

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL



ARMADURAS DE CELOSIA CON FIERRO CORRUGADO

TESIS
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

MOISES RUBEN SALAS LA CRUZ

LIMA - PERU - 1984

I N D I C E

	<u>Pag.</u>
- INTRODUCCION	2
- CAPITULO I : ESTUDIO TEORICO	4
1.01 Sección: Características Geométricas	
1.02 Determinación de Cargas Ultimas	
1.03 Diseño de Especímenes	
- CAPITULO II : PRUEBAS EXPERIMENTALES	19
2.01 Prueba Nº 1	
2.02 Prueba Nº 2	
2.03 Prueba Nº 3	
2.04 Comentarios Finales sobre los Ensayos	
- CAPITULO III: APLICACIONES	34
3.01 Diseño de Tijeral	
3.02 Detalles	
- CAPITULO IV : ANALISIS ECONOMICO COMPARATIVO	41
- CAPITULO V : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	43
- BIBLIOGRAFIA	45

INTRODUCCION

El objetivo del presente trabajo es estudiar el comportamiento de miembros formados por 3 varillas enlazadas de fierro corrugado sometidos a fuerzas de compresión axial, y su aplicación en armaduras de celosía.

Dicho estudio se realiza estableciendo un procedimiento para predecir las cargas de falla en columnas de celosía, comprobando sus resultados con los ensayos de laboratorio.

A manera de aplicación, se efectúa el diseño de un tijeral de 19.60 m. Se acompañan algunos detalles referentes al ensamble de los elementos en los nudos.

Asimismo, se realiza el análisis económico comparativo entre dicho tijeral y otro similar, diseñado con perfiles convencionales.

Finalmente, se plantean algunas recomendaciones sobre el uso de las secciones estudiadas.

Se espera que las motivaciones que originaron este trabajo estén compensadas por la utilidad que pueda brindar.

Deseo expresar mi reconocimiento a la Promotora Comercial S.A. en la persona del Ing. Alejandro de la Fuente; al Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Universidad Nacional de Ingeniería; al Ing. Vicente Chariarse; a la Srta. Carmen Salas; y en especial a mi Asesor, M.Sc. Ing. Luis Felipe Zapata Baglietto.

C A P I T U L O I

ESTUDIO TEORICO

1.01 SECCIONES.- CARACTERISTICAS GEOMETRICAS :

Los miembros a estudiar están formados por 3 varillas longitudinales, enlazadas por elementos transversales que sirven como arriostres.

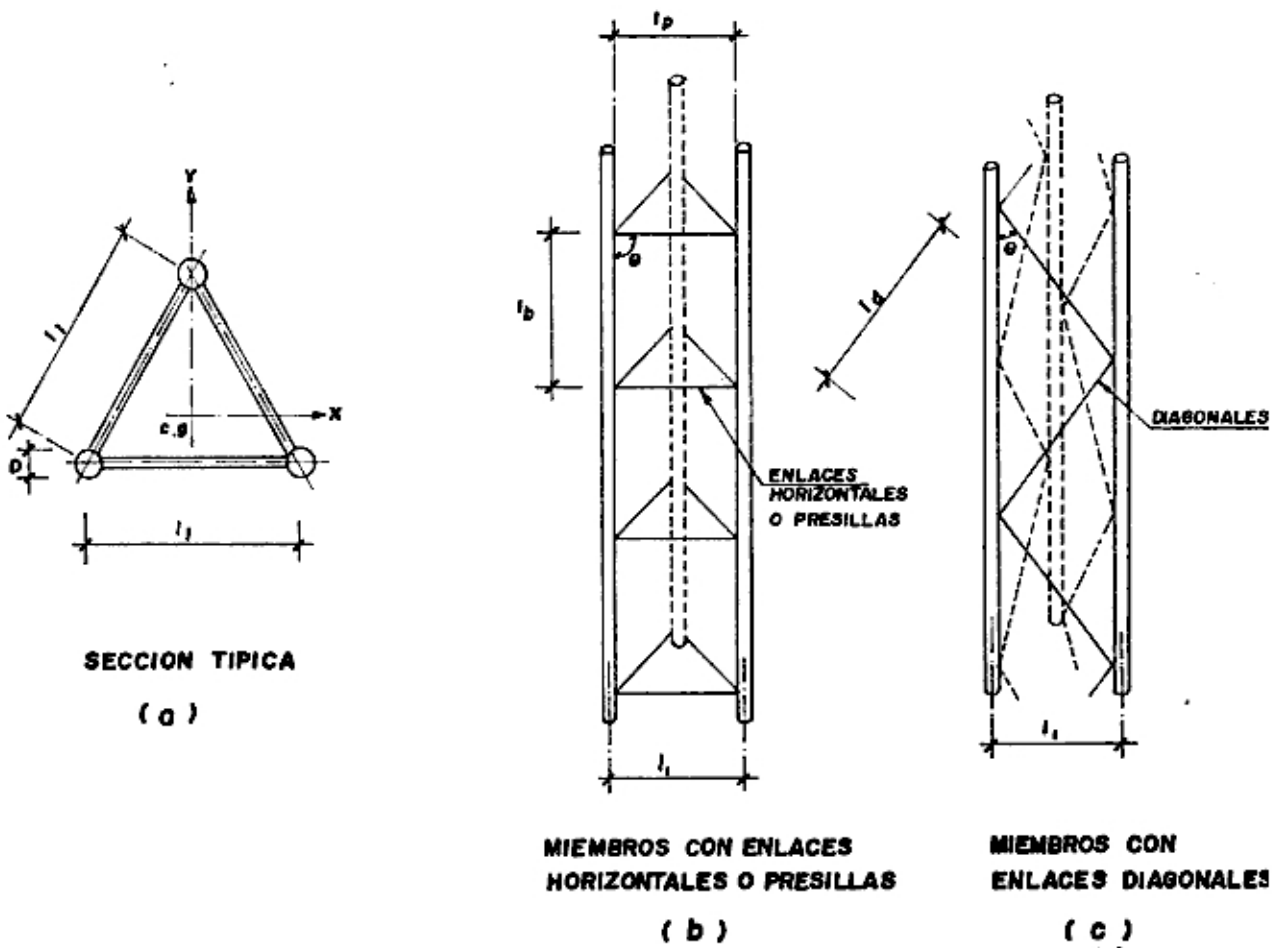


FIGURA 1

En la Fig. 1 (a) se presenta una sección típica, y en las (b) y (c), los tipos de enlaces. Estos pueden ser horizontales o diagonales. Dichos enlaces, además de arriostrar las varillas, permiten que éstas se comporten solidariamente ante una fuerza de compresión.

Las siguientes condiciones debén tomarse en consideración al proyectar un miembro con las secciones en estudio :

Secciones con presillas (1)* :

$$\frac{l_b}{r_b} \leq 40$$

Secciones con diagonales (2) :

$$\Theta \geq 60^\circ$$

En las Tablas I y II se muestran las características geométricas de las varillas y secciones respectivamente.

*() Los números entre paréntesis indican las referencias.

T A B L A I

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION DE UNA
VARILLA DE FIERRO CORRUGADO

Nº	Diámetro		Area	r=D/4	I= Ar ²	Peso
	Pulg.	Cm.	Cm ²	Cm.	Cm ⁴	Kg/m.
3	3/8	0.9525	0.71	0.2381	0.04026	0.58
4	1/2	1.27	1.27	0.3175	0.13004	1.02
5	5/8	1.5875	2.00	0.3969	0.31502	1.60

T A B L A I I

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES
FORMADAS POR TRES VARILLAS

D		$r_x = r_y = \sqrt{D^2/16 + l_1^2/6}$					
Pulg	Cm.	l ₁ =2.5cm	l ₁ =3cm	l ₁ =4cm	l ₁ =5cm	l ₁ =7.5cm	l ₁ =10cm.
3/8	0.9525	1.0480	1.2477	1.6503	2.0551	3.0711	4.0894
1/2	1.27	1.0689	1.2652	1.6636	2.0658	3.0783	4.0948
5/8	1.5875	1.0951	1.2874	1.6805	2.0795	3.0875	4.1017

1.02 DETERMINACION DE CARGAS ULTIMAS

Las cargas últimas de compresión axial se determinarán asumiendo que los miembros cumplen con las hipótesis (3) que permiten usar la fórmula de Euler :

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \text{ -----1}$$

$$f = \frac{P_E}{A} < f_{LP} \text{ -----2}$$

Siendo :

P_E = Carga última de pandeo

f = Esfuerzo unitario

I = Momento de inercia de la sección

E = Módulo de elasticidad

A = Area de la sección

f_{LP} = Esfuerzo unitario en el Límite de Proporcionalidad = $f_y/2$

Como es evidente, estos miembros no son de sección completa y por lo tanto no cumplen con algunas de dichas hipótesis. Por este motivo, en la ref. (4) se dan expresiones que permiten la reducción de P_E :

$$\alpha_p = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{6} \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \left[\cotg \Theta \frac{A_f}{A} + \frac{1}{2} \right]} \quad \text{----- 3 para secciones con presillas; y}$$

$$\alpha_d = \frac{1}{1 + \frac{2 \pi^2}{\lambda^2 \operatorname{sen}^2 \Theta \cos \Theta} \times \frac{A_f}{A_d}} \quad \text{----- 4 para secciones con diagonales; donde :}$$

$$\lambda_p = \text{Relación de esbeltez de las presillas} = \frac{l_p}{r_p}$$

$$\lambda = \text{Relación de esteltez del miembro (columna)} = \frac{L}{r}$$

A_f = Area de la sección de la barra longitudinal.

A_p = Area de la sección de la presilla

A_d = Area de la sección diagonal

Luego, la ecuación 1 se convertirá en :

$$P_{cr} = P_E \alpha_p \quad \text{---- 5}$$

$$P_{cr} = P_E \alpha_d \quad \text{---- 6}$$

Para aquellos miembros cuyo pandeo ocurra dentro del rango inelástico, es decir, $f_{cr} < f_{lp}$; la referencia (5) de las ecuaciones siguientes:

$$f_{cr.i} = \frac{(f_{cr})^2 f_y}{f_y^2/4 + (f_{cr})^2} \quad \text{ó} \quad \text{-----} \quad 7$$

$$f_{cr.i} = f_y \left(1 - \frac{f_y}{4f_{cr}}\right) \quad \text{-----} \quad 8$$

Luego :

$$P_{cr.i} = f_{cr.i} \times A \quad \text{-----} \quad 9$$

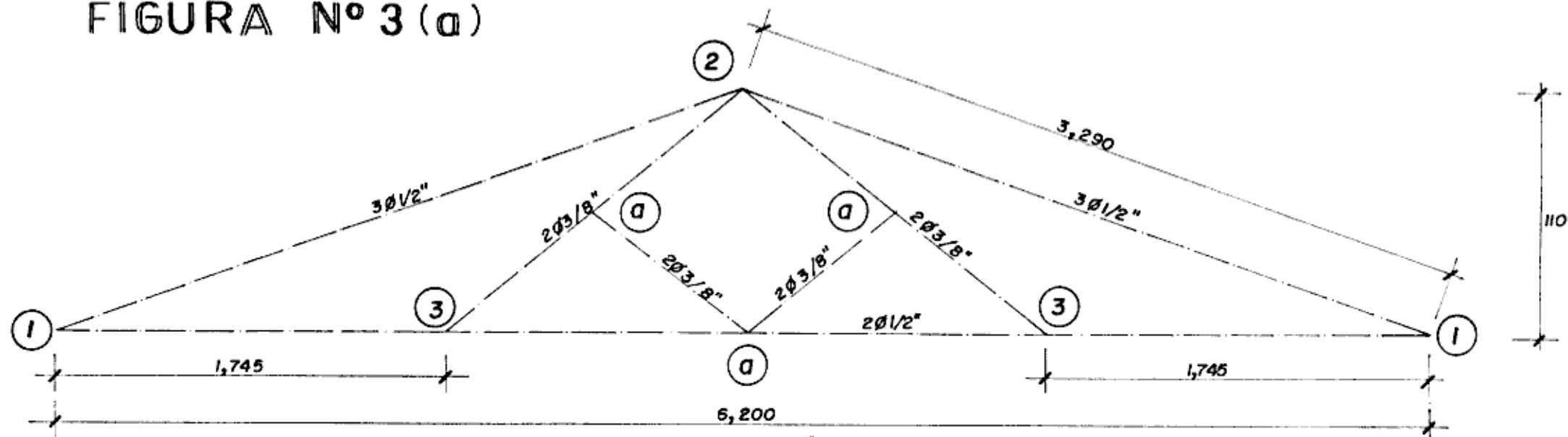
1.03 DISEÑO DE ESPECIMENES

A continuación, se presenta el diseño de algunos especímenes para luego ser probados y compararse los resultados con las cargas finales vaticinadas.

1.03.1 Especímen 1 : Armadura de Celosía

Se trata de la armadura mostrada en la Fig. Nº 3; las características de la brida superior (Fig. 2-b) son las siguientes :

FIGURA N° 3 (a)



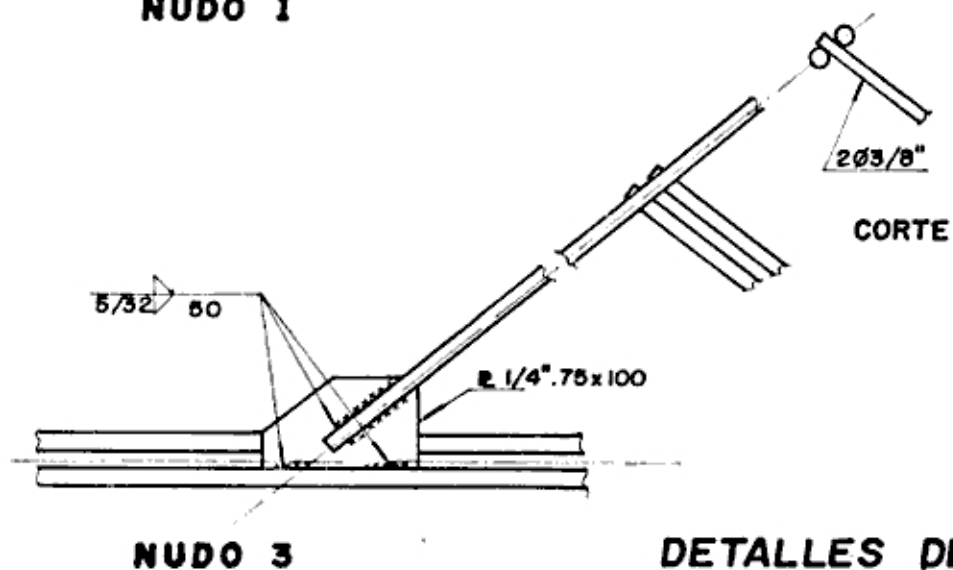
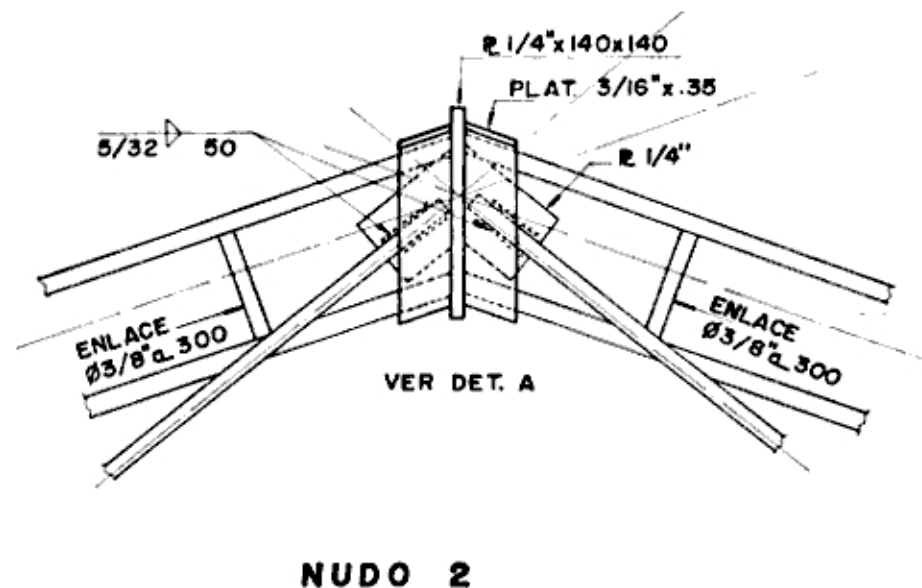
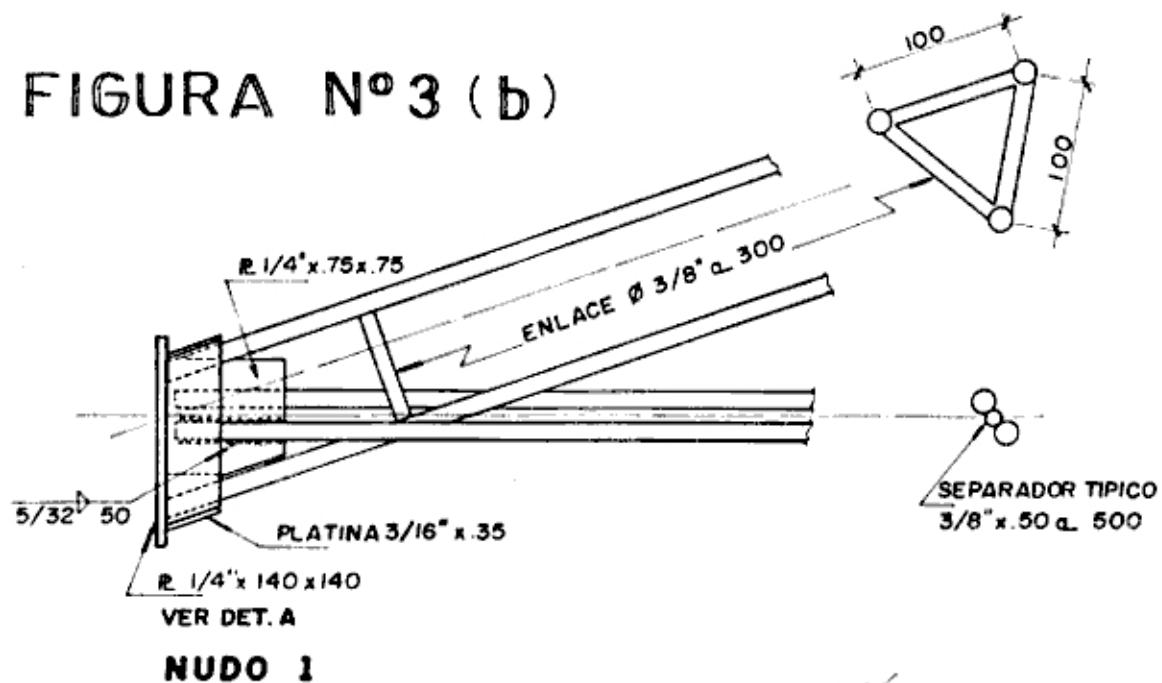
ARMADURA MODELO

ESC: 1/25

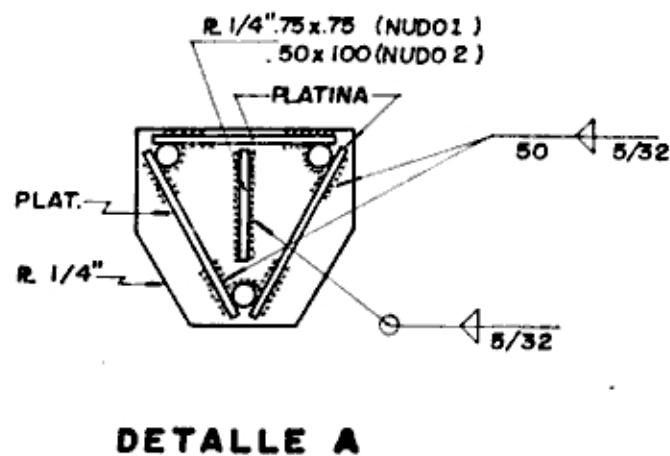
NOTA : GENTIL DONACION DE PROMOTORA COMERCIAL S.A.
 PASAJE LA FABRIL N° 105 - LIMA TELF. 525617
 AT. : ING° A. DE LA FUENTE

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		
PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL		DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y CONSTRUCCION
TESIS : ARMADURAS DE CELOSIA CON FIERRO CORRUGADO		
PLANO : ARMADURA MODELO		
NOMBRE : MOISES R. SALAS LA CRUZ		ING° ASESOR : LUIS F. ZAPATA BAGLIETTO
FECHA : MARZO - 1, 1984	DIB.	ESCALA : INDICADA

FIGURA N° 3 (b)



DETALLES DE NUDOS
ESC. = 1/8



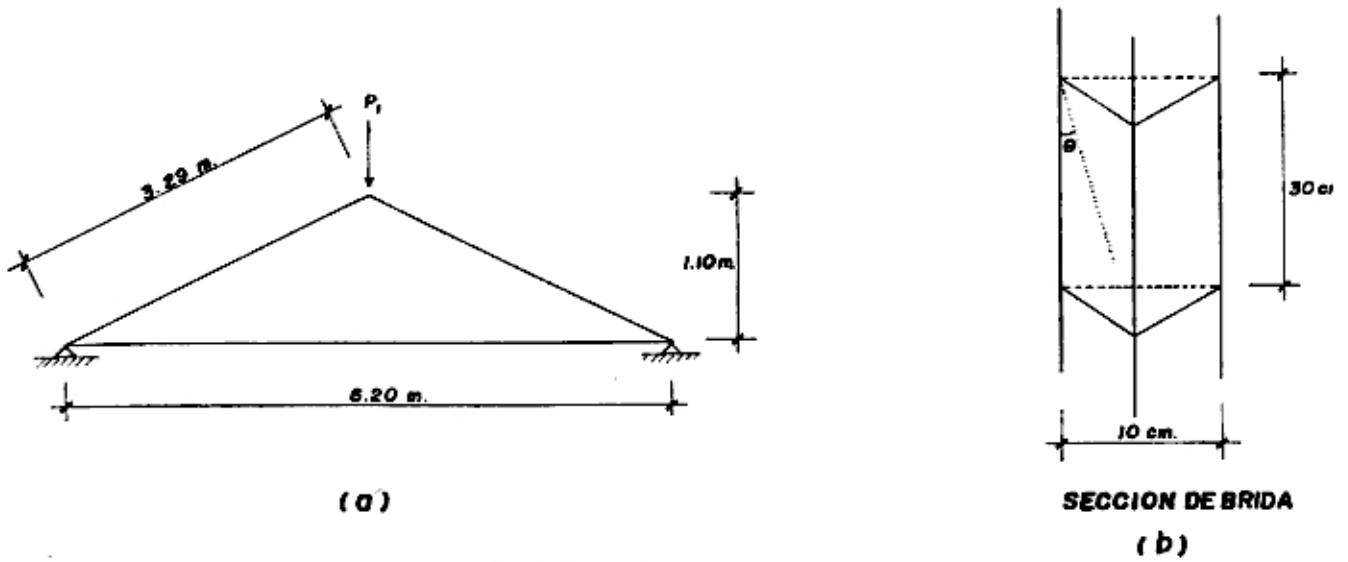


FIGURA 2

$$\begin{aligned}
 E &= 2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 & L &= 3.29 \text{ m.} \\
 r &= 4.0948 \text{ cm.} & I &= 63.88 \text{ cm}^4 \\
 \lambda_P &= \frac{10 - 1.27}{0.2381} = 36.67 & A_f &= 1.27 \text{ cm}^2 \\
 \lambda &= \frac{329}{4.0948} = 80.35 & A_p &= 0.71 \text{ cm}^2 \\
 & & \text{Cotg } \Theta &= 3
 \end{aligned}$$

De la ecuación 1 :

$$P_E = \frac{\pi^2 \times 2.03 \times 10^6 \times 63.88}{329^2} = 11,824 \text{ Kg.}$$

De la ecuación 3 :

$$\alpha_P = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{6} \left(\frac{36.67}{80.35} \right)^2 \left(3 \times \frac{1.27}{0.71} + 0.5 \right)} = 0.3322$$

De la ecuación 5 :

$$P_{cr1-2} = 11,824 \times 0.3322 = 3,928.5 \text{ Kg.}$$

$$f_{cr} = \frac{3,928.5}{3 \times 1.27} = 1,031 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{f_y}{2} = 2,100 \text{ Kg/cm}^2.$$

Como se puede notar, la falla ocurrirá dentro - del rango elástico. La carga P_1 de falla será:

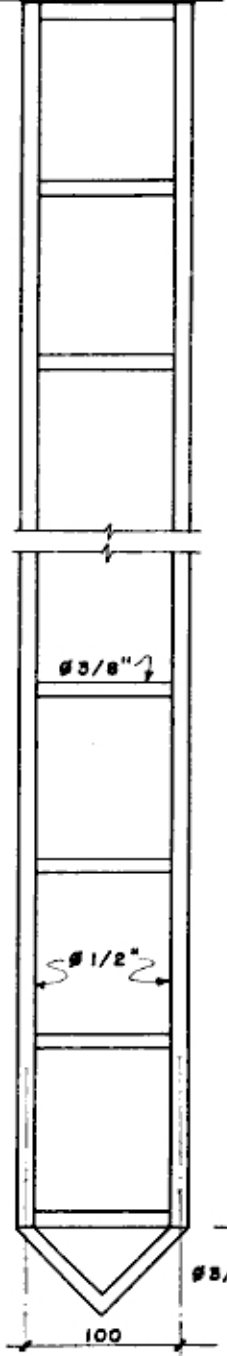
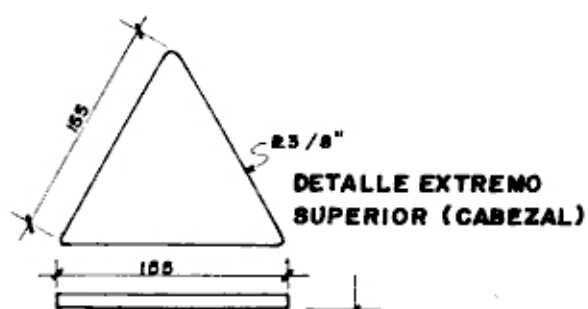
$$P_1 = \frac{3,928.5}{1.4592} = 2,627.4 \text{ Kg.}$$

1.03.2 Especímen 2 : Columnas de Celosía

En el esquema de la Fig. Nº 4, se presen tan 2 columnas, una con presillas y la otra con diagonales. Las característi cas son :

<u>Columnas con Presillas</u>	<u>Columnas con Diagonales</u>
$L = 2.15 \text{ m.}$	$L = 2.15 \text{ m.}$
$E = 2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$	$E = 2.03 \times 10^6 \text{ Kg/m}^2$
$r = 4.095 \text{ cm.}$	$r = 4.095 \text{ cm.}$
$I = 63.88 \text{ cm}^4$	$I = 63.88 \text{ cm}^4$
$A_f = 1.27 \text{ cm}^2$	$A_f = 1.27 \text{ cm}^2$
$A_p = 0.71 \text{ cm}^2$	$A_d = 0.229 \text{ cm}^2 (\text{Ø } 5.4 \text{ mm.})$
$\lambda_p = 36.67$	$\lambda = 52.5$
$\lambda = 52.5$	$\Theta = 59.74^\circ$
$\text{Cotg } \Theta = 1.1667$	

ESQUEMA DE COLUMNAS



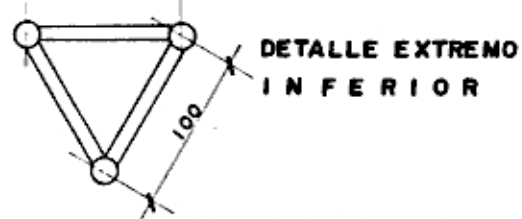
4,100 mm.
18 TRAMOS DE
116.7 mm. c/u.

Ø 3/8"

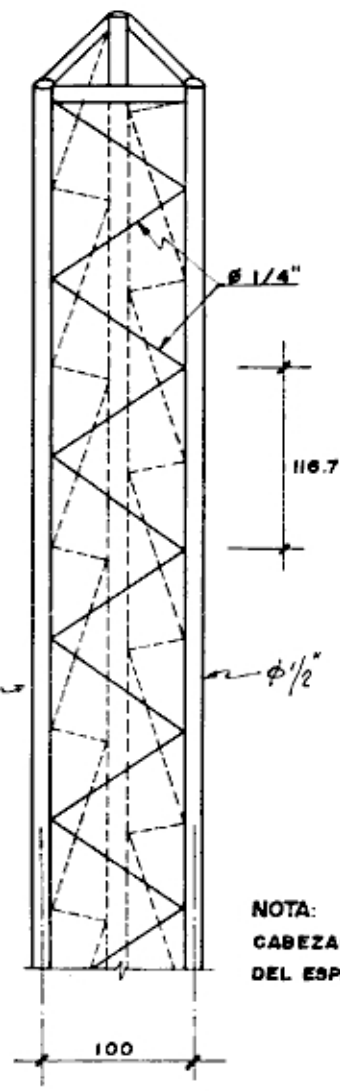
Ø 1/2"

Ø 3/8"

100



**COLUMNA CON PRESILLAS
ESPECIMEN 1**



Ø 1/4"

116.7

Ø 1/2"

Ø 1/2"

100

**COLUMNA CON DIAGONALES
ESPECIMEN 2**

NOTA:
CABEZAL IGUAL AL
DEL ESPECIMEN 1

FIGURA Nº 4

De la fórmula 1 :

$$P_E = \frac{\pi^2 \times 2.03 \times 10^6 \times 63.88}{215^2} = 27,688 \text{ Kg.}$$

- Para la columna con presillas :

De la ecuación 3 :

$$\alpha_p = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{6} \left(\frac{36.67}{52.50}\right)^2 (1.1667 \times \frac{1.27}{0.71} + 0.5)} = 0.3251$$

De la ecuación 5 :

$$P_{cr} = 27,688 \times 0.3251 = 9,001.4 \text{ Kg.}$$

$$f_{cr} = \frac{9,001.4}{3 \times 1.27} = 2,363 \text{ Kg/cm}^2 > \frac{f_y}{2} \rightarrow \begin{array}{l} \text{Pandeo} \\ \text{Inelástico} \end{array}$$

De las ecuaciones 7 y 8 : ($f_y = 4,410 \text{ Kg/cm}^2$
según Ensayo de Tracción)

$$f_{cr.i} = \frac{2,363^2 \times 4,410}{\frac{4,410^2}{4} + 2,363^2} = 2,357 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cr.i} = 4,410 \left(1 - \frac{4,410}{4 \times 2,363}\right) = 2,352 \text{ Kg/cm}^2$$

Tomando el menor :

$$P_{cr.i} = 2,352 \times 3 \times 1.27 = 8,961 \text{ Kg.}$$

- Para la columna con Diagonales :

De la ecuación 4 :

$$\alpha_d = \frac{1}{1 + \frac{2 \pi^2}{52.5^2} \frac{1.27}{\sin^2 \Theta \cos \Theta}} = 0.9045$$

$$P_{cr} = 27,688 \times 0.9045 = 25,042 \text{ Kg.}$$

$$f_{cr} = \frac{25,042}{3 \times 1.27} = 6,573 > \frac{f_y}{2} \rightarrow \text{Pandeo Inelástico}$$

Luego, de las ecuaciones 7 y 8 :

$$f_{cr.i} = \frac{6,573^2 \times 4,410}{4,410^2/4 + 6,573^2} = 3,964 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cr.i} = 4,410 \left(1 - \frac{4,410}{4 \times 6,573} \right) = 3,670 \text{ Kg/cm}^2$$

Se tomará el menor valor, luego :

$$P_{cr.i} = 3,670 \times 3 \times 1.27 = 13,983 \text{ Kg.}$$

1.03.3 Especimen 3 : Columnas de Celosía

Las secciones consideradas son las mismas que las del Especimen 2.

- Para la columna con presillas :

$$L = 1.50 \text{ m.} ; \lambda = \frac{150}{4.095} = 36.63 ; P_E = 56,882 \text{ Kg.}$$

De la ecuación 3 :

$$\alpha_p = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{6} \left(\frac{36.67}{36.63} \right)^2 (1.1667 \times \frac{1.27}{0.71} + 0.5)} = 0.1903$$

$$P_{cr} = 56,882 \times 0.1903 = 10,823.94 \text{ Kg.}$$

$$f_{cr} = \frac{10,824}{3 \times 1.27} = 2,841 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Pandeo Inelástico}$$

De la ecuación 7 :

$$f_{cr.i} = 4,410 \left(1 - \frac{4,410}{4 \times 2,841} \right) = 2,699 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{cr.i} = 2,699 \times 3 \times 1.27 = 10,282 \text{ Kg.}$$

- Para la columna con Diagonales :

$$L = 1.13 \text{ m.} ; \lambda = \frac{113}{4.095} = 27.595 ; P_E = 100,231 \text{ Kg.}$$

De la ecuación 4 :

$$\alpha_d = \frac{1}{1 + \frac{2 \pi^2}{27.595^2 \text{ sen}^2 \Theta \text{ cos} \Theta} \times \frac{1.27}{0.229}} = 0.7234$$

$$P_{cr} = 100,231 \times 0.7234 = 72,506 \text{ Kg.}$$

$$f_{cr} = \frac{72,506}{3 \times 1.27} = 19,030 \text{ Kg/cm}^2 > \frac{f_y}{2} \rightarrow \text{Pandeo Inelástico}$$

De la ecuación 7 :

$$f_{cr.i} = 4,410 \left(1 - \frac{4,410}{4 \times 19,030} \right) = 4,155 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore P_{cr.i} = 4,155 \times 3 \times 1.27 = 15,829 \text{ Kg.}$$

C A P I T U L O I I

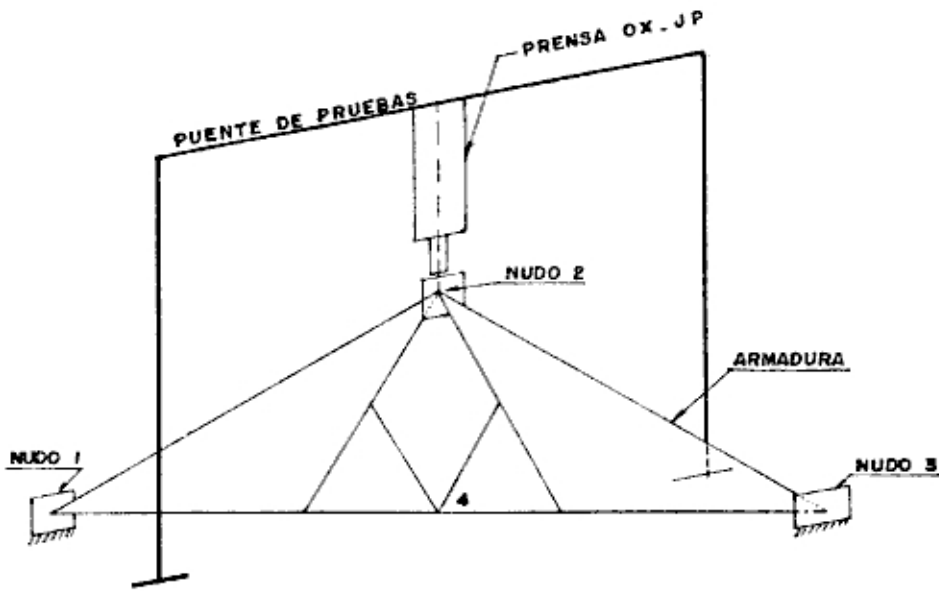
PRUEBAS EXPERIMENTALES

En este Capítulo, se presentan los resultados de los ensayos realizados en el Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Universidad Nacional de Ingeniería - UNI.

El objetivo de dichos ensayos es el de comprobar la validez de las fórmulas empleadas para predecir las cargas últimas de falla (P_{Cr}); y verificar el comportamiento de los elementos que forman la columna.

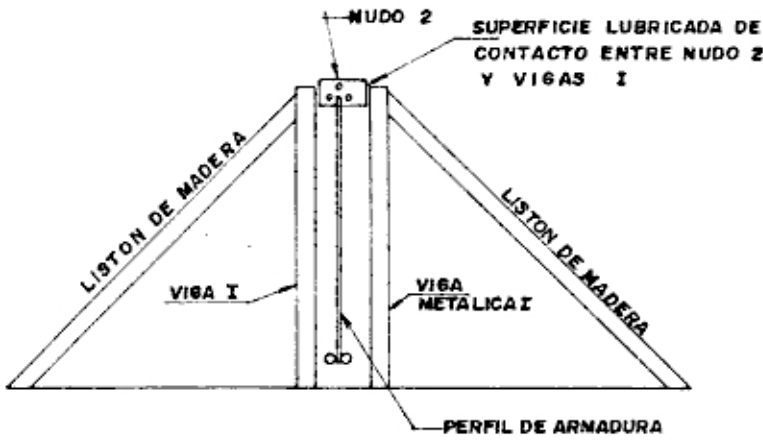
2.01 PRUEBA Nº 1 : ARMADURA

- Descripción : La armadura (Fig. Nº 3) se dispuso en el Puente de Pruebas del Laboratorio, tal como se muestra en la Fig. 5, los nudos 1, 2 y 3 se arriostraron, según los detalles de la Fig. 6. Se aplicó la carga en el nudo 2 mediante la Prensa Hidráulica OX - JP, de 20 Tn. de capacidad. Se ubicaron "Extensiómetros" para medir las deformaciones en el nudo 2 (vertical) y al centro de las bridas 1 - 2 y 2-3 (vertical y horizontal).



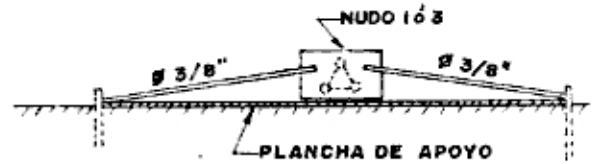
DISPOSICION DE LA ARMADURA EN EL PUENTE DE PRUEBAS

FIGURA N° 5



DETALLE ARRIOSTRAMIENTO NUDO 2

(a)



DETALLE ARRIOSTRAMIENTO DE APOYO 1 Y 3

(b)

FIGURA N° 6

Los resultados fueron los siguientes :

P (Kg)	δ_v 1-2 (mm)	δ_H 1-2 (mm)	δ_H 2-3 (mm)	δ_v 2 (mm)	δ_v 4 (mm)
1,000	- 0.66	- 6.30	2.80	6.09	2.34
* 1,740	7.21	13.04	9.43	11.69	6.73
1,600	14.89	28.20	5.70	12.58	8.05

* COLAPSO

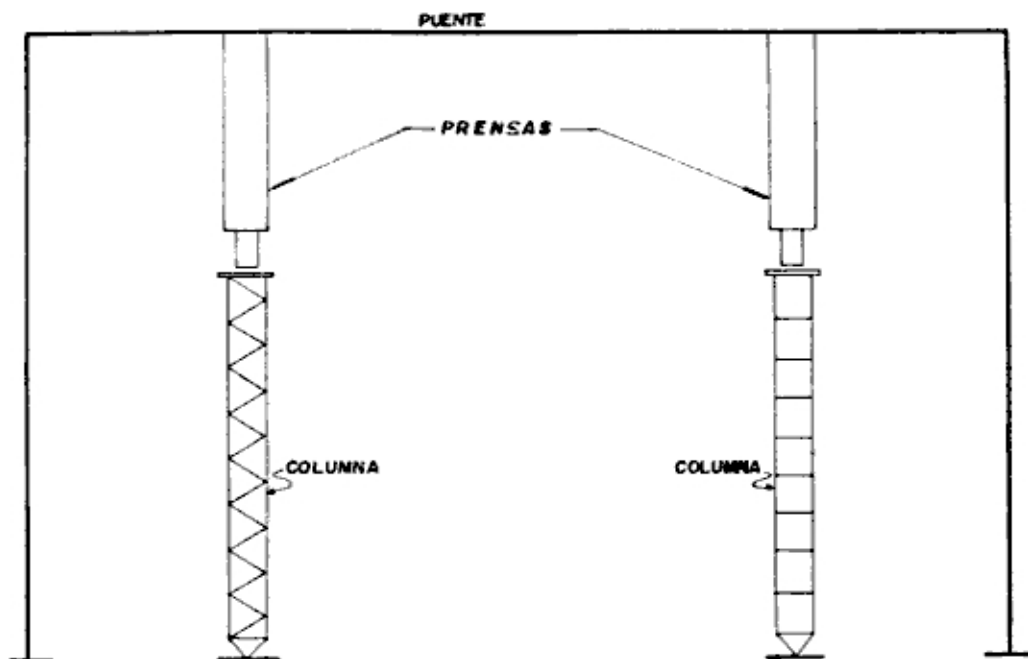
$$P_{cr1-2} = 1.4952 \times 1,740 = 2,602 \text{ Kg.}$$

Como se observa en el cuadro anterior, el colapso se produjo por "pandeo elástico" tanto que, al retirar la carga, la brida que falló (1-2) recuperó su forma inicial. Por otro lado, la carga de falla de diseño es 1.51 veces la experimental.

$$\frac{P_{cr}}{P_{cr \text{ exp}}} = \frac{3,928}{2,602} = 1.5096$$

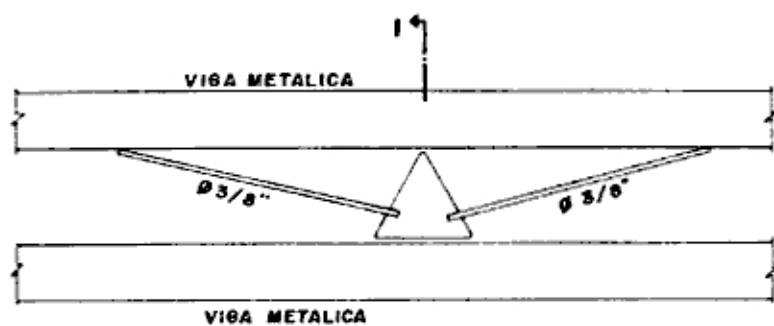
2.02 PRUEBA 2 : COLUMNAS CON PRESILLAS Y DIAGONALES

- DESCRIPCION : Las columnas se instalaron en el Puente de Pruebas (Fig. Nº 7). Los extremos inferiores se soldaron en la base y los superiores se arriostraron con barras de $\emptyset 3/8$ en el plano del puente, y con 2 vigas de acero en el plano perpendicular a dicho puente (Fig. Nº 8). Las cargas se aplicaron utilizando la misma prensa del ensayo anterior. Se midieron las deformaciones verticales en los extremos superiores y las horizontales en el centro de las columnas.



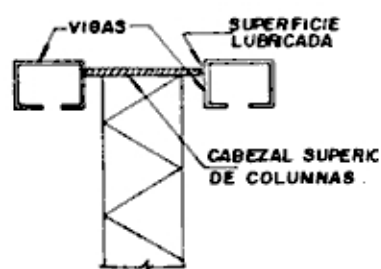
ESQUEMA DE DISPOSICION DE COLUMNAS EN PUENTE DE PRUEBAS

FIGURA N° 7



VISTA EN PLANTA DEL CABEZAL SUPERIOR DE COLUMNAS

(a)



SECCION I

(b)

DETALLES DE ARRIOSTRAMIENTO DE CABEZAL SUPERIOR DE COLUMNAS

FIGURA N° 8

Los resultados fueron los siguientes :

COLUMNA CON PRESILLAS

P (Kg)	δ_v (mm)	δ_{Hx} (mm)	δ_{Hy} (mm)
250	00	0.03	0.14
500	0.01	0.07	0.34
750	0.11	0.10	0.55
1,000	0.20	0.12	0.76
1,500	0.44	0.17	1.24
2,000	0.59	0.21	1.72
2,500	0.78	0.26	2.33
3,000	1.02	0.32	2.90
3,500	1.29	0.39	3.56
4,000	1.52	0.49	4.34
4,250	1.64	0.55	4.79
4,500	1.75	0.61	5.26
4,750	1.87	0.70	5.81
5,000	2.00	0.77	6.45
5,250	2.16	0.86	7.22
5,500	2.34	0.97	7.94
5,750	2.48	1.10	9.06
6,000	2.64	1.20	10.16
6,250	2.79	1.47	11.56
6,500	3.07	1.69	13.76
6,700	COLAPSO		

$$P_{cr} = 6,700 \text{ Kg.}$$

COLUMNA CON DIAGONALES

P (Kg)	δ_v (mm)	δ_{Hx} (mm)	δ_{Hy} (mm)
250	- 0.05	00	00
500	- 0.05	0.07	0.02
750	0.15	0.09	0.10
1,000	0.20	0.09	0.12
1,250	0.25	0.09	0.18
1,500	0.36	0.09	0.26
2,000	0.59	0.09	0.42
2,500	0.88	0.11	0.61
3,000	1.15	0.12	0.80
3,500	1.35	0.19	0.99
4,000	1.59	0.27	1.19
4,500	1.85	0.41	1.42
5,000	2.16	0.60	1.65
5,500	2.39	0.80	1.90
6,000	2.67	1.03	2.23
6,500	3.01	1.32	2.62
7,000	3.35	1.39	3.00
7,500	3.82	1.57	3.47
8,000	4.51	1.64	4.12
8,500	5.93	1.68	5.21
9,000	8.43	1.51	6.61
9,250	9.28	1.43	7.31
9,500	10.03	1.36	8.01
9,750	10.83	1.30	9.21
10,000	11.39	1.26	COLAPSO

$$P_{cr} = 10,000 \text{ Kg.}$$

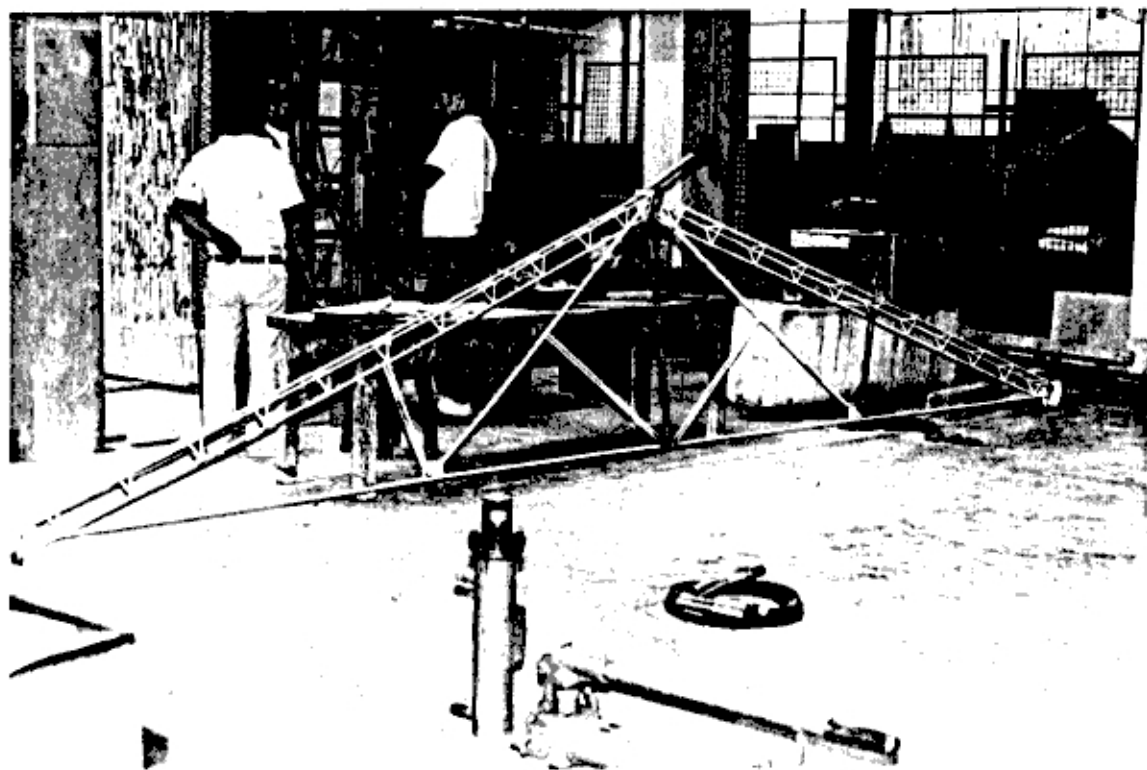
- COMENTARIO :

En la columna con presillas, el colapso se produce por "pandeo total", dentro del rango elástico; y la carga de falla de diseño sigue siendo mucho mayor que la experimental.

$$\frac{P_{cr}}{P_{cr \text{ exp}}} = \frac{8,961}{6,700} = 1.3375$$

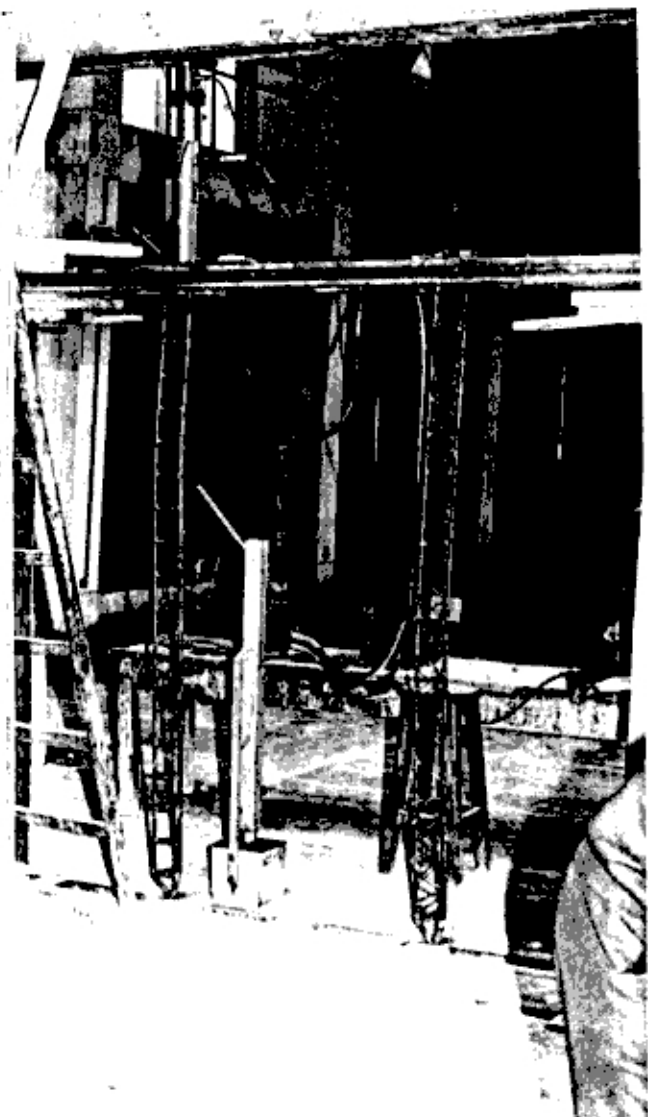
En la columna con diagonales, se produjo el colapso aparentemente en forma prematura - porque fue por pandeo local. Es posible - que haya ocurrido alguna excentricidad en la aplicación de la carga. a pesar de ello, es evidente que el uso de las diagonales le da mayor resistencia. En el cuadro de resultados se nota que la deformación vertical es excesiva. Este valor no se debe tomar en cuenta porque el apoyo de la columna sufrió deformación.

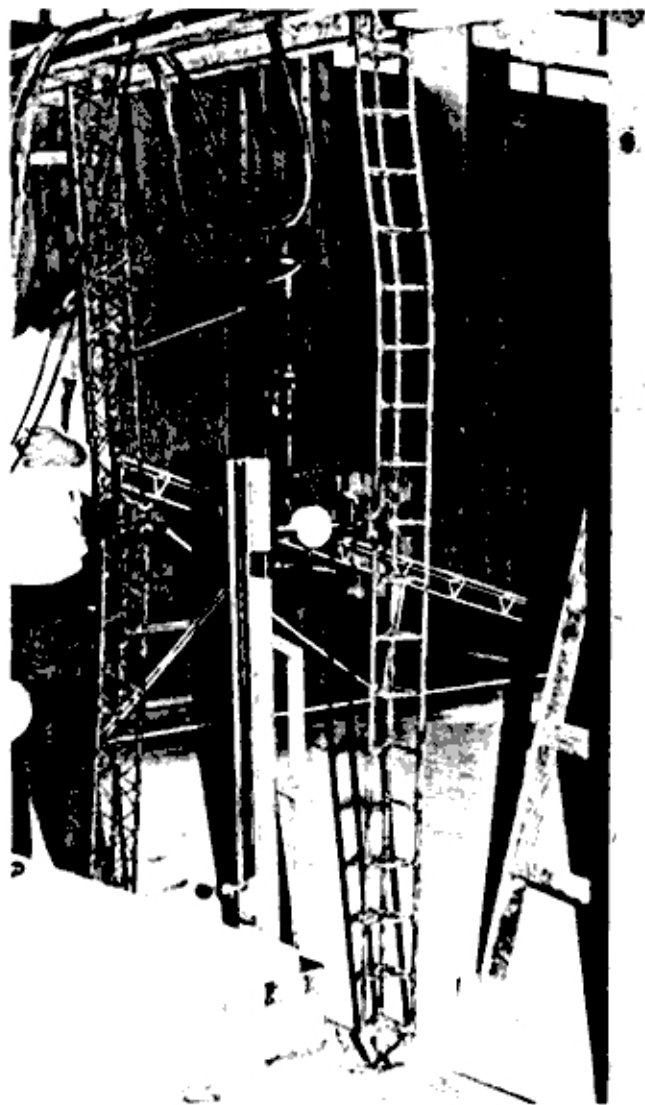
En las fotografías siguientes se podrá apreciar el estado de las columnas después del colapso.



En la fotografía izquierda se aprecia la armadura correspondiente a la Prueba N° 1.

En la derecha se observa la disposición de las columnas en el Puente de Pruebas.

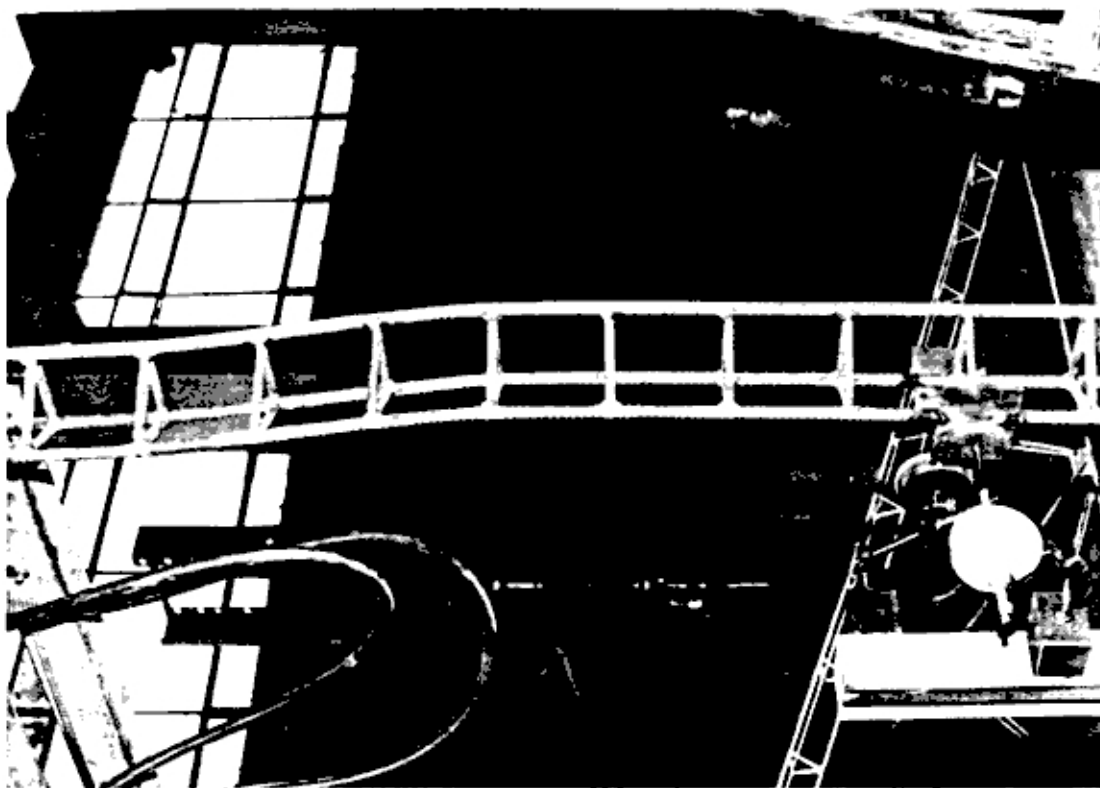




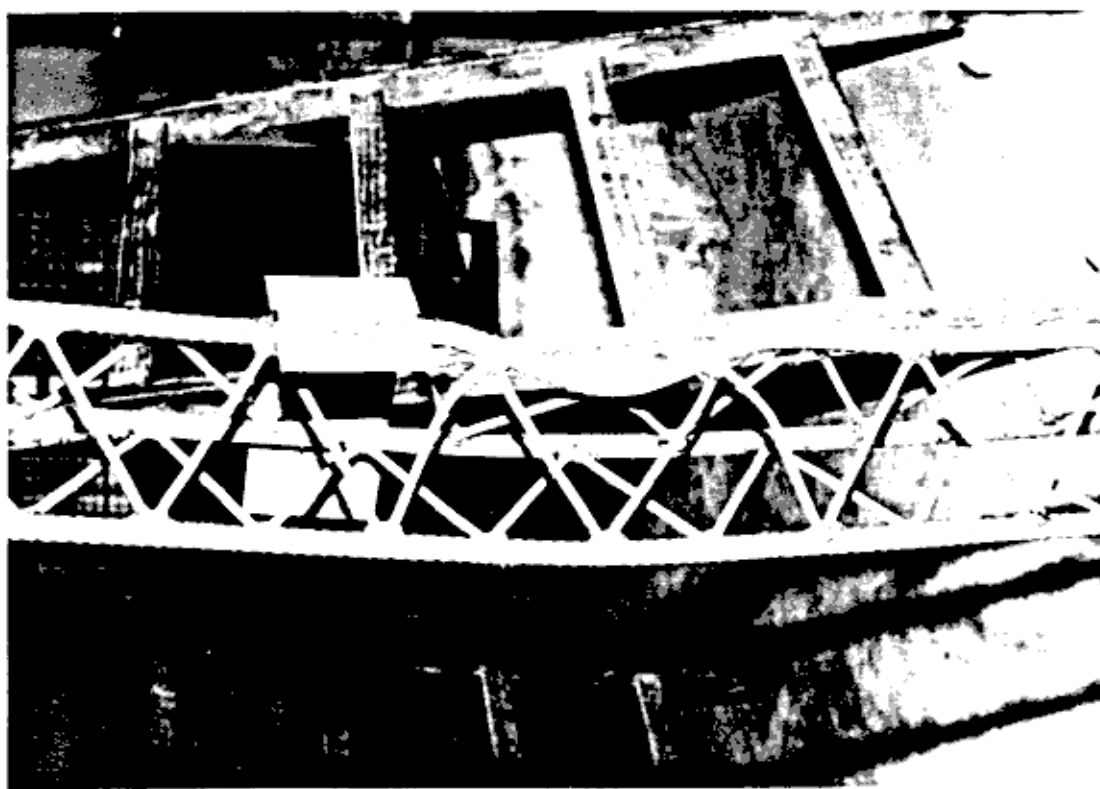
Después del ensayo, se aprecia el estado de las columnas.



Nótese la "falla local" en la columna con diagonales.



Vista de la columna con presillas; nótese la diferencia de la falla con la fotografía de la izquierda.



Aquí apreciamos con mayor claridad la falla por "pandeo local" de la columna con diagonales.

2.03 PRUEBA N° 3: COLUMNAS CON PRESILLAS Y DIAGONALES

- DESCRIPCION : Para esta prueba se tomaron los especímenes del ensayo anterior y se formaron 2 nuevas columnas, una de L= 1.50 m. (presillas) y otra de L= 1.13 - (diagonales). El ensayo se realizó en la Prensa Universal (cap. 50 Tn.), contándose también con una rótula en el extremo superior para disminuir la excentricidad por defectos de fabricación. Asimismo, se logró arriostrear convenientemente los extremos. Se ubicaron 3 extensiómetros, uno para la deformación vertical y los otros para las horizontales en el centro de las columnas. Los resultados fueron :

COLUMNAS CON PRESILLAS

P (Kg)	δ_v (mm)	δ_{hx} (mm)	δ_{hy} (mm)
500	0.09	- 19.92	0.16
1,000	0.71	- 0.03	0.37
1,500	1.12	- 0.02	0.47
2,000	1.47	0.18	0.52
3,000	2.06	0.34	0.53
4,000	2.60	0.47	0.53
5,000	3.10	0.62	0.53
6,000	3.58	0.77	0.53
7,000	4.00	0.79	0.48
7,500	4.39	0.88	0.47
8,000	4.45	1.01	0.49
8,500	4.67	1.16	0.50
8,750	-	-	-
9,000	4.90	1.34	0.51
9,250	5.00	1.46	0.52
9,500	5.11	1.59	0.54
9,750	5.22	1.73	0.55
10,000	5.34	1.94	0.56
10,250	5.45	2.10	0.56
10,500	5.56	2.31	0.57
10,750	5.67	2.59	0.59
11,000	5.77	2.94	0.61
11,500	5.99	3.99	0.73
11,850	C O L A P S O		

$$P_{cr} = 11,850 \text{ Kg.}$$

COLUMNA CON DIAGONALES

P (Kg)	δ_v (mm)	δ_{uy} (mm)	δ_{uy} (mm)
500	0.55	0.05	0.17
1,000	1.06	- 0.01	0.31
2,000	1.61	0.07	0.35
3,000	2.14	0.15	0.39
4,000	2.60	0.21	0.42
5,000	3.06	0.26	0.42
6,000	3.50	0.32	0.43
7,000	3.94	0.37	0.43
8,000	4.37	0.42	0.42
9,000	4.80	0.48	0.40
10,000	5.21	0.53	0.37
10,500	5.42	0.57	0.36
11,000	5.63	0.60	0.34
11,500	5.84	0.63	0.33
12,000	6.05	0.66	0.32
12,500	6.26	0.70	0.31
13,000	6.48	0.73	0.30
13,500	6.69	0.76	0.29
14,000	7.82	0.78	0.28
15,350	C O L A P S O		

$$P_{cr} = 15,350 \text{ Kg.}$$

- COMENTARIO :

La columna con presillas colapsó por pandeo e lástico :

$$\frac{P_{cr}}{P_{cr \text{ exp}}} = \frac{10,282}{11,850} = 0.8677$$

La columna con diagonales colapsó por pandeo inelástico. A pesar de que el pandeo fue local, durante el ensayo se notó que el colapso pudo ocurrir en cualquiera de las 3 barras. Por esta razón se retiraron los Extensiómetros a partir de las 14 Tn. por temor a que pudieran sufrir daños.

$$\frac{P_{cr}}{P_{cr \text{ exp}}} = \frac{15,829}{15,350} = 1.031$$

2.04 COMENTARIOS FINALES SOBRE LOS ENSAYOS

Después de haber analizado los procesos de diseño y compararlos con los resultados de los ensayos, se puede extraer las siguientes conclusiones :

a.- Los resultados de los ensayos demuestran que las fórmulas aplicadas en el cálculo de P_{cr} son válidas para las secciones analizadas; sin embargo, es necesario mencionar que la fórmula 4 da resultados más aproximados para P_{cr} cuando se reemplaza $(\frac{\lambda_p}{\lambda})^2$ por $(\frac{\lambda_p}{\lambda})$. Así :

$$\text{Diseño 1} : \alpha_p = 0.1851 \quad P_{cr} = 2,188\text{Kg.}$$

$$P_{cr \text{ exp}} = 2,602\text{Kg.}$$

Diseño 2 : $\alpha_p = 0.2518$ $P_{cr} = 6,970 \text{ Kg.}$

$P_{cr \text{ exp}} = 6,700 \text{ Kg.}$

Diseño 3 : $\alpha_p = 0.1901$ $P_{cr} = 10,275 \text{ Kg.}$

$P_{cr \text{ exp}} = 11,850 \text{ Kg.}$

b.- El uso de las diagonales hace que la resistencia de la columna se incremente considerablemente en comparación con las columnas con presillas.

c.- Se recomienda que los miembros en estudio cumplan con las relaciones siguientes (ref. 1), para tener mayor confiabilidad en los resultados.

$$\frac{l_b}{r_b} \leq 40 \quad ; \quad \frac{L}{r} \leq 80$$

d.- Es necesario incidir en las restricciones siguientes :

columnas con presillas : $\theta \geq 40^\circ$

columnas con diagonales: $\theta \geq 60^\circ$

e.- Como las fórmulas nos dan el valor probable de P_{cr} ; se podrá utilizar los siguientes factores para calcular los P_a :

$$P_a = \frac{1}{F.S} \times P_{cr}$$

- Pandeo Elástico ($f_{cr} < \frac{f_y}{2}$) : $FS = \frac{23}{12}$

- Pandeo Inelástico :

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \times \frac{\lambda}{97.7} - \frac{1}{8} \left(\frac{\lambda}{97.7} \right)^3$$

Ejemplos : (Diseño 1)

$$P_a = \frac{12}{23} \times 2,188 = 1,142 \text{ Kg.}$$

$$P_{cr \text{ exp}} = 2,602 \text{ Kg.}$$

(Diseño 3) : ("enlace diagonal")

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \times \frac{27.6}{97.7} - \frac{1}{8} \left(\frac{27.6}{97.7} \right)^3 = 1.77$$

$$P_a = \frac{1}{1.77} \times 15,829 = 8,943 \text{ Kg.}$$

$$P_{cr \text{ exp}} = 15,350 \text{ Kg.}$$

C A P I T U L O I I I

A P L I C A C I O N E S

3.01 DISEÑO DE TIJERAL

Se considera un tijeral típico de 19.60m. de luz, utilizando viguetas cada 1.69m. y con cargas puntuales de 500 Kg. por nudo, 250 Kg. en los extremos.

Los esfuerzos producidos en las barras del tijeral se presentan en el cuadro siguiente:

	Barra	Tipo Esf.	Esfuerzo	L _x	L _y	Diseño
Brida Inf.	2-3	T	5,398			$As = \frac{5,563}{0.6 \times 4200} = 2.21 \text{ cm}^2$ <p>2 Ø ½</p>
	3-5	T	4,940			
	5-7	T	5,563			
	7-9	T	5,209			
	9-14	T	4,107			
Brida Super.	2-4	C	5,587	1.69	5.07	Ver diseño tipo en la página siguiente. Con presillas
	4-6	C	6,077			
	6-8	C	5,915			
	8-10	C	5,687			
	10-12	C	5,499			
	12-13	C	5,332			
Montant	3-4	C	1,110	1.02	1.02	Sección ; 3 Ø 3/8 + Ø 1/4 l ₁ =3cm @ 4cm
	5-6	C	480	1.60	1.60	Sección ; 3 Ø 3/8 + Ø 1/4 l ₁ =5cm @ 6 cm
	7-8	C	542	2.16	2.16	Sección ; 3 Ø 3/8 + Ø 1/4 l ₁ =7.5 @ 9 cm
	9-10	C	1,167	2.73	2.73	Sección ; 3 Ø 3/8 + Ø 1/4 l ₁ =7.5 @ 7.5cm
	11-12	C	499	1.41	1.41	Sección ; 3 Ø 3/8 + Ø 1/4 l ₁ =5 @ 6 cm
Diag.	4-5	T	901			$As = \frac{1,717}{0.6 \times 4,200} = 0.68 \text{ cm}^2$ <p>2 Ø 3/8</p>
	5-8	T	90			
	7-10	T	545			
	10-11	T	402			
	9-13	T	1,717			

- Diseño de Brida Superior:

$$L_x = 169 \text{ cm.}$$

$$L_y = 3 \times 169 = 507 \text{ cm.}$$

Usando sección de $l_1 = 17.5 \text{ cm.}$ con $3 \phi \frac{1}{2}$
y Diagonales $\phi \frac{1}{4}$.

$$L = 507$$

$$r = 7.1514 \text{ cm.}$$

$$A = 3 \times 1.27 = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$I = r^2 A = 194.85 \text{ cm}^4$$

$$A_d = 0.32 \text{ cm}^2 (\phi \frac{1}{4})$$

$$\lambda = \frac{507}{7.1514} = 70.8952$$

$$\theta = 60^\circ$$

De la ecuación 1 :

$$P_E = \frac{\pi^2 \times 2.03 \times 10^6 \times 194.8}{507^2} = 15,187 \text{ Kg.}$$

De la ecuación 4 :

$$\alpha_d = \frac{1}{1 + \frac{2\pi^2}{70.90^2 \sin^2 \theta \cos \theta} \times \frac{1.27}{0.32}} = 0.9601$$

$$P_{cr} = 15,187 \times 0.9601 = 14,581 \text{ Kg.}$$

$$f_{cr} = \frac{14,581}{3.81} = 3,827 \text{ Kg/cm}^2 > \frac{f_y}{2} \rightarrow \text{INELASTICO}$$

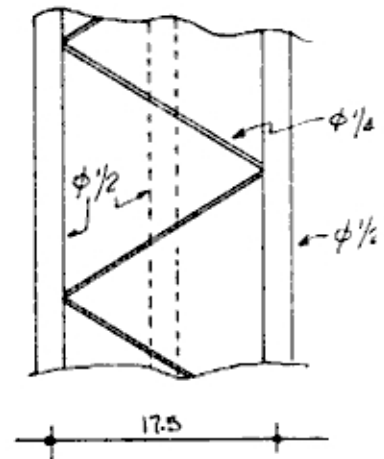
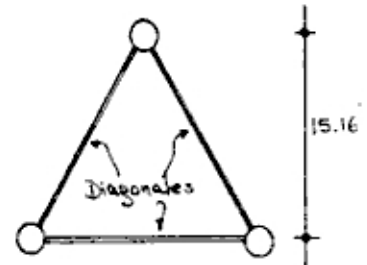
De la ecuación 8 :

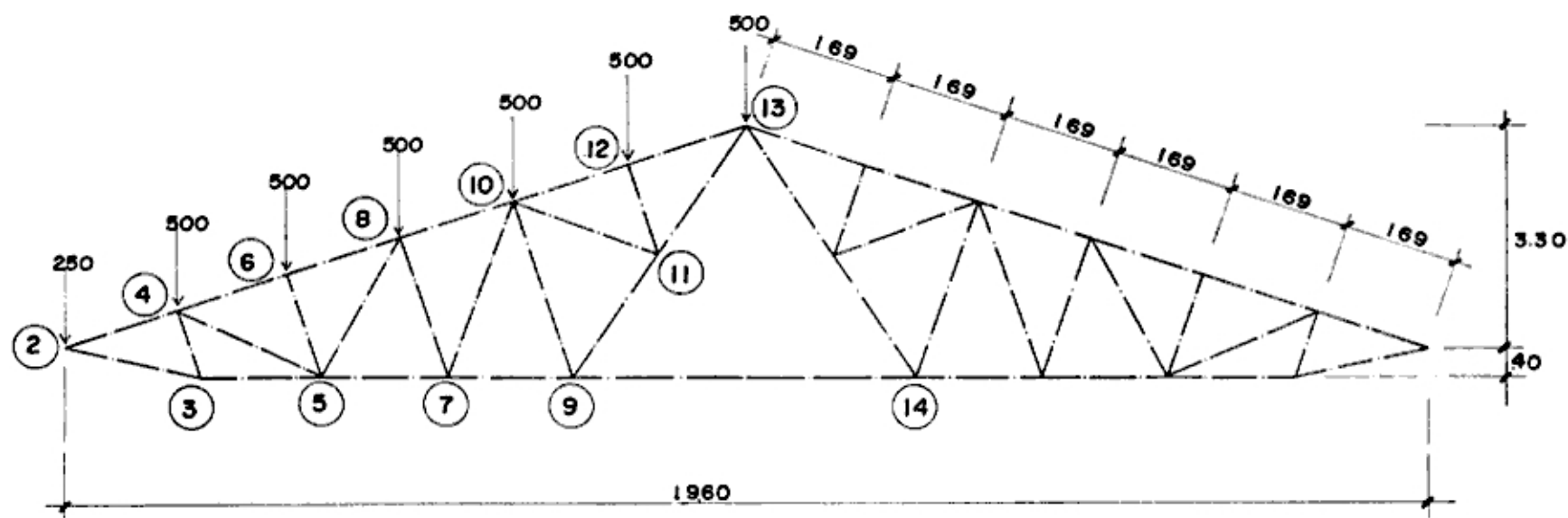
$$f_{cr i} = 4,200 \left(1 - \frac{4200}{4 \times 3,827} \right) = 3,048 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{cr i} = 3,048 \times 3.81 = 11,612 \text{ Kg.}$$

$$F S = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \times \frac{70.9}{97.7} - \frac{1}{8} \left(\frac{70.9}{97.7} \right)^3 = 1.8910$$

$$P_a = \frac{11,612}{1.8910} = 6,140 \text{ Kg.} > 6,077 \text{ Kg. O.K.}$$





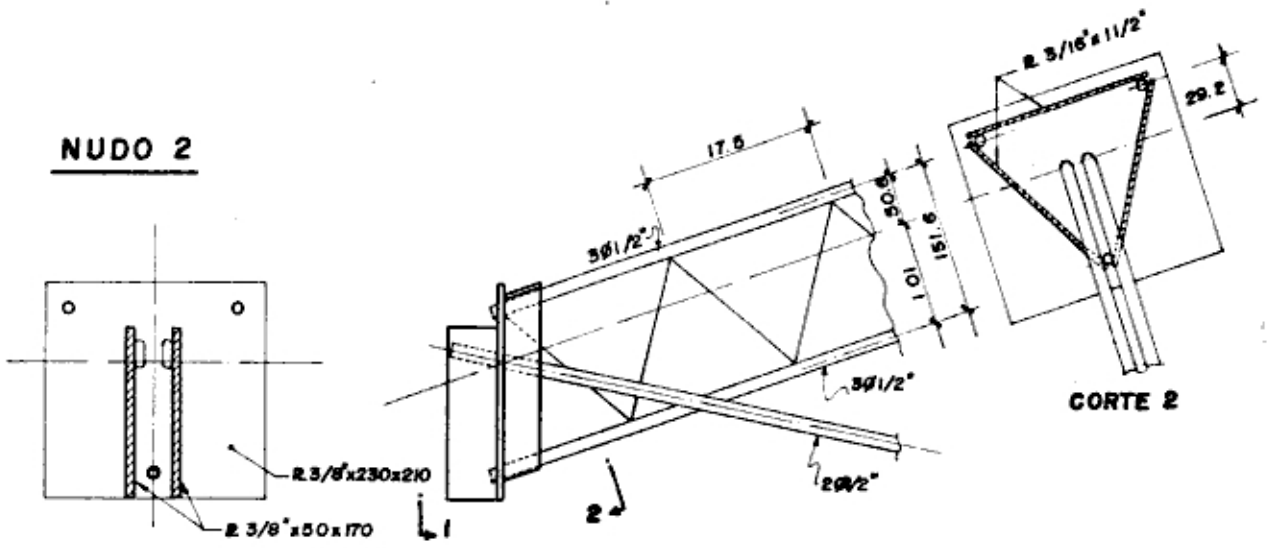
-36-

TIJERAL TIPICO

FIGURA N° 9

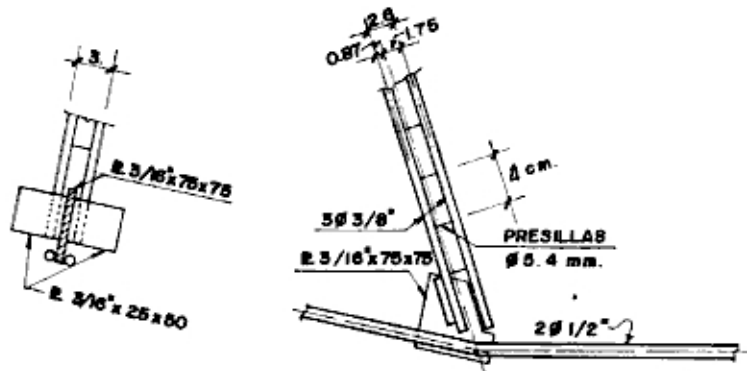
3.02 DETALLES DE NUDOS

NUDO 2

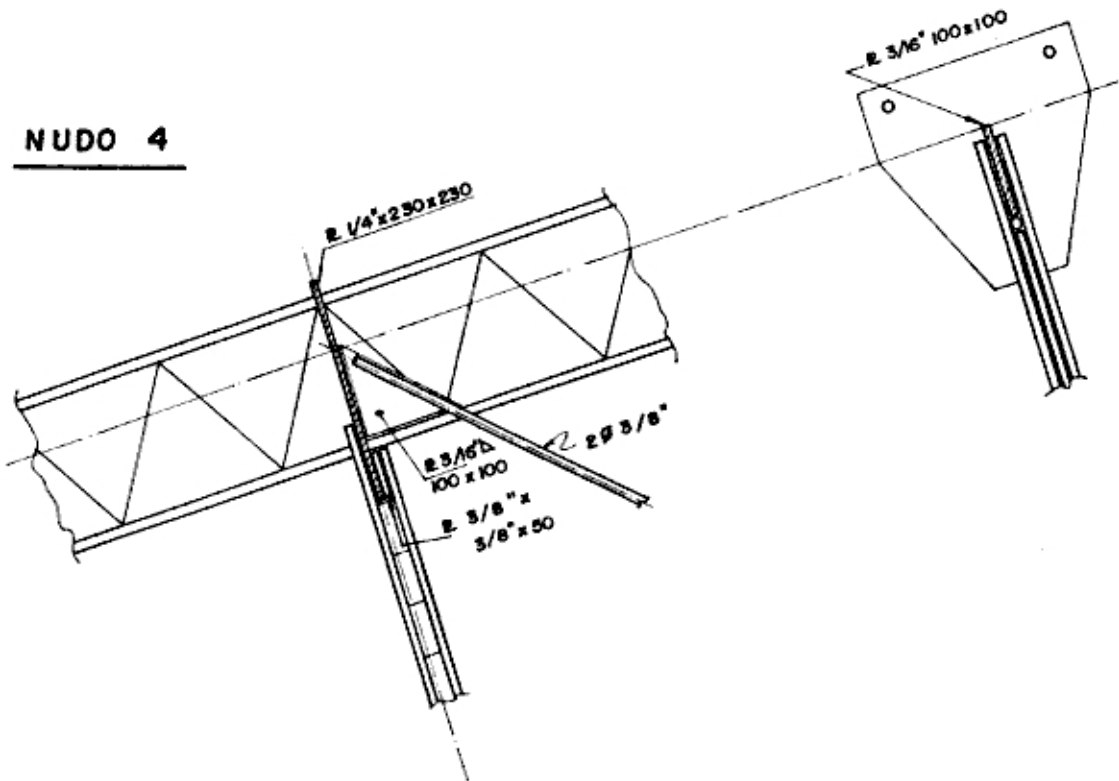


CORTE 1

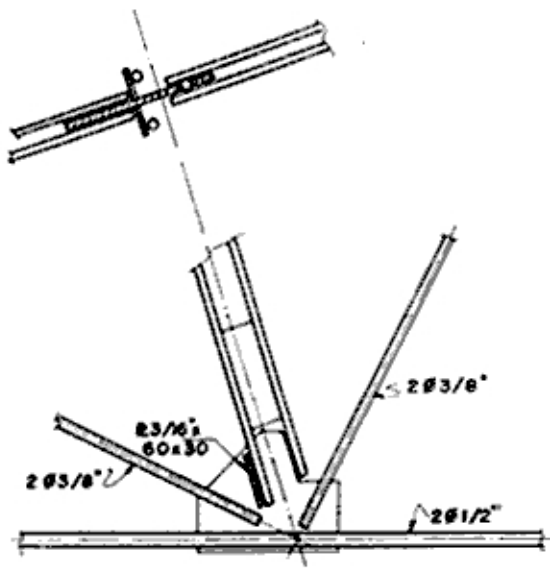
NUDO 3



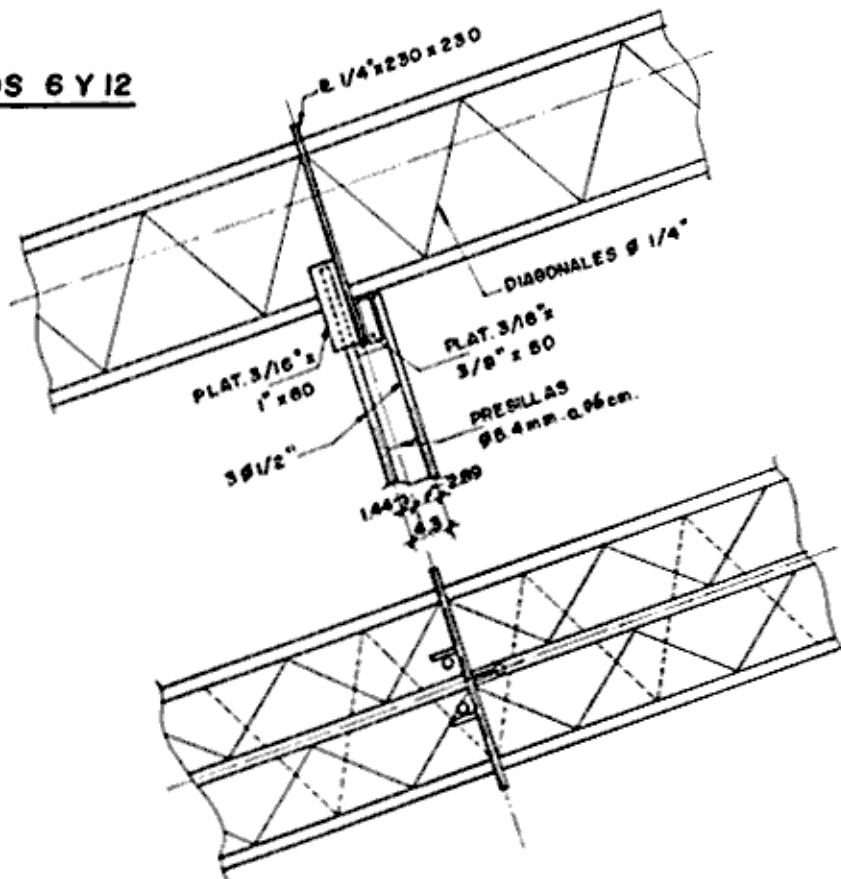
NUDO 4



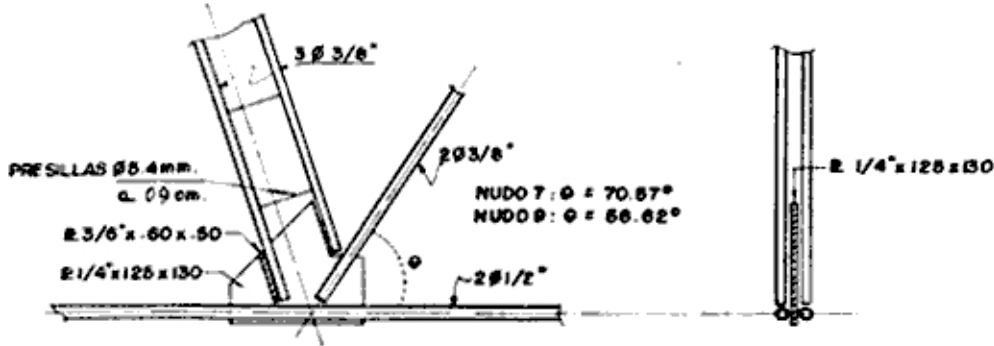
NUDO 5



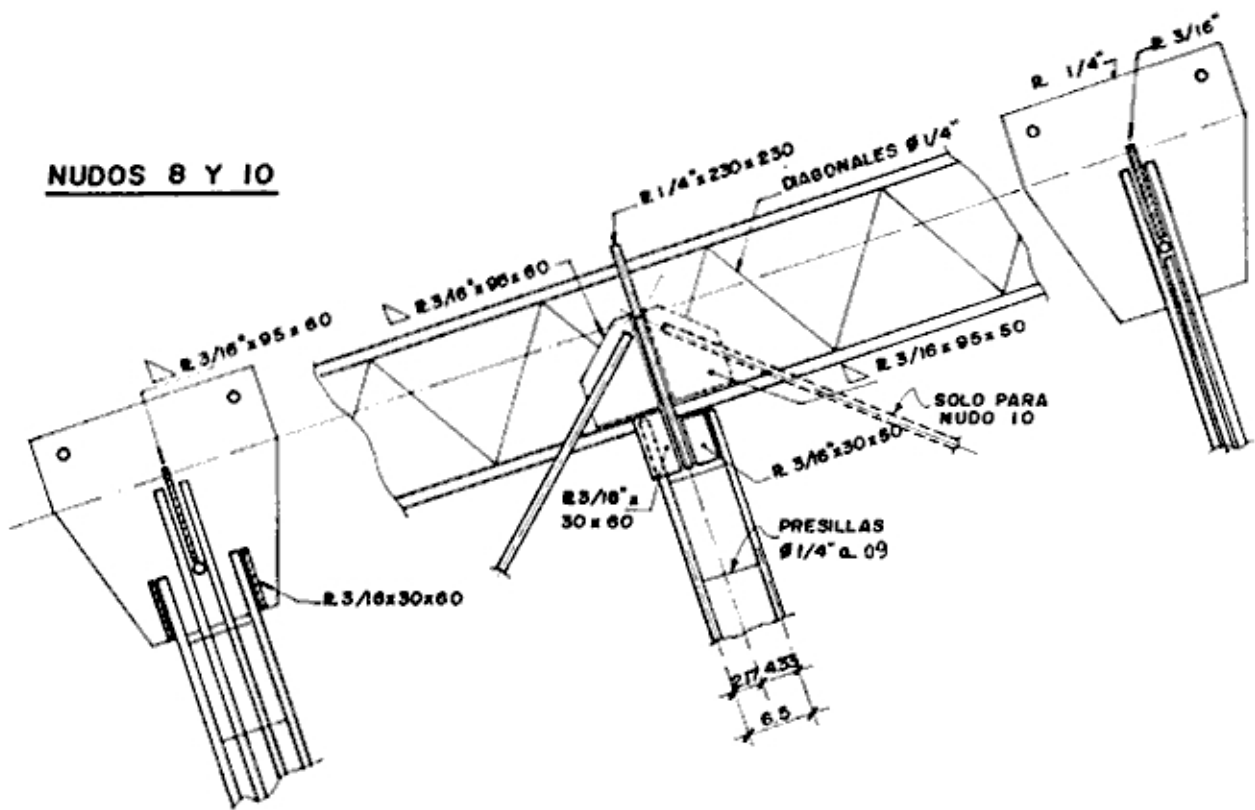
NUDOS 6 Y 12



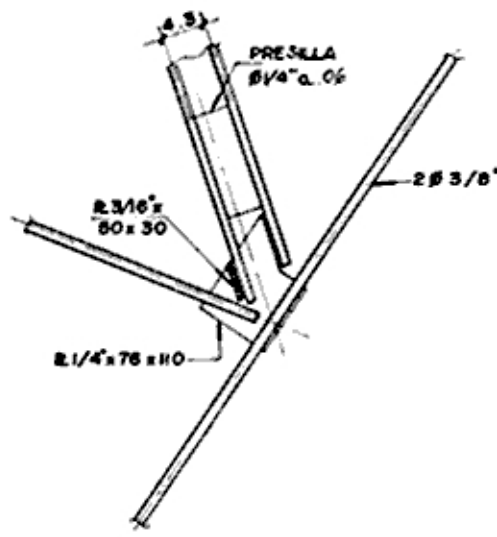
NUDOS 7 Y 9



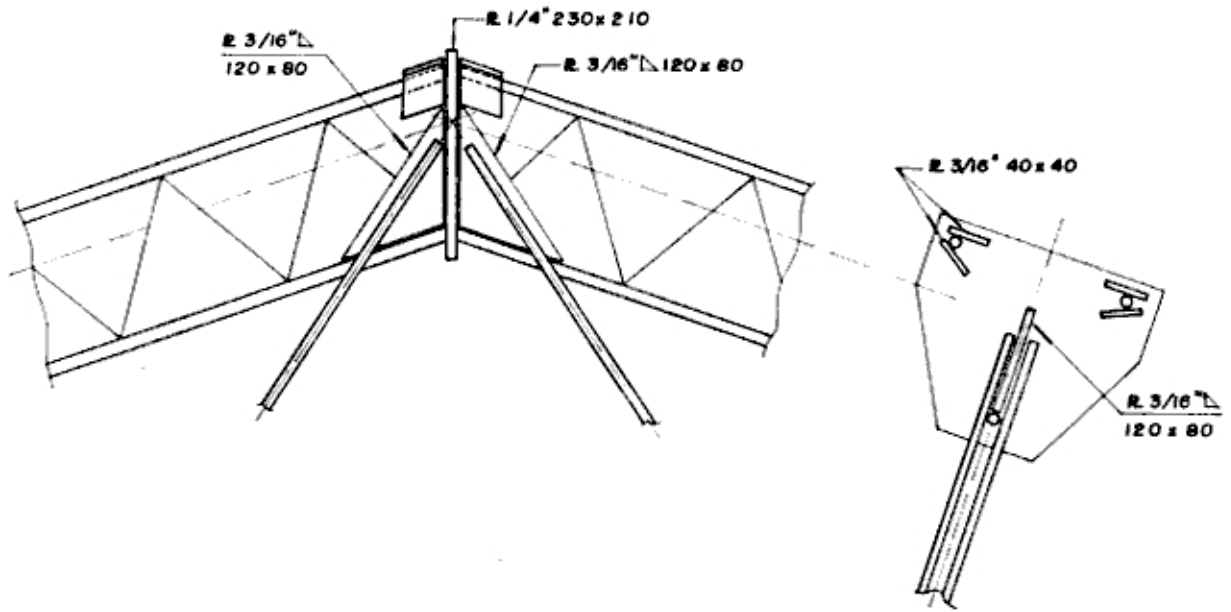
NUDOS 8 Y 10



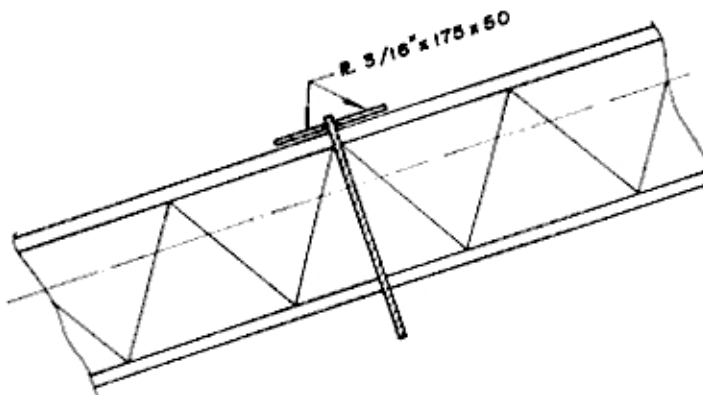
NUDO II



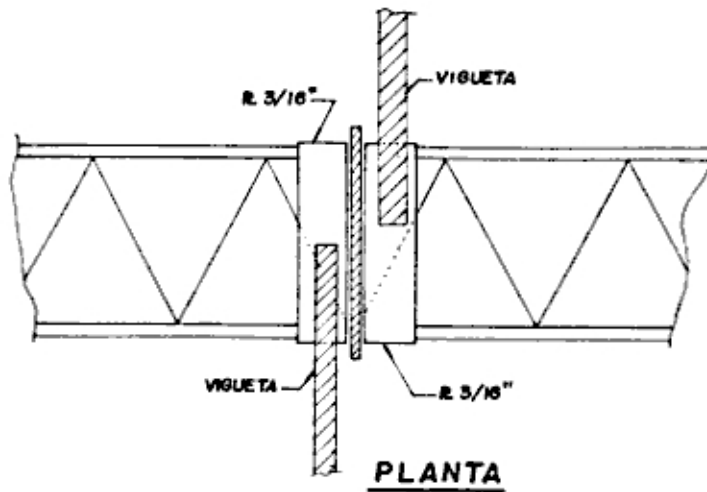
NUDO 13



APOYO DE VIGUETAS :



ELEVACION



C A P I T U L O I V

ANALISIS ECONOMICO COMPARATIVO

Aprovechando el tijeral diseñado en el Capítulo anterior, se calcula a continuación su costo de fabricación y montaje. Algunos datos que se mencionan, fueron proporcionados por La Promotora Comercial S.A.

Metrado del	: fierro corrugado	208 Kg.
tijeral	planchas	<u>52 Kg.</u>
		260 Kg.

Costos :

Acero	208 x 2,250	607,360	(a)
	52 x 2,680		
Soldadura:	3.45%: 9 x 12,000	108,000	(b)
(Tenacito)			
Mano de Obra:	25% : 0.25 (a + b)	178,840	(c)
Gastos Generales:	70%: 0.7 (c)	<u>125,190</u>	
	Sub-Total	1'019,390	
	Utilidad - 30%	<u>305,820</u>	
	TOTAL :	S/.1'325,210/tijeral	

En seguida se supondrá el mismo tijeral diseñado con perfiles convencionales:

Metrado : Perfiles y planchas : 383 Kg.

Costos :

Acero : 383 x 3,060	=	1'171,980	(a)
Soldadura : 3% : 11.5 x 10,000 (E 60 - xx)	=	115,000	(b)
Mano de Obra : 20% : 0.2 (a + b)	=	257,400	(c)
Gastos Generales: 70% : 0.7 (c)	=	<u>180,180</u>	
Sub-Total	=	1'724,560	
Utilidad : 30%	=	<u>517,370</u>	
TOTAL	=	2'241,930	
Relación Costo $\frac{F.C}{PERF}$	=	$\frac{1'325,210}{2'241,930}$	= 0.5911 (59%)

Es decir, el costo del tijeral con fierro corrugado representa el 59% del costo con perfiles convencionales.

C A P I T U L O V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1.- Es perfectamente factible el uso del fierro corrugado en las armaduras de celosía.
- 2.- Esta utilización amerita un estudio cuidadoso de algunos detalles : nudos, soldadura, tratamiento-anticorrosivo, montaje, etc.
- 3.- En el ejemplo de aplicación (Capítulo 3), se muestra una solución para los nudos.
- 4.- Para la soldadura se tienen las siguientes recomendaciones :
 - Electrodo de bajo contenido de hidrógeno, del tipo E x x 16 ó E x x 18; aplicación previo calentamiento o por lo menos 93°C, y para los empalmes reforzar con un perfil angular. (Referencia 7).
 - Después de una consulta efectuada en el Departamento Técnico de ELECTRODOS Y SOLDADURAS OERLIKON S.A., se llega a la conclusión de que da mejores resultados el uso de electrodos tipo SUPER CITO 7018 o TENACITO 75, previo calentamiento de las piezas a soldar, a 200°C.
- 5.- Por su alto contenido de carbono, el fierro corrugado de grado 60 es más sensible al ataque de los

agentes corrosivos. Por este motivo, es recomendable tener especial cuidado en el tratamiento anticorrosivo, es decir; limpieza (escobilla o arenado), pintura base (preferible azarcón-minio) y esmalte para protección de la base.

- 6.- Los riesgos de la corrosión serían menores si existieran varillas lisas de acero grado 60.
- 7.- Para el izaje de las armaduras, es necesario prever los puntos de sujeción o de amarre, para evitar esfuerzos de compresión en elementos que no han sido diseñados para ello.
- 8.- Asimismo, es recomendable que los miembros principales de la armadura, que están sometidos a esfuerzos de compresión, estén formados por secciones enlazadas con diagonales.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Estructuras de Acero
Mc Guire
- 2.- Diseño Estructural en Acero
Ing. Luis f. Zapata B.
- 3.- Diseño de Estructuras de Acero
Bresler, Lin y Scalzi
- 4.- Manual Structural Stability Hand Book
Column Research Committe Japan
- 5.- Estructuras de Acero.- Comportamiento y Diseño
Oscar de Buen López de Heredia
- 6.- Manual of Steel Construction (AISC)
- 7.- Manual Acero 60 para la Construcción
SIDER PERU
- 8.- Elementos de Resistencia de Materiales
Timoshenko y Young
- 9.- Apuntes de Clase del Ing. Luis F. Zapata.