frac{L}{6} \right)$$

$$\frac{180}{2M \tan \alpha} = 2 \left(3 \times 10^{-6} \times 24.6 \times 10^6 + \frac{180}{6} \right)$$

$$M \tan \alpha = 0.43 \quad \Rightarrow \quad \alpha^2 = 0.39$$

entonces

$$P_{dI} = 4M^2 \frac{EI}{H^2} = \frac{4 \times 0.39 \times 24.6 \times 10^6}{180^2}$$

$$P_{dI} = 1.180 \text{ Kgs.}$$

Para los postes interiores aplicaremos entonces la ecuación de tipo

I.

$$\frac{H}{2M \tan \alpha} = 2 \left(EI + \frac{L}{12} \right)$$

$$\frac{180}{2M \tan \alpha} = 2 \left(3 \times 10^{-6} \times 24.6 \times 10^6 + \frac{180}{12} \right)$$

$$M \tan \alpha = 0.51 \quad \Rightarrow \quad \alpha^2 = 0.44$$

$$P_{dII} = \frac{4 \times 0.44 \times 24.6 \times 10^6}{180^2}$$

$$P_{dII} = 1,330 \text{ Kg}$$

Para este caso cuando las cargas aplicadas lleguen a 1 180 - Kg. sobre cada poste de los extremos y a 1 330 Kg. sobre cada - poste interior, el andamio no estará todavía en el límite de inclina

ción crítica, debido a que hemos despreciado las rigideces suplementarias que aportan las estructuras de los tipos III y IV.

Pero estaremos seguros que el total de las cargas

$$2 \times 1180 + 3 \times 1330 = 6350 \text{ Kg.}$$

es un poco más pequeño que la verdadera carga total de inclinación crítica. Este resultado evidentemente es verdadero para cualquier número (mayor de uno) de pisos y aún más cerca de la verdadera carga si el número de pisos es elevado. Este total de 6350 Kg. inferior a la carga verdadera de inclinación crítica será también designada por Pdt.

Por último, para el caso de una torre de trabajo con un número cualquiera de pisos (fig. 3.2.2 -VI) no hay más que postes de extremos y la carga total de inclinación crítica (considerando las mismas características de los ejemplos anteriores) es:

$$Pdt = 2 \times 1180 = 2360 \text{ Kg.}$$

Ahora bien, las cargas de los andamios citados en los ejemplos anteriores han sido, para los postes de los extremos, todas iguales a Pd (III) ó a Pd (I) y para los postes interiores todas iguales a Pd (IV) ó a Pd (II).

En el caso de que las cargas sean de magnitudes distintas , los cálculos efectuados sobre el marco cargado con P a la derecha y P' a la izquierda (fig. 3.2.2 -VII) muestran que cualquier que sea la relación P/P' la carga total de inclinación crítica -

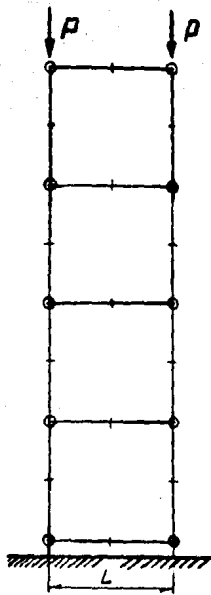


FIG. 3.2.2 VI

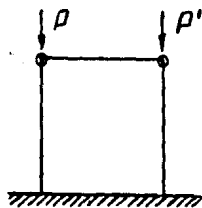


FIG. 3.2.2 -VII

P_{dt} , varía muy poco cuando esta relación varía de 0 a infinito.

El valor máximo de P_{dt} se presenta cuando las cargas son iguales.

El valor mínimo de P_{dt} , cercano del valor máximo, se presenta cuando un sólo poste es cargado, aquél de la derecha (relación infinita) o aquél de la izquierda (relación cero).

La diferencia entre los valores máximo y mínimo es lo suficientemente reducida para que se pueda despreciar y basarse únicamente por ejemplo en el valor máximo. La consideración del valor mínimo de P_{dt} haría disminuir el coeficiente de seguridad en algunas décimas y el cuál sería del orden de 3 a 4; pedir también mucha precisión sería ilusorio, habiendo elegido al arbitrio dicho coeficiente de seguridad.

La extensión de estos resultados nos lleva a pensar que el valor P_{dt} representa más o menos la carga total de inclinación crítica en el caso donde los postes son cargados de cualquier forma. Pero debe quedar bien claro que sobre ningún poste la carga aplicada deberá llegar al valor crítico de flambéo local. Pero que se tendría que calcular de acuerdo a la forma descrita en el inciso respectivo y como si el andamio fuera de nudos fijos en el espacio.

b) Inclinación crítica de un andamio reforzado. Para este caso nos encontramos con un fenómeno de inestabilidad elástica, de colapso y espontánea, que puede manifestarse tanto sobre todo el

andamio como sobre varios pisos solamente. Su definición y el mecanismo en sí fueron dados en forma somera en el inciso 3.2.1, - recordemos:

1. Es provocado por las cargas axiales en los postes.
2. Depende principalmente del número y la disposición de las diagonales, piso por piso.
3. El mecanismo que lo provoca es el flambeo de los triángulos de estabilidad.

Además adjuntaremos:

4. Es evidente que las cargas axiales (en los postes) de las que se trata aquí deben ser necesariamente inferiores a aquéllas de flambeo local de los postes, sin que el colapso del andamio pueda producirse por flambeo local antes que la inclinación crítica se pueda manifestar.
5. La localización última de la inclinación crítica no es solamente al nivel del piso sino en una cierta fila de postes del piso considerado (se entiende por fila de postes el sistema plano de postes unidos por los mismos horizontales).
6. Se puede hablar, para cada fila de postes de un piso, de una carga P_{dt} de inclinación crítica que es la suma de las cargas axiales de los postes. Es, en efecto, más o menos exacto que este valor P_{dt} es independien

te de la manera en que sea repartida entre los postes -
(bajo restricción indicada en 4).

7. La influencia del viento sobre el valor de Pdt no es despreciable ya que puede retardar o facilitar la instauración del estado de estabilidad elástica al de inclinación, en otros términos; aumentar o disminuir el valor de Pdt . Siguiendo la dirección del viento en relación a la orientación del triángulo de estabilidad, designado por A el vértice superior, por C el vértice en ángulo recto y por B el tercer vértice (figs. 3.2.2 -V■, 3.2.2 IX y 3.2.2 X) y en la hipótesis de un viento soplando de izquierda a derecha, podemos decir que:

Si el recorrido de las fuerzas en el triángulo sigue los nudos A, B, C en el sentido de las manecillas del reloj (triángulo directo), el efecto del viento es favorable a la estabilidad (fig. 3.2.2 IX), por lo que el viento hará aumentar el valor de Pdt . En el caso contrario, (fig. 3.2.2 V■) el efecto es desfavorable y Pdt disminuye.

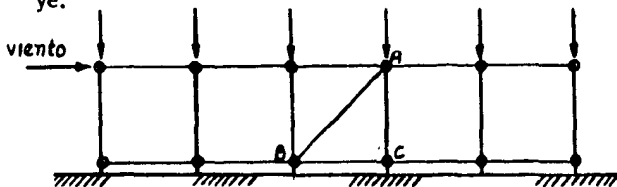


FIG. 3.2.2 -V■

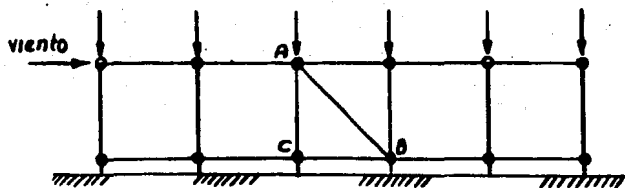


FIG. 3.2.2-IX

Con la inspección de las figuras 3.2.2-VIII y 3.2.2-IX, nos damos cuenta que los efectos mencionados son lo bastante intuitivos, para poderlos entender directamente, sin necesidad de cálculo. Pudiéndose demostrar que estos efectos, actuando en el mismo plano, no son solamente opuestos sino también iguales y se anulan recíprocamente. Es el caso de la figura 3.2.2-X, para la cual el efecto del viento sobre el valor de Pdt es nulo de cualquiera de los dos lados que sopla.

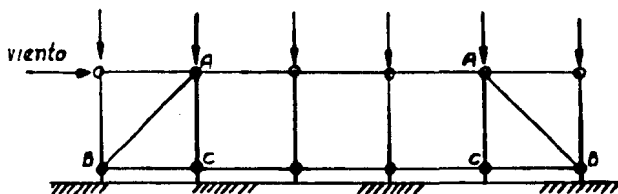


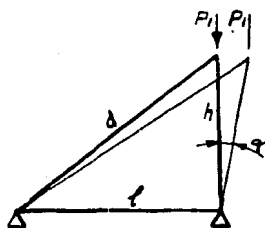
FIG. 3.2.2-X

De acuerdo a lo anterior es recomendable colocar lo más - que sea posible diagonales encontradas en todos los pisos y en todas las filas de postes de tal forma que tomaremos como regla obligatoria que cada vez que se trate de un andamio expuesto al viento y

con cargas pesadas en los postes (por ejemplo, andamios de apuntalamiento pesados, es decir, cerca de la carga crítica de flambéo local por supuesto ya aplicado el coeficiente de seguridad), será necesario proveer un número par de diagonales en cada piso y en cada fila de postes, por lo que la carga crítica de inclinación será la calculada para el caso de viento nulo, es decir P_{dt} .

Cálculo de la carga crítica total P_{dt} de inclinación.

En este caso el estudio de la inestabilidad elástica deberá hacerse a partir del sistema deformado. Por lo cuál tomaremos un triángulo rectángulo articulado, considerado desde ahora como triángulo de estabilidad, se designarán las longitudes de sus lados por d , h y l . Figura 3.2.2 -XI



d longitud de la diagonal

h longitud del poste

l longitud del horizontal

FIG. 3.2.2 -XI

Designando por α el ángulo de inclinación del poste sobre la vertical, las ecuaciones de los esfuerzos en las barras se escriben:

En la diagonal	$T_d = \alpha P_1 \frac{d}{l}$	}	3.2.2 -a
En el poste	$T_h = -P_1 (1 - \alpha \frac{h}{l})$		
En el horizontal	$T_l = -\alpha P_1$		

Donde el signo positivo significa tensión y el negativo con - presión.

Si adjuntamos al triángulo un segundo poste y un horizontal superior, tendremos una célula de andamio (fig. 3.2.2 -XII)

Considerando -conforme a las hipótesis simplificatorias- como un sistema de barras articuladas entre ellas y ligeramente inclinado un ángulo hacia la derecha. Cargando unicamente el poste izquierdo con P_0 , suscitará en las barras del sistema los esfuerzos axiales siguientes.

en el horizontal superior:	$-\alpha P_0$ (compresión)	}	3 2 2 1 b
en el poste izquierdo:	$-P_0$ (compresión)		
en la diagonal:	$T_d = \alpha P_0 \frac{d}{l}$ (tensión)		
en el poste derecho:	$T_h = -\alpha P_0 \frac{h}{l}$ (compresión)		
en el horizontal inferior:	$T_l = \text{Nulo}$ (no trabaja)		

En estos cálculos se considera α con un valor muy cercano a 1 por lo que sus potencias superiores serán iguales (α^2).

Si completamos la figura 3.2.2 -XII de un número $p - 2$ de

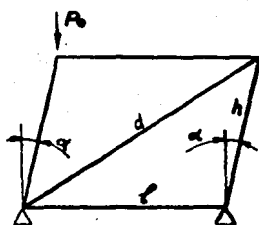


FIG. 3.2.2 -XI

postes todos igualmente cargados (P) de punta excepto los dos -
postes pertenecientes a la fig. 3.2.2 -XI

Ver Fig. 3.2.2 -XI

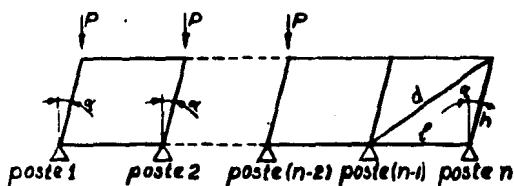


FIG. 3.2.2 -XII

Al aplicar cremona a este sistema nos muestra que las fuer-
zas que resultan, en las barras del triángulo de estabilidad, al apli-
car la carga P a los $n - 2$ postes son:

En la diagonal	$T_d = + (n - 2) \alpha P \frac{h}{l}$	(tensión)	} 3.2.2.1.c
En el poste	$T_h = - (n - 2) \alpha P \frac{h}{l}$	(compresión)	

En el horizontal

$T_e = \text{Nulo}$ (no trabaja)

(esfuerzos calculados como aquéllos de las ecuaciones (3.2.2 - b), considerando α casi igual a 1)

Las ecuaciones (3.2.2 - a, -b, -c) dan las fuerzas reales-suscitadas en las tres barras del triángulo de estabilidad al cargar de punta los postes del piso examinado.

Por otro lado daremos la ecuación:

$$\alpha = \frac{1}{\lambda h} (-\ell \Delta \ell - h \Delta h - d \Delta d) \quad 3.2.2 - d$$

que nos da el ángulo de inclinación de los postes respecto a la vertical y que llamaremos ecuación crítica, ya que nos da el medio para calcular las cargas críticas que provocan el flambéo de conjunto del triángulo de estabilidad, flambéo que es la causa de la inclinación crítica del andamio al piso donde se encuentra este triángulo. Esta ecuación (3.2.2 - d) será válida para cualquiera que sea la orientación de la fuerza aplicada al vértice A, fuerza que suscita las variaciones de las longitudes ($\Delta h, \Delta d, \Delta \ell$) de las barras.

O sea que las ecuaciones 3.2.2 -a, -b, -c, -d permiten el cálculo de las cargas críticas de inclinación en todos los casos.

Veamos entonces tres casos que se presentan en una célula de andamio.

Primer caso:

El poste derecho tiene aplicada una carga P_1 como lo muestra la figura 3.2.2 -XIV

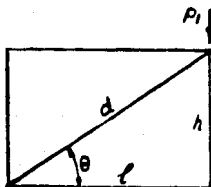


FIG. 3.3.2 -IV

De acuerdo a la ecuación 3.2.2 -a tenemos que:

$$T_d = \alpha P_1 \frac{d}{l}$$

$$T_h = -P_1 \left(1 - \alpha \frac{h}{l}\right)$$

$$T_l = -\alpha P_1$$

De donde:

$$\Delta d = K_d \alpha P_1 \frac{d}{l}$$

$$\Delta h = -K_h \left(1 - \alpha \frac{h}{l}\right) P_1$$

$$\Delta l = -K_l \alpha P_1$$

El valor de P_1 crítica es entonces:

$$P_{1d} = \frac{h l^2}{K_d d^2 + K_h h^2 + K_l l^2} \quad 3.2.2 - e$$

Donde las notaciones K_d , K_h y K_l son respectivamente los coeficientes de deformación elástica de la diagonal, del poste y de-

la barra horizontal cuyos valores son dados en el apéndice ■ - A .

Por lo tanto:

$$K_d = 2k(1 + \operatorname{sen}^2 \theta)$$

$$K_h = \text{Practicamente nulo}$$

$$K_l = 2k$$

3.2.2 -f

Donde k es el coeficiente de trabajo elástico de la abrazadera de ángulo recto.

Llevando estos valores a la ecuación (3.2.2 - e) obtenemos:

$$P_{id} = \frac{h \ell^2}{4k d^2} = \frac{h \cos^2 \theta}{4k} \quad 3.2.2 -g$$

Segundo caso:

Una carga P_0 aplicada al poste izquierdo .(fig. 3.2.2 -XV)

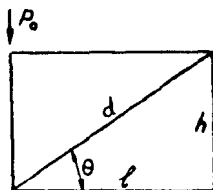


FIG. 3.2.2 -XV

De acuerdo a las ecuaciones 3.2.2 -b se tiene que:

$$T_d = \alpha P_0 \frac{d}{l} \quad T_h = -\alpha P_0 \frac{h}{l} \quad T_l = 0$$

y en virtud de las ecuaciones (3.2.2-f) tenemos:

$$\Delta d = K_d \propto P_0 \frac{d}{l} = 2k \left(1 + \frac{h^2}{d^2}\right) \propto P_0 \frac{d}{l}$$

y

$$\Delta h = 0 \quad \Delta l = 0$$

por lo que la ecuación crítica se escribe:

$$\alpha = \frac{1}{l h} d \Delta d = \frac{d}{l h} 2k \left(1 + \frac{h^2}{d^2}\right) \propto P_0 \frac{d}{l}$$

obteniendo finalmente:

$$P_{0d} = \frac{h l^2}{2k(d^2 + h^2)} = \frac{h \cos^2 \theta}{2k(1 + \tan^2 \theta)} \quad 3.2.2-h$$

Este valor crítico de P_0 es ligeramente mayor al de P_1 .

Tercer caso:

Ambos postes cargados, el izquierdo con P_0 y el derecho con P_1 (fig. 3.2.2-XVI)

Aquí las fuerzas en las barras son iguales a la suma de las fuerzas del primero y segundo casos.

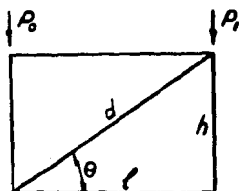


FIG. 3.2.2-XVI

o sea:

$$T_d = (P_1 + P_0) \alpha \frac{d}{l}$$

$$T_l = -\alpha P_1$$

Las K_d y K_e son aquéllas indicadas en la ecuación (3.2 2-f).

La ecuación crítica queda como sigue:

$$2P_1 + P_0 (1 + \operatorname{sen}^2 \theta) = \frac{h \cos^2 \theta}{2k}$$

que para el caso particular donde $P_1 = P_0 = P$ quedará:

$$2P_d = \frac{h \cos^2 \theta}{k(4 - \cos^2 \theta)}$$

Ahora bien, consideremos el caso de un piso con un número de postes igualmente cargados con P y en el cuál un sólo tramo es reforzado (fig. 3.2.2 -XVII)

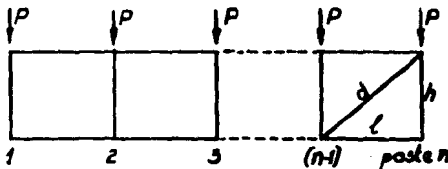


FIG. 3.2.2 -XVII

en virtud de las ecuaciones 3.2.2. a, b, c tenemos que:

$$T_d = \alpha P \frac{d}{l} + \alpha P \frac{d}{l} + (n-2) \alpha P \frac{d}{l}$$

$$T_d = n \alpha P \frac{d}{l}$$

$$T_l = -\alpha P + 0 + 0$$

De donde, y de acuerdo a la ecuación crítica (3.2.2-d) - así como de los valores K_d , K_h , K_l se tiene:

$$nP_d = \frac{h \cos^2 \theta}{k(4 + (2/n - 2) \cos^2 \theta)}$$

Donde nP_d designa la carga total.

3.3 Tipos de falla

3.3.1 Flambéo local de los postes.

Como ya se dijo, para poder estudiar el flambéo de un andamio tenemos que conocer de antemano la configuración general de la deformación que le caracterice.

Consideremos, para comenzar, en un andamio tubular de grandes dimensiones contraventeado (muy alto, muy largo, muy ancho), una región central alejada tanto del suelo como de la parte superior y de toda la región perimétrica del andamio, consideremos en esta región una armazón casi plana constituida por una fila de postes igualmente cargados por P , de extremidad.

Esta fila será escogida en la dirección para la cuál L sea la más grande. Esta última consideración es importante debido a que el flambéo principia necesariamente en el plano de la L ma-

yor.

En estas condiciones no se pueden suponer más que dos modos de flambéo local (figuras 3.3.1-I y 3.3.1-II)

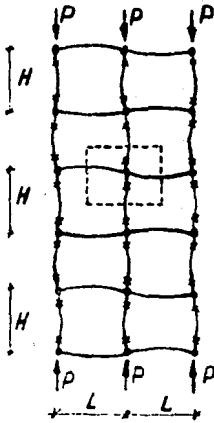


FIG. 3.3.1-I

♦ Junta ortogonal
x Puntos de inflexión

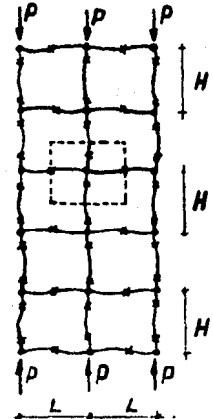


FIG. 3.3.1-II

Si tratamos de dilucidar cuál de estas dos configuraciones tiene más significación real, sólo podremos calcular el valor crítico de P para ambas configuraciones debiendo escoger aquél al que corresponda el más pequeño de los valores.

Hagamos un corte en cada una de las figuras y formemos un sistema A B C D (figuras 3.3.1-III y 3.3.1-IV) a base de un tramo de horizontal B A y de un tramo de poste A C unidos con la ayuda de una abrazadera de ángulo recto (Nudo simple). Habiendo hecho los cortes de B y D a la mitad de la separación -

L entre postes y los cortes A y C a la mitad de la separación H entre horizontales.

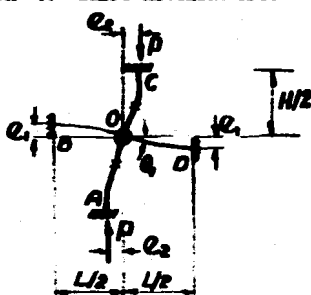


FIG. 3.3.1-III

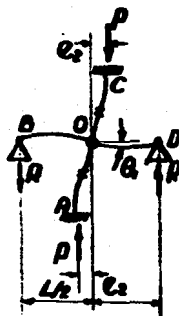


FIG. 3.3.1-IV

Aislemos estos dos sistemas de barras (figs. 3.3.1-III y 3.3.1-IV, extraídas respectivamente de las figuras 3.3.1 y 3.3.1-II).

Complementémoslas de apoyos y de las solicitaciones de manera que reconstruyamos el estado de esfuerzo y de deformación que tenían cuando formaban parte del andamio, o sea, la compresión P de los postes, compresión nula en los horizontales, momentos flexionantes proporcionados por los empotramientos en una dirección fija, finalmente los puntos de inflexión reemplazados por las articulaciones con reacciones verticales.

Cálculo de la carga crítica del sistema de la figura 3.3.1-III

El sistema está constituido de dos tubos unidos en su parte-

media por un nudo simple.

Con los momentos de extremidad de las barras, por razones de simetría podemos hacer la siguiente colocación:

$$M_{ao} = M_{co} \quad \text{valor común designado por } M_2$$

$$M_{bo} = M_{do} \quad \text{valor común designado por } M_1$$

o sea:

$$\left. \begin{aligned} M_{ao} = M_{co} & \quad (= M_2) \\ M_{bo} = M_{do} & \quad (= M_1) \end{aligned} \right\} 3.3.1 - a$$

También, conforme a la definición de los momentos de extremidad

$$\left. \begin{aligned} M_{oa} = M_{oc} & = -(M_2 + P e_2) \\ M_{ob} = M_{od} & = -M_1 \end{aligned} \right\} 3.3.1 - b$$

Ángulos de extremidad de las barras:

En virtud de la continuidad física de cada uno de los tubos a través del nudo se tiene

$$\theta_{oa} = \theta_{oc} \quad \text{valor común designado por } \theta_2$$

$$\theta_{ob} = \theta_{od} \quad \text{valor común designado por } \theta_1$$

o sea

$$\left. \begin{aligned} \theta_{oa} = \theta_{oc} & \quad (= \theta_2) \\ \theta_{ob} = \theta_{od} & \quad (= \theta_1) \end{aligned} \right\} 3.3.1 - c$$

finalmente, debido al empotramiento de las cuatro extremidades A,

B, C, D, tenemos que: $\theta_{ao} = \theta_{bo} = \theta_{co} = \theta_{do} = 0$ (3.3.1 - d)

Ecuación del nudo simple.

Ecuación de equilibrio que escribimos en base a las ecuaciones (3.3.1-b)

$$M_{oa} + M_{ob} + M_{oc} + M_{od} = -(2M_1 + 2M_2 + 2Pe_2) = 0 \quad 3.3.1-e$$

ecuación de deformación elástica del nudo

$$\theta_2 - \theta_1 = t(M_{ob} + M_{od})$$

que en virtud de la ecuación (3.3.1-b) se escribe:

$$\theta_2 - \theta_1 = -2tM_1 \quad 3.3.1-f$$

Ecuaciones de las barras.

Debido a la simetría del sistema, podemos escribir las ecuaciones de 2 barras solamente digamos OC y OD.

La barra OC se encuentra sometida a una compresión P y el apoyo C sufre un desplazamiento hacia la derecha e_2 . Por lo tanto sus dos ecuaciones se escriben:

$$\frac{2EI}{H} \theta_{oc} = M_{oc} f(\mathcal{M}) + M_{co} \varphi(\mathcal{M}) + \frac{2EI}{H} \frac{2e_2}{H}$$

$$\frac{2EI}{H} \theta_{co} = M_{co} f(\mathcal{M}) + M_{oc} \varphi(\mathcal{M}) + \frac{2EI}{H} \frac{2e_2}{H}$$

De acuerdo a las ecuaciones (3.3.1-a, -b, -c, -d) sus dos ecuaciones se escriben, en definitiva:

$$\begin{aligned} \frac{2EI}{H} \theta_2 &= -(M_2 + \rho e_2) f(\mathcal{M}) + M_2 \varphi(\mathcal{M}) + \frac{4EI}{H^2} e_2 \\ 0 &= M_2 f(\mathcal{M}) - (M_2 + \rho e_2) \varphi(\mathcal{M}) + \frac{4EI}{H^2} e_2 \end{aligned} \quad 3.3.1-g$$

Donde $\mathcal{M} = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{D}{EI}}$ por definición

La barra OD no está sometida a compresión y su apoyo en D tiene un desplazamiento hacia abajo igual a e, en estas condiciones y sus dos ecuaciones se escriben:

$$\begin{aligned} \frac{2EI}{L} \theta_{od} &= \frac{1}{3} M_{od} - \frac{1}{6} M_{do} + \frac{2EI}{L} \frac{2e}{L} \\ \frac{2EI}{L} \theta_{do} &= \frac{1}{3} M_{do} - \frac{1}{6} M_{od} + \frac{2EI}{L} \frac{2e}{L} \end{aligned}$$

de acuerdo también a las ecuaciones 3.3.1-a, -b, -c, -d sus dos ecuaciones se escriben en definitiva:

$$\left. \begin{aligned} \frac{2EI}{L} \theta_1 &= -\frac{M_1}{3} - \frac{M_1}{6} + \frac{4EI}{L^2} e_1 = -\frac{M_1}{2} + \frac{4EI}{L^2} e_1 \\ 0 &= \frac{M_1}{3} + \frac{M_1}{6} + \frac{4EI}{L^2} e_1 = \frac{M_1}{2} + \frac{4EI}{L^2} e_1 \end{aligned} \right\} 3.3.1-h$$

Disponemos por lo tanto de seis ecuaciones lineales y homogéneas en:

$$M_1, M_2, \theta_1, \theta_2, e_1 \text{ y } e_2 \quad (\text{las incógnitas})$$

o sea las ecuaciones (3.3.1-e) y (3.3.1-f) las dos ecuaciones (3.3.1-g) y las dos ecuaciones (3.3.1-h).

Igualando su determinante a cero y teniendo en cuenta la relación $M = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{P}{EI}}$ así como de la identidad

$$f(M) - \varphi(M) = \frac{1}{M} \tan \frac{M}{2}$$

obtenemos la ecuación crítica:

$$\frac{\tan \frac{M}{2}}{M} + \frac{5L + 12LEI}{3H} = 0 \quad 3.3.1-i$$

Donde la raíz M satisface el valor crítico de carga P del sistema, es decir la carga de flambéo local P_{cr} (siguiendo la configuración dada en la fig. 3.3.1 -I) del andamio en estudio estará dada por:

$$P_{cr} = 4M^2 \frac{EI}{H^2} \quad 3.3.1-j$$

Pasemos ahora al cálculo de la carga crítica del sistema de la figura (3.3.1. -IV)

Momentos de extremidad de las barras.

Por razones de simetría, podemos escribir $M_{ao} = M_{co}$, designando por M_2 su valor común, se tiene la ecuación:

$$M_{ao} = M_{co} (= M_2)$$

y ya que los apoyos B y D son simples, tenemos

$$M_{do} = M_{co} = 0 \quad 3.3.1 - a'$$

Conforme a la definición del momento de extremidad de las barras tenemos que:

$$\left. \begin{aligned} M_{oa} &= M_{oc} = -(M_2 + Pe_2) \\ M_{ob} &= M_{od} = R \quad L/2 \end{aligned} \right\} 3.3.1. -b'$$

Angulo de extremidad de las barras.

Como en el precedente ejemplo y por las mismas razones.

$$\left. \begin{aligned} \theta_{oa} &= \theta_{oc} (= \theta_2) \\ \theta_{ob} &= \theta_{od} (= \theta_1) \end{aligned} \right\} 3.3.1 -c'$$

$$\theta_{ao} = \theta_{co} = 0 \quad 3.3.1 -d'$$

Ecuación del nudo simple.

Ecuación de equilibrio

$$M_{oa} + M_{ob} + M_{oc} + M_{od} = 0$$

de acuerdo a las ecuaciones (3.3.1. -b)

$$2M_2 + 2Pe_2 - RL = 0 \quad 3.3.1 -e'$$

Ecuación de deformación elástica del nudo

$$\theta_2 - \theta_1 = t (M_{ob} + M_{od})$$

que en virtud de la ecuación (3.3.1 -b') escribimos:

$$\theta_2 - \theta_1 = t RL \quad 3.3.1 -f'$$

Ecuaciones de las barras.

Como en el ejemplo anterior, debido a la simetría del sistema se puede escribir las ecuaciones de 2 barras únicamente, digamos OC y OD. La barra OC se encuentra sometida a una -

compresión P y su apoyo C sufre un desplazamiento hacia la derecha teniendo un valor igual a e_2 . Sus ecuaciones se escriben exactamente como aquéllas de la figura 3.3.1-II, son en definitiva, tomando en consideración las ecuaciones 3.3.1-a', -b', -c', -d'

$$\left. \begin{aligned} \frac{2EI}{H} \theta_2 &= -(M_2 + Pe_2) f(\mathcal{M}) + M_2 \varphi(\mathcal{M}) + \frac{4EI}{H^2} e_2 \\ 0 &= M_2 f(\mathcal{M}) - (M_2 + Pe_2) \varphi(\mathcal{M}) + \frac{4EI}{H^2} e_2 \end{aligned} \right\} \text{3.3.1-g'}$$

$$\text{Donde } \mathcal{M} = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

La barra OD no es sometida a compresión y sus apoyos no sufren desplazamientos. En estas condiciones sus dos ecuaciones se escriben:

$$\frac{2EI}{L} \theta_{od} = \frac{1}{3} M_{od} - \frac{1}{6} M_{do}$$

$$\frac{2EI}{L} \theta_{do} = \frac{1}{3} M_{do} - \frac{1}{6} M_{od}$$

De las ecuaciones 3.3.1-a', -b', -c', -d' tenemos que:

$$\left. \begin{aligned} \frac{2EI}{L} \theta_1 &= \frac{1}{6} RL \\ \frac{2EI}{L} \theta_{do} &= -\frac{1}{12} RL \end{aligned} \right\} \text{3.3.1-h'}$$

Disponemos entonces de seis ecuaciones: (3.3.1-e'), (3.3.1-f') las dos ecuaciones (3.3.1-g') que son homogéneas y

las dos ecuaciones (3.3.1 -h') que son homogéneas y lineales en

M_2 , θ_1 , θ_2 , θ_{do} , e_2 y R (incógnitas)

Igualando también su determinante a cero, obtenemos la ecuación crítica:

$$\frac{\tan \mu}{\mu} + \frac{L + 12EI}{3H} = 0 \quad 3.3.1 - i'$$

Donde la raíz que satisface el valor crítico de la carga P del sistema, es decir de la carga de flambéo local P_{cr} (Ahora siguiendo la configuración dada en la figura (3.3.1 -IV)) del anclamiento de la figura (3.3.1 -II) para una región alejada de la periferia del mismo.

Tenemos así que:

$$P_{cr} = 4\mu^2 \frac{EI}{H^2} \quad 3.3.1 - j$$

Comparación, entre los dos valores críticos, aquél que satisface la ecuación (3.3.1 -i) y el que lo hace con la ecuación (3.3.1 -i')

$$\frac{\tan \mu}{\mu} + \frac{3L + 12EI}{3H} = 0 \quad 3.3.1 - i$$

$$\frac{\tan \mu}{\mu} + \frac{L + 12EI}{3H} = 0 \quad 3.3.1 - i'$$

La ecuación que satisfaga el valor más pequeño de P_{cr} será la que corresponda a un estado de flambéo real, así como la co --

respondiente a la carga crítica $(4M^2 \frac{EI}{L^2})$ más pequeña.

Las dos ecuaciones (3.3.1 -i) y (3.3.1 -i') satisfacen para $\tan M$ valores negativos, es decir que M se encuentra necesariamente comprendida en el intervalo $(\pi/2, \pi)$

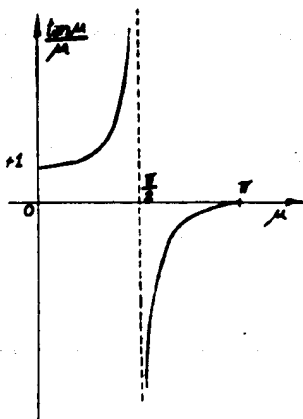


FIG. 3.3.1 -V

La curva de la figura muestra que en este intervalo el valor absoluto $|\tan M / M|$ es una función decreciente de M , en estas condiciones es evidente que la ecuación (3.3.1 -i) satisface el más pequeño valor de M , y ya que esta ecuación corresponde a la figura (3.3.1 -i) siendo esta figura la que muestra la configura -

ción deformada del flambeo local.

3.3.2 Flambeo de conjunto.

Los problemas de estabilidad elástica estudiados anteriormente: flambeo local e inclinación crítica, no tienen más que un carácter local en el sentido de que la inestabilidad depende para el primer caso de una barra de poste y para el segundo de un triángulo de estabilidad.

El flambeo de conjunto es en cambio un fenómeno de inestabilidad causado por el conjunto de las deformaciones de todas las barras del andamio tubular (postes, horizontales, diagonales).

De acuerdo a esto veremos dos casos:

a) Flambeo de conjunto en andamios que constan de diagonales en todos los pisos y en todos los tramos.

Consideremos el caso simple de un andamio muy alto de un sólo tramo (figura 3.3.2 -I), usualmente llamado torre de trabajo.

La teoría clásica de flambeo de Euler no toma en cuenta el esfuerzo cortante ya que lo considera despreciable para columnas con sección transversal llena.

En cambio en un sistema armado como lo es el andamio tubular no deberán despreciarse sus efectos ya que pueden ser de gran importancia.

Ahora bien, si queremos tomar en consideración el esfuerzo

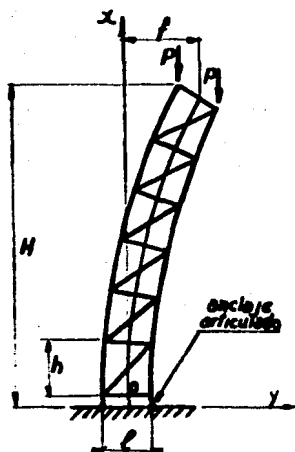


FIG. 3.3.2 - I

cortante, por ejemplo, en una columna de sección transversal llena empotrada al pie, de longitud l , de altura H , con módulo de elasticidad E y con momento de inercia I el valor de la carga crítica estará dado por:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{4H^2} \frac{1}{1 + \frac{l}{GS} \frac{\pi^2 EI}{4H^2}} \quad 3.3.2 - a$$

Donde G designa el módulo de elasticidad transversal

S el módulo de sección y la expresión

l/GS es la deformación unitaria bajo el esfuerzo tangencial T .

Por otro lado, se puede demostrar que es utilizable con una buena aproximación el resultado anterior para columnas armadas. - Poseyendo las características siguientes (en el caso donde la altu

ra de piso h es pequeña en relación a la altura total H):

E módulo de elasticidad de los postes.

I momento de inercia del conjunto de secciones de los postes.

$$I = \frac{S l^2}{2}$$

$S =$ Módulo de sección de un poste.

$1/GS$ se vuelve la deformación unitaria relativo a un piso de la torre de trabajo bajo el esfuerzo tangencial. (fig. 3.3.2 - II).

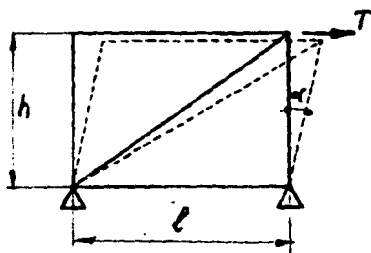


FIG. 3.3.2 - II

Esta deformación unitaria es la misma que la del triángulo de estabilidad, al vértice superior del cuál sería aplicado el esfuerzo T horizontal.

La ecuación (3.2.2.-d)

$$\alpha = \frac{1}{l h} (l \Delta l - h \Delta h - d \Delta d)$$

donde tenemos que

$$\Delta l = K l T$$

($T =$ fuerza en la barra horizontal)

$$\Delta d = Kd T(d/l) \quad (T(d/l) = \text{Fuerza en la barra diagonal})$$

$$\Delta h = -Kh T(h/l) \quad (T(h/l) = \text{Fuerza en la barra vertical})$$

$$K_d = 2k$$

$$Kd = 2k (1 + d^2/h^2)$$

$$Kh = 0$$

(k = coeficiente de trabajo elástico de la abrazadera de ángulo recto).

por lo que:

$$\alpha = \frac{4kd^2}{h^2} T$$

La deformación unitaria $\frac{\alpha}{T}$ para un piso será, si la designamos con la letra A:

$$A = \frac{4kd^2}{h^2}$$

Quedando la carga total crítica relativa a la figura (3.3.2-1):

$$2P_e = \frac{\pi^2 EI}{4H^2} \frac{1}{1 + A \frac{\pi^2 EI}{4H^2}} \quad 3.3.2-b$$

donde A ha reemplazado la expresión $1/GS$ de la fórmula (3.3.2-a) y donde P_e es la carga crítica por poste.

Cómo ya se había mencionado para que la sustitución de la

columna con sección transversal llena por la de la columna armada se efectúe con una buena aproximación es necesario que la altura de piso sea una cantidad pequeña en relación a la altura total de la torre de trabajo. De hecho, desde que h/H sea inferior a $1/5$ el resultado es válido.

Por otro lado, si la torre de trabajo ya mencionada estuviera reforzada por dos diagonales (fig. 3.3.2-III).

La fórmula para encontrar la carga crítica será:

$$2P_c = \frac{\pi^2 EI}{4H^2} \frac{1}{1 + \frac{A}{2} \frac{\pi^2 EI}{4H^2}} \quad 3.3.2-c$$

donde se tiene que:

$$I = \frac{S l^2}{2}$$

y donde $A/2$ es la deformación unitaria para un piso de la torre, cuando hay dos diagonales, además la deformación angular α será dos veces menor que si hubiera una sola.

En una torre de trabajo formada por dos tramos, reforzada cada uno por una diagonal en cada piso, la fórmula quedará como sigue:

$$3P_c = \frac{\pi^2 EI}{4H^2} \frac{1}{1 + \frac{A}{2} \frac{\pi^2 EI}{H^2}} \quad 3.3.2-d$$

I tiene aquí un valor $2 S l^2$ (momento de inercia del con -

junto de las secciones de los postes) $A/2$ es la deformación unitaria relativa de dos triángulos de estabilidad en lugar de uno ($A = 4kd^2/hl^2$).

b) Flamdeo de conjunto de un andamio en el que algunos tramos se encuentran reforzados en todos los pisos mientras que los otros tramos están desprovistos de todo refuerzo.

Antes de abordar el estudio de este flamdeo, podemos considerar el caso particular de flamdeo de un sistema plano (figura - 3.3.2 -IV).

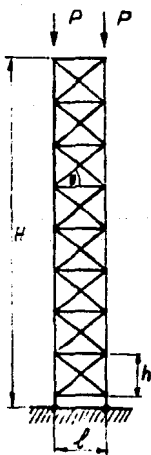


FIG. 3.3.2 -II

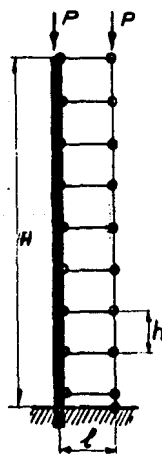


FIG. 3.3.2 -IV

Compuesto como sigue:

1. Un poste de sección hueca, vertical y empotrado al suelo.

2. Un encadenamiento vertical compuesto de barras de un mismo largo, articuladas entre ellas extremo con extremo y la última articulada al suelo.
3. Un cierto número de barras horizontales de la misma longitud articuladas por un lado al poste de sección llena y por el otro a las articulaciones del encadenamiento.

A primera vista, parece que el sistema es estable, a condición evidente que las cargas en los postes no sobrepasen ciertos valores.

Es así que la carga del poste con sección transversal llena, si éste fuera cargado sólo, no podría rebasar aquella crítica que le haría flambear, flambeo que de acuerdo al sistema que es articulado y deformable no podría impedir.

Del mismo modo la carga aplicada al poste formado a base de cadenamiento, si fuera cargado sólo, no podría rebasar el valor correspondiente al flambeo local de las barras "eslabones".

Consideremos ahora el caso donde el poste de sección llena es sometido a una carga P , inferior a su carga crítica. En estas condiciones, la estabilidad no es perturbada y se puede examinar la operación que consiste en cargar progresivamente el poste formado a base de cadenamiento hasta el punto donde un flambeo comenzará y designamos por P_2 el valor de esta carga. (fig. 3.3.2 - V)

El flambeo se manifiesta por una inclinación, supuesta hacia-

la derecha en la figura caracteriza da por:

- 1.- El flambéo del poste de la izquierda (el de sección llena).
- 2.- El trabajo en compresión P_2 de todas las barras eslabones del poste derecho. (Apreciando como línea cortada el Poste-Cadena).
- 3.- El trabajo en tensión P_1 de la barra horizontal alta.

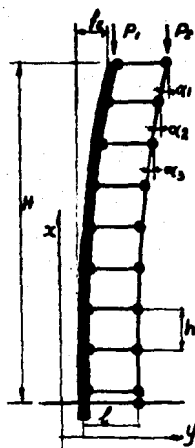


FIG.
3.3.2 - V

- 4.- El trabajo en compresión $(\alpha_n - \alpha_{(n+1)}) P_2$ de las otras barras horizontales donde α_n es la inclinación sobre la vertical de la n -ésima barra (contando de arriba hacia abajo) de la cadena de barras.

Si la inclinación se hiciera sobre la izquierda, las fuerzas de las barras horizontales serían: compresión para la barra horizontal alta y tensión para las otras.

Los valores de estas fuerzas se calculan por simple descomposición de las fuerzas.

Si el número de pisos del sistema (número igual a aquél de las barras del poste cadena) es suficientemente grande podemos, sin error sensible, aproximar la línea cortada que forma el-

poste formado a base de cadenamamiento, a una curva $-y,-$ de derivada primera continua. Curva que pasa por todos los nudos de la línea cortada.

Se trata entonces de encontrar la forma de la curva $y_1 = f(x)$ Supongamos las barras horizontales infinitamente rígidas; en estas condiciones su longitud inicial queda sin cambio cualquiera que sea la compresión o la tracción que ellas transmitan.

En vista de que la deformación elástica de la línea media del poste de sección llena, transportada a los ejes X, Y se escribe también:

$$y = f(x)$$

con las notaciones, las fuerzas en las barras se escriben:

Tensión en la barra horizontal alta:

$$\alpha_n P_2 = f'(x) P_2$$

compresión en las otras barras horizontales:

$$(\alpha_n - \alpha_{(n+1)}) P_2 = \left(f'(x) - f'_{(n+1)}(x) \right) P_2 = f''(x) P dx$$

Aproximando el intervalo entre dos barras horizontales sucesivas a la cantidad dx podemos decir que:

Bajo el efecto de flambéo del sistema el poste de sección llena (poste izquierdo) se encuentra sometido a fuerzas horizontales que provienen del poste de la derecha dirigidas hacia la izquierda

da (fuerzas transmitidas por las barras horizontales) en las que el conjunto equivale a una carga uniformemente repartida, de densidad igual a $f'(x) P_2$ con excepción de una carga horizontal, dirigida hacia la derecha de intensidad $f(x) P_2$ ($x = H$).

Para establecer la ecuación de la deformación elástica de la línea media del poste de sección llana, aislaremos este poste del resto del sistema, aplicándole las solicitaciones que acabamos de mencionar. Y llegamos así a la figura 3.3.2 -VI.

Por otro lado, en todo punto de abscisa x de la línea media de la deformación, se puede escribir teniendo en cuenta el esfuerzo cortante T_x

$$y'' = \frac{M_x}{EI} - \frac{1}{GS} \frac{dT_x}{dx}$$

y el valor de M_x al punto de la abscisa x_0

$$M_{x_0} = P_1(l - y_0) + P_2 \int_{x_0}^H f'(x)(H - x) dx$$

En virtud de la identidad:

$$f''(x)(x - x_0) = [(x - x_0)f'(x) - f(x)]'$$

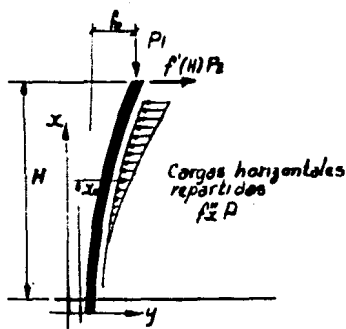


FIG. 3.3.2 -VI

se tiene que:

$$\begin{aligned} \int_{x_0}^H f''(x)(x-x_0) dx &= \left| (x-x_0)f'(x) - f(x) \right|_{x_0}^H \\ &= (H-x_0)f'(H) - f(H) + f(x_0) \\ &= (H-x_0)f'(H) - f_0 + y_0 \end{aligned}$$

Llevando este valor a la expresión de M_{x_0} obtenemos:

$$M_{x_0} = (P_1 + P_2)(f_0 - y_0)$$

El momento flexionante M_x al punto de abscisa x tiene entonces un valor:

$$M_x = (P_1 + P_2)(f_0 - y)$$

La fuerza cortante T_x al punto de abscisa x es la derivada de M_x con respecto a x .

$$T_x = -(P_1 + P_2)y'$$

La ecuación diferencial se escribe:

$$y'' = \frac{(P_1 + P_2)(f_0 - y)}{EI} + \frac{(P_1 + P_2)y''}{GS}$$

Y finalmente encontramos la misma expresión que aqué-

Ha dada por la fórmula (3.3.2 -a) para la carga crítica.

$$(P_1 + P_2)e = \frac{\pi^2 EI}{H^2} \frac{1}{1 + \frac{1}{GS} \frac{\pi^2 EI}{4H^2}} \quad 3.3.2 -e$$

Donde $(P_1 + P_2)e$ es la carga crítica total del conjunto.

3.3.3 Fallas en los nudos.

Debemos considerar primeramente que las abrazaderas no son solicitadas en carga, más que bajo la acción del viento.

Examinemos entonces el caso más común de una abrazadera ensamblando un horizontal con un tubo vertical. La abrazadera así cargada provoca en el tubo un momento que es máximo cuando dicha abrazadera se encuentra cerca de una articulación sobre el poste. Tal articulación es debida al efecto de una junta lineal que se coloca la mayor parte de las veces cerca de un horizontal.

La carga P (figura 3.3.3.-I) aplicada en el tubo horizontal y que descansa en la abrazadera transmite a la vez al poste:

- Una fuerza de compresión P
- Un momento $M = Pe$
siendo e la distancia entre los ejes de los tubos.

El momento anterior provoca en el poste un esfuerzo igual a: $PeD/2l$.

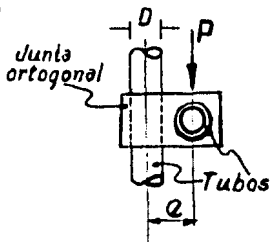


FIG. 3.3.3 -I

Sabemos además que el esfuerzo total de trabajo deberá ser

inferior al esfuerzo permisible, o sea:

$$\frac{P}{A} + \frac{PeD}{2I} \leq F_p$$

El valor e variará de acuerdo al tipo de abrazadera, pero evidentemente no podrá descender abajo del valor Γ (diámetro de los tubos), la fórmula anterior quedará entonces:

$$\frac{P}{A} + \frac{PD^2}{2I} \leq F_p$$

Para este último caso el valor máximo de P en aplicación de esta última fórmula donde $e = D$ y para un esfuerzo permisible de 1400 Kg/cm^2 será de 1090 Kgs . Resulta pues que una abrazadera no debe jamás utilizarse para resistir una carga superior a la mencionada, para su respectivo esfuerzo permisible del tubo, ya que pondría en peligro la resistencia de éste último.

3.4 Coeficiente de seguridad.

La determinación de un coeficiente de seguridad depende de varias consideraciones, siendo las más importantes, por aplicarse a las estructuras de andamio tubular, las siguientes:

- a) Las características de los materiales no son conocidas más que con una cierta dispersión.
- b) Las cargas a las que se someten las construcciones no son siempre susceptibles de ser medidas con precisión.
- c) A menudo el cálculo correcto de los esfuerzos es practi

camente imposible o su ejecución implica un tiempo prohibitivo, dada la complejidad de la construcción. En estos casos se estará obligado a recurrir a métodos simplistas, aunque no ofrezcan más que valores aproximados de los esfuerzos.

- d) Los materiales se pueden alterar en el curso del tiempo (corrosión del acero). Además los tubos pueden ser deformados en las operaciones de montaje, desmontaje y acarreo.
- e) El calculista puede ser audaz, dependiendo de las consecuencias que implicaría el que el elemento calculado pudiese fallar. (Pasillos, Tribunales, cimbras, etc.)

Podríamos también en determinados casos considerar la seguridad en función de las fallas, pudiéndose ésta producir por rotura del material o por flambeo.

Para una barra cargada de punta, la carga crítica de flambeo se puede determinar, con relativa facilidad gracias al cálculo. Si dividimos dicha carga crítica entre el coeficiente de seguridad obtenemos un valor que es por definición, el de la carga admisible.

Sin embargo, cuando se trata de construcciones complicadas como los sistemas triangulares, las cargas críticas no siempre se pueden calcular con esta facilidad. En tal caso el método consiste en multiplicar las cargas al servicio por el coeficiente de seguridad

dad y verificar el esfuerzo de cada elemento así como la estabilidad de conjunto por métodos de aproximaciones sucesivas.

Dos consideraciones se deben tomar particularmente en cuenta cuando se establece un coeficiente de seguridad.

I. La ruptura del material.

II. La estabilidad elástica.

Y si tomamos en cuenta además de las consideraciones ya expuestas, las siguientes:

f) Que los tubos empleados son de pared delgada por lo tanto particularmente sensibles a las diferencias de espesor debidas a las tolerancias de laminado y a los efectos de corrosión.

g) Que en oposición a las estructuras metálicas cuyos elementos se preparan bajo diseño específico en el taller en el montaje de andamios tubulares se hace directamente en la obra y es por ello, menos precisa; las uniones en los extremos no establecen perfectamente la continuidad física de los tubos y se corre el riesgo de disminuir la resistencia al flambéo.

h) Que el material es básicamente un material usado.

Resulta por lo tanto prudente no rebasar las cantidades que a continuación se dan:

1. Para los andamios, cualquiera que sea su función y cuya

falla puede causar una catástrofe y para aquéllos andamiso cuyo cálculo resulta de una complejidad tal que no permita establecer los valores exactos de los esfuerzos:

Coefficiente de seguridad 3.5 (tubo en acero dulce esfuerzo admisible $1\ 200\ \text{Kgs/cm}^2$).

2. Para todos los andamios y armaduras no especificadas en el inciso anterior:

Coefficiente de seguridad 3 (tubo en acero dulce . Esfuerzo admisible $1\ 400\ \text{Kg/cm}^2$).

Tanto en el caso 1 como en el caso 2 deberán respetarse siempre las condiciones siguientes:

- a) El montaje deberá efectuarse siguiendo un plano de ejecución establecido por un despacho de cálculo calificado,
- b) El control de los cimientos así como del buen estado del material y de las correcciones del montaje si se llevara a cabo por personal técnico calificado.

Medidas de seguridad.

Como medidas de seguridad las indicaciones generales siguientes deben ser consideradas por los técnicos conductores de trabajo así como por los obreros.

- A. Ningún andamio debe ser tratado a la ligera, tomando el mismo cuidado en su concepción y en sus ejecuciones cualquiera que sea su importancia y su duración de em

pleo. Debemos tener cuidado en evitar esa tendencia a reducir el coeficiente de seguridad sólo porque el andamio esté destinado a durar un tiempo muy corto en la obra.

- B. Una caída de tres metros de altura podría tener las mismas consecuencias que una caída de 30 metros.
- C. La resistencia de cada punto del andamio debe ser asegurada por el mayor número de elementos posibles. Si en un punto la resistencia no dependiera más que de un sólo elemento, deberá ser objeto de un cuidado particular en el cálculo y en la colocación de este elemento, aumentando si es necesario, el coeficiente de seguridad.

Tapiales.- En los casos en que las caídas de material sean de esperarse, deberán colocarse dispositivos de protección suficiente tales como tapiales.

La posición más común de un tapial de protección es la que se da en la figura 3.3.5 -I.

Como medidas de seguridad de los trabajadores debemos mencionar que es necesario que cada trabajador que efectúe montaje de construcciones metálicas, tenga a su disposición un casco de protección el cuál será aportado por el patrón.

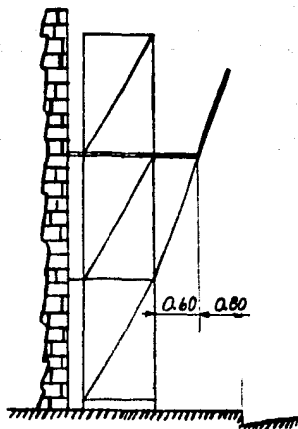


FIG. 3.3.3 -II

CAPITULO IV

Aspectos Constructivos

4.1 Normalización de las longitudes de los tubos.

Es esencial normalizar las longitudes de los tubos por las razones siguientes:

- I. Organización racional del arreglo de los tubos en el almacén y sobre la obra.
- II. Inventario de control rápido del número y del metraje de los tubos.
- III. Indicación de los largos sobre los dibujos de ejecución.
- IV. Precisión del montaje.

Esta normalización deberá satisfacer a las dos condiciones siguientes:

- a) Permitir la ejecución de todos los géneros de estructuras que se encuentren en la práctica.
- b) Limitarse a un pequeño número de largos tipo.

No existen reglas comunes a todas las marcas de andamio tubular ya que los largos tipos varían de acuerdo a las concepciones propias de cada constructor.

4.2 Recomendaciones generales de montaje.

Como una manera de evitar fallas o errores de montaje será una buena práctica revisar que se cumplan las siguientes reglas:

- I. Todos los tubos horizontales serán fijados a los postes - con ayuda de abrazaderas de ángulo recto.
- II. Cada diagonal (si las hay) deberá ser fijada por sus - extremidades a dos horizontales con la ayuda de abraza -
deras de ángulo recto, debiendo quedar lo más cerca po -
sible a los postes.
- III. Los nudos deberán ser lo más compacto que sea posible.
- IV. Cada tubo deberá atravesar al menos dos nudos.
- V. Cada tubo tendrá que rebasar en sus nudos extremos un - largo de al menos dos veces el diámetro del tubo.

Reglas concernientes a la disposición de las juntas lineales .

Estas juntas tienen como función la transmisión eficaz de - compresiones axiales en los tubos, pero no pueden absorber ni mo -
mentos flexionantes, ni fuerzas axiales de tensión. El enlace que -
permite realizar estas juntas representa una supresión de uniones -
en la continuidad física del tubo, supresión que se define (como -
ya se vió) como la semejanza hecha de la junta a una articulación
(anulación del momento flexionante) que no puede trabajar más que
a compresión, tensión excluida.

Hay pues interés en colocar estas juntas en puntos lo más -
cercano posible a una articulación o de un punto de inflexión.

En la repartición en el cuerpo del andamio debemos, en ---
cambio tener en cuenta el riesgo de su colocación bajo las fuerzas

de tensión, provocados por ejemplo por el viento.

Por lo que deberemos tener en consideración las reglas siguientes:

- a) En cada piso y en cada tramo, los postes y los tubos horizontales presentarán juntas que deben alternarse, con los postes y con los horizontales (figura 4.2 - I).
- b) No deberá haber juntas lineales en las diagonales.
- c) Debido a que casi siempre existe interés en colocar diagonales en un andamio aunque no esté muy cargado, tendremos cuidado que los puntos de unión deberán estar situados lo más cerca posible a los nudos. Esta regla no puede ser infringida salvo en casos excepcionales y en tales casos la colocación de las juntas lineales deberá ser claramente indicada sobre los dibujos de ejecución.

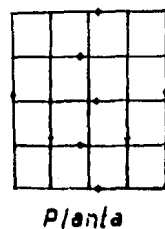
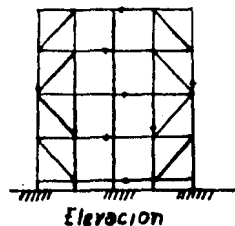


FIG. 4.2. -I

Ahora bien, por otra parte se deberá procurar tanto como sea posible cumplir con los siguientes puntos:

- 1.- No utilizar mas que tubos de "largo fijo" constituyendo una gama de largos múltiples, de una longitud escogida como base para todos, por ejemplo: múltiplos de 25 cm.
- 2.- Evitar los tubos de más de 5.00 mts. en la construcción de los postes (montaje peligroso bajo el viento) - tanto como sea posible.
- 3.- Establecer la nomenclatura de los tubos necesarios con el cuidado de utilizar el número más reducido posible - de largos fijos ya que de esta manera se simplifica el abastecimiento y arreglo sobre la obra, etc.
- 4.- Los tubos horizontales sobrepasarán en 20 o 25 cm. los postes de los extremos.
- 5.- En cada piso contraponer las diagonales ya que esta disposición aumenta considerablemente la estabilidad.
- 6.- Tratar siempre de utilizar tanto en postes como en tubos horizontales un número par de tramos (simplifica la elección de la colocación de las juntas lineales).
- 7.- Evitar tanto como sea posible colocar las juntas lineales que van en los tubos horizontales inmediatamente -- abajo de una diagonal o sobre el poste a la altura del - cual se coloque la diagonal.

8. - Asegurarse de la estabilidad del apoyo de los postes al suelo.

4.3 Instalaciones especiales en los andamios tubulares.

Como instalaciones especiales en los andamios tubulares podemos mencionar:

- a) Entarimado de seguridad
- b) Cables de contraventeo
- c) Escalera de acceso
- d) Tapiales.

Entarimado de seguridad. - Este entarimado se coloca abajo del entarimado de trabajo. Su empleo es recomendable y se arman ambos de la misma manera.

Cables de contraventeo. - Son utilizados para torres de trabajo muy esbeltas, o cuerpos de andamio esbeltos por alguno de sus lados. Dichos cables se fijan con taquetes al piso, o a algún lugar fijo y sólido.

Escaleras de acceso. Estas se arman a base de material tubular y madera, construyéndose cuando se desea tener fácil acceso a cualquier nivel del andamio.

Tapiales. - Estos dispositivos se instalan, como ya se vió, - para proteger a peatones y obreros de objetos que caigan o se desprendan a consecuencia de los trabajos en la obra

4.4 Dibujos de Ejecución.

Salvo para algunos andamios comunes, es necesario que el jefe de montadores posea de uno a varios dibujos de ejecución acotados, acompañados de la nomenclatura de los tubos por largos y del número de elementos de unión y accesorios.

El conductor de trabajos, responsable del andamio, debe de señalar los errores que hubieran podido deslizarse en la ejecución de los dibujos, así como las modificaciones a las disposiciones previstas que fueran necesarias de adoptar.

Estos dibujos eventualmente corregidos deben ser rigurosamente seguidos.

4.5 Almacenaje y mantenimiento.

El almacenaje de los tubos puede ser hecho vertical u horizontalmente. En el primer caso, los tubos son almacenados por taños y quedan ligeramente inclinados en relación a la vertical. Una zanja de profundidad variable es prevista en el suelo del depósito para recibir la extremidad inferior de los tubos de gran longitud, de manera que estos tubos puedan ser tomados sensiblemente en su mitad por un obrero (fig. 4.5 -I-).

Este modo de almacenaje necesita operaciones de levantamiento y basculamiento, que son pesados y a menudo peligrosos. Por esta razón el almacenaje horizontal es el más frecuentemente utilizado.

En la figura 4.5 - II se muestra un estante construido a base de tubo, constituido por 18 casilleros de 80 cm de ancho por 80 cm de alto y de profundidad variable, pudiendo recibir 200 tubos de tipo 40 - 49 por casillero, haciendo un total de 3 600 tubos de un largo global de 12,000 mts. aproximadamente.

Si se dispone de suficiente espacio en altura, el estante puede ser dispuesto sobre dos pisos siguiendo el esquema de la figura 4.5 - III.

Para instalaciones importantes se dispondrá de preferencia - el estante de manera que pueda ser comunicado sobre una u otra - de sus caras principales. Se le podrá entonces dar la forma rectangular del esquema de la figura 4.5 - IV.

Se ha supuesto que los largos de los tubos han sido normalizados a múltiplos de 25 cm.

Los estantes deben ser instalados bajo un hangar cubierto o protegerse con una cubierta.

Por otra parte refiriéndonos al mantenimiento, el de los tubos puede efectuarse fácilmente a mano pues el tubo más pesado no rebasa los 25 Kgs.

Los tubos son entregados por las fábricas, ya sea negros o galvanizados.

Se designa bajo el nombre de tubos negros a los tubos que salen de las fábricas en bruto, sin ninguna protección y para con -

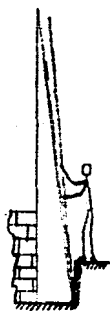


FIG. 4.5

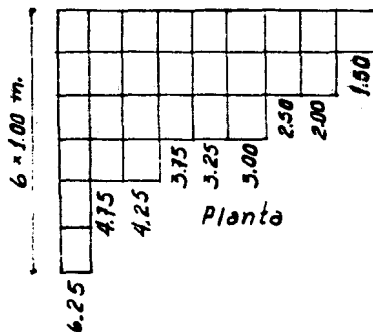
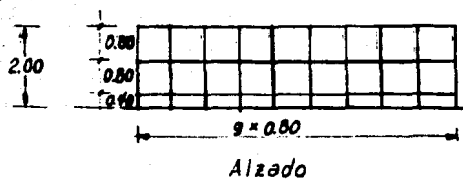


FIG. 3.4.5-II

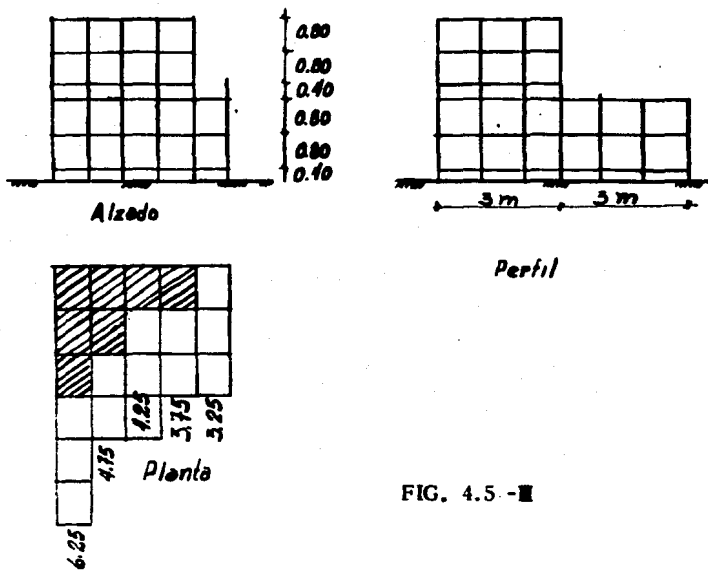


FIG. 4.5 - III

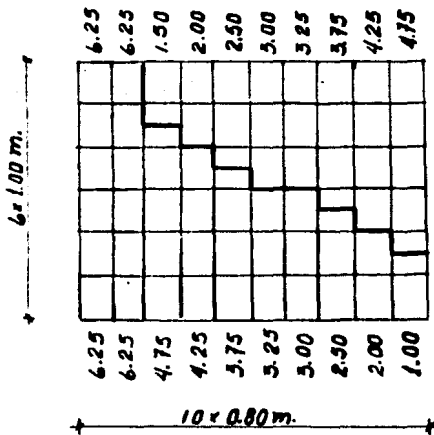


FIG. 4.5 - IV

servar sus características mecánicas, estos tubos deben ser protegidos contra la corrosión por medio de una pintura.

Pueden utilizarse para los tubos de andamio como antioxidante las pinturas bituminosas, adicionadas o no de aluminio que acrecenta la impermeabilidad y mejora el aspecto.

Esta pintura da un rendimiento de 5 a 8 m² por Kg. y tiene un tiempo de secado de 1 a 4 horas.

Este tipo de pintura es el más recomendable debido a que responde mejor a las necesidades de mantenimiento.

Modo de aplicación:

1. Aplicación a mano.- El tubo se pone sobre un caballete o sobre un montaje en tubo, primero se limpia con un cepillo metálico para luego ser pintado a brocha o con guante de piel de cordero. Lográndose de esta forma un rendimiento que va de 15 a 25 mts de tubo 40-49 por hora.
2. Pintura a pistola.- El procedimiento en este caso es muy similar al anterior, teniendo cuidado de utilizar pintura de secado rápido.
3. Baño de pintura.- En este caso los tubos son remojados horizontalmente en un recipiente de pintura bituminosa y colocados enseguida sobre un plano inclinado que permite que el exceso de pintura escurra al baño. Este proce

F. ALTA

P. 29.00A

124

eficaz y durable si las capas se van poniendo con cuidado y se utiliza zinc de primera fusión. Practicamente la aplicación es efectuada en las fábricas donde el tubo es hecho.

De esta forma el cuidado es limitado a la limpieza del pequeño número de tubos sobre los cuales las partículas de cemento se quedan adheridas. Para los trabajos comunes el porcentaje de estas partículas varía de 2 a 5 % aproximadamente, del número total de tubos. Las cuales serán quitadas con martillo, limpiando la superficie de los tubos debiendo evitar limpiarlos con cepillo metálico.

La galvanización aumenta el precio del tubo aproximadamente en 25% del valor del tubo negro.

CAPITULO V

Aplicaciones

5.1 Andamios de servicio.

Llamaremos andamios de servicio a todos aquéllos que se utilicen para el mantenimiento y conservación de cualquier obra o edificios, así como los que sirvan de auxiliares en la construcción excluyendo apuntalamientos.

De acuerdo a ésto podremos dividir los andamios de servicio como sigue:

I. Andamios de fachada.

II. Andamios en voladizo.

III. Torres de trabajo.

I.- Andamios de fachada.- Estos andamios como su nombre lo indica son montados a lo largo de la fachada de un inmueble, -- descansando sus apoyos directamente al suelo.

Son utilizados cuando son necesarios trabajos sobre la facha da de los edificios, como pueden ser los trabajos de conservación y mantenimiento.

II. Andamios en voladizo.- Designaremos con el nombre de andamios en voladizo, a aquéllos que sean de fachada pero que no descansan sus apoyos sobre el suelo, pueden estar sostenidos a ba se de material tubular fijado en el mismo edificio o inmueble en -

que se utilice, o sostenerse de cualquier otra forma, pero sin ser apoyado en el suelo como ya se dijo.

No es posible hablar de un patrón de construcción de este tipo de andamios, debido a que la versatilidad del material tubular - permite encontrar, por lo regular, soluciones de acuerdo a cada caso. Sin embargo podemos mencionar que este tipo de andamios es utilizado en los casos siguientes:

1. Trabajos de reparación de partes dañadas en fachadas - de edificios particularmente vulnerables a la intemperie y a los efectos del tiempo.
2. Mantenimiento de inmuebles de gran altura donde los andamios de fachada resultarían antieconómicos.
3. Trabajos especiales, como lo puede ser el acabado o mantenimiento de un puente sobre el cauce de un río.

■. Torres de trabajo. - Llamaremos torre de trabajo a todo andamio de servicio donde la altura sea predominante sobre las otras dimensiones.

Tenemos como principales aplicaciones de éstas:

- a) Como auxiliares en los montajes en general.
- b) Ejecución de trabajos en puntos elevados de las obras.
- c) Sostener el paso de elementos en reparación de obra ligera.
- d) Para sostener aparatos de alumbrado, etc.

e) Como torres de observación o señalamiento.

La figura (5.1 -I) muestra las disposiciones en planta más frecuente para este tipo de andamios, en los cuales siempre deberán utilizarse diagonales de contraventeo, y juntas de ángulo recto en las uniones de todos los tubos.

5.2 Apuntalamiento de obras de concreto reforzado.

El material de andamio tubular es hoy día utilizado de modo frecuente para el apuntalamiento de trabajos de concreto reforzado en razón de su flexibilidad de utilización y de su facilidad de armado en la obra.

Estos materiales aportan una contribución apreciable a la realización de grandes obras. Y el apuntalamiento puede ser fijo o rodante. Que para la ejecución de un edificio importante es así posible (en el caso del rodante) no apuntalar más que una parte y proceder luego en forma sucesiva deslizando la cimbra.

Reemplendo en esta forma, varias veces no solamente el apuntalamiento, sino también la cimbra que éste soporta, reflejándose en una considerable economía de material y mano de obra.

El apuntalamiento está esencialmente constituido por:

- A) Postes que sostienen y cuya disposición y cantidad dependen de la naturaleza de la obra y de las cargas a soportar.
- B) Juntas que sirven de unión entre los postes y los tubos -

horizontales de contraventeo, generalmente espaciados -
éstos a 1.80 m. de altura.

- C) Tubos horizontales de contraventeo.
- D) Diagonales colocadas en los diferentes planos de la es -
tructura, asegurando su estabilidad.

Cada poste consta a su vez de:

1. Un accesorio de pie, fijo o rodante que sirve de apoyo.
2. Un accesorio de cabeza que soporta los elementos de la
cimbra.

Para el caso en que el accesorio de pie se emplee en un -
apuntalamiento fijo, se tienen los siguientes tipos:

- 1.1 Placa de apoyo simple, no regulable (fig 5.2 - IA)
- 1.2 Placa de apoyo de gato o tornillo que permite una regu -
lación precisa de la altura (fig 5.2 -I B)



FIG. 5.2 -I

Cuando el apuntalamiento es móvil se monta muy frecuente -
mente sobre rodajas o sobre plataformas soportadas por rieles.

Ahora bien, los soportes de la cimbra colocados en la cabeza de los postes pueden ser:

2.1 Gato con placa en "U" destinado a recibir los polines - que soportan la cimbra.

2.2 Gato con placa plana.

Con estos dispositivos puede lograrse una regulación precisa al milímetro girando la nuez del gato, ya sea éste de pie o de cabeza.

5.3 Apuntalamiento de losas

La figura 5.2 - II muestra el apuntalamiento de una losa de una casa habitación de 2.50 m de altura al lecho bajo de dicha losa. La cimbra es soportada por gatos de horquilla

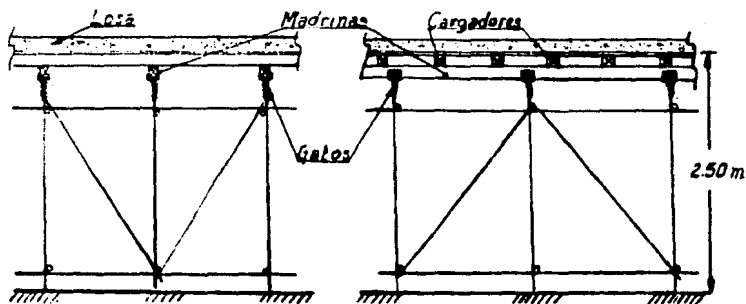


FIG. 5.2 - II

La separación entre los tubos verticales está en función de la separación entre madrinan y cargadores, que se calculan como vigas simplemente apoyadas sometidas a carga uniformemente repartida.

Ahora bien, la separación entre tubos horizontales dependerá de la carga que soporte cada poste, ya que por medio de dichos tubos se controla la relación de esbeltez de los postes.