



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
" ARAGÓN "

**ESTRUCTURA METALICA A DOS AGUAS PARA
LA NAVE DE UN TEMPLO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :
**FERNANDO BERUMEN TREJO
ALEJANDRO VEGA VILLANUEVA**

San Juan de Aragón, Edo. Méx.

1985



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 está 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.

I E M A R I OINTRODUCCIONCAPITULO I CARACTERISTICAS GENERALES

I.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

I.2 CROQUIS ARQUITECTÓNICOS

CAPITULO II SOLICITACIONES DE CARGA

II.1 CARGA MUERTA

II.2 CARGA VIVA

II.3 CARGAS ACCIDENTALES

CAPITULO III ANÁLISIS ESTRUCTURAL

III.1 ANÁLISIS ESTÁTICO

III.2 ANÁLISIS POR SISMO

III.3 ANÁLISIS POR VIENTO

III.3.1 GENERALIDADES

III.3.2 VELOCIDADES DE DISEÑO

III.3.3 FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO

III.3.4 COEFICIENTE DE EMPUJE

III.3.5 VIENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL

III.3.6 VIENTO EN SENTIDO LONGITUDINAL

CAPITULO IV DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

IV.1 MARCOS

IV.2 LARGUEROS

IV.3 CONEXIONES

IV.3.1 GENERALIDADES

IV.3.2 TIPOS DE CONECTORES

IV.3.3 DISEÑO DE CONEXIONES

CAPITULO V ESTUDIO DE LA CIMENTACION

V.1 INTRODUCCIÓN

V.2 TIPOS DE CIMENTACIONES

V.3 CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO

V.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

V.5 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

CAPITULO VI CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

I N T R O D U C C I O N

EN EL PRESENTE TRABAJO SE PRETENDE PROPORCIONAR UN CRITERIO DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO QUE SERVIRÁ - PARA FORMAR LA NAVE DE UN TEMPLO DESTINADO AL CULTO RELIGIOSO, EN EL QUE SE TRATA DE COMBINAR LOS CONOCIMIENTOS TEÓRICOS Y LA EXPERIENCIA PROFESIONAL A FIN DE PROPORCIONAR UN ELEMENTO DE CONSULTA PARA LAS GENERACIONES FUTURAS QUE PUDIERAN TENER UN PROBLEMA SIMILAR EN EL EJERCICIO DE SU PROFESIÓN.

DICHO CRITERIO SE APOYA EN LA REALIZACIÓN DE LAS SIGUIENTES ACTIVIDADES:

- A).- LA INTERPRETACIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO
- B).- EL ESTABLECER LOS REQUISITOS BÁSICOS DE SEGURIDAD Y SERVICIO.
- C).- DEFINIR Y EVALUAR LAS ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA.
- D).- CONOCER LAS RESISTENCIAS DE LOS MATERIALES A EMPLEAR.
- E).- EFECTUAR EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LAS SOLICITACIONES ACTUANTES; Y FINALMENTE
- F).- REALIZAR EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS MIEMBROS QUE FORMAN EN CONJUNTO LA ESTRUCTURA.

NATURALMENTE, TODO LO ANTERIOR, ES FUNDAMENTADO EN LOS MÉTODOS Y ANÁLISIS DE DISEÑO QUE DICTA LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL COMO RAMA IMPORTANTE DE LA INGENIERÍA CIVIL, -

CON EL OBJETO DE CONTAR CON LOS SISTEMAS ADECUADOS PARA EL ESTUDIO DE LAS SOLICITACIONES EXTERNAS, COMPORTAMIENTO, MODOS DE FALLA Y PROPORCIONAMIENTO ADECUADO DE LOS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE ÉSTE PROYECTO.

C A P I T U L O I

CARACTERISTICAS GENERALES:

I.1.- DESCRIPCION DEL PROYECTO.

EL PROYECTO EN ESTUDIO CORRESPONDE AL DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA PARA UNA IGLESIA, UBICADA EN EL POBLADO DE COTIJA, MICHOACÁN., EL CUAL SE LOCALIZA A UNA ALTURA PROMEDIO SOBRE EL NIVEL DEL MAR DE 1,560 METROS Y COORDENADAS GEOGRÁFICAS DE 102.8° DE LATITUD OESTE Y 17.9° DE LATITUD NORTE, LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO DE LA ZONA SON FORMACIONES A BASE DE MATERIAL ROCOSO.

EL DISEÑO ARQUITECTÓNICO ESTÁ DELIMITADO A UNA SUPERFICIE RECTANGULAR DE 392 METROS CUADRADOS, CUYAS DIMENSIONES SON DE 28 METROS DE LARGO POR 14 METROS DE ANCHO Y UNA ALTURA MÁXIMA DE LA ESTRUCTURA DE 15 METROS AL FRENTE Y 18 METROS AL FONDO.

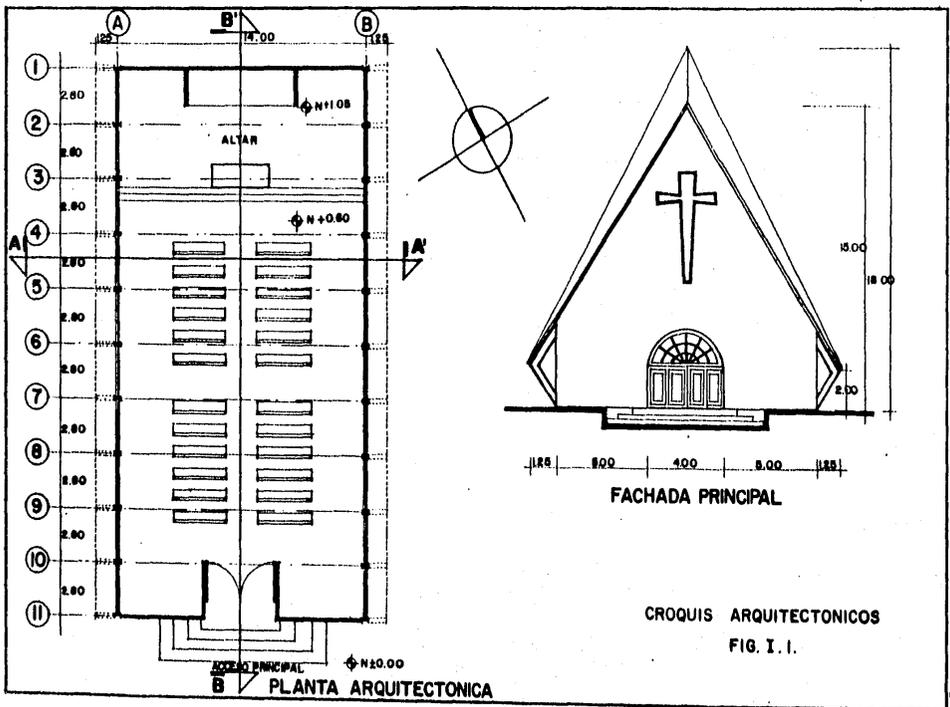
LA ESTRUCTURACIÓN PROPUESTA ES A BASE DE MARCOS DE ACERO ESTRUCTURAL EN PÓRTICO, ESPACIADOS A UNA DISTANCIA DE 2.80 METROS POR REQUISITOS ARQUITECTÓNICOS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES LAMINADOS DE SECCION I.

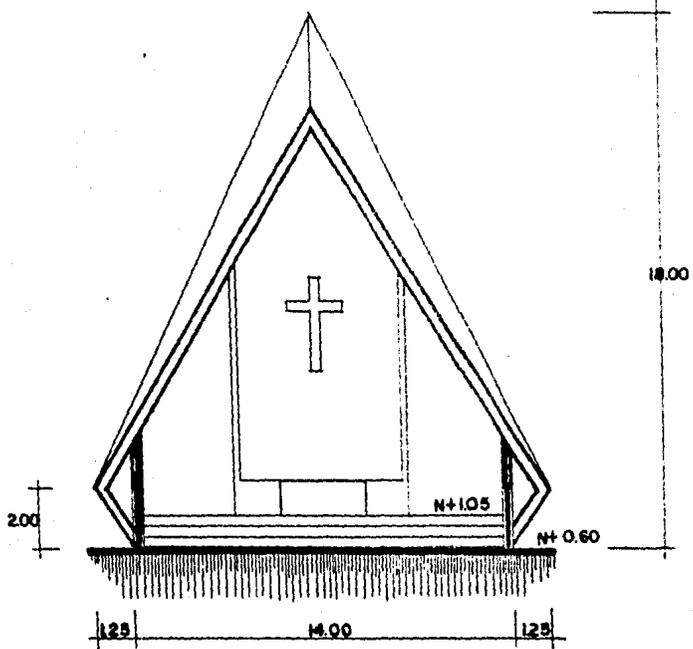
LA CUBIERTA POR LA PARTE EXTERIOR SERÁ DE ACABADO RÚSTICO A BASE DE TEJA DE BARRO RECOCIDO Y EN LA PARTE INTERIOR CON UN FALSO PLAFÓN DE TIROL DE YESO.

EL PERFIL ESTRUCTURAL DEBERÁ QUEDAR DESCUBIERTO POR LA VISTA INTERIOR DE LA IGLESIA Y EN SUS DOS EJES LONGITUDINALES DEBERÁ LLEVAR UN MURO DE TABIQUE ROJO RECOCIDO DE 15 CENTÍMETROS DE ESPESOR A UNA ALTURA DE 2 METROS, QUEDANDO UN ESPACIO ABIERTO DE 2.20 METROS EN PROMEDIO, PARA SER UTILIZADO COMO VENTANAL.

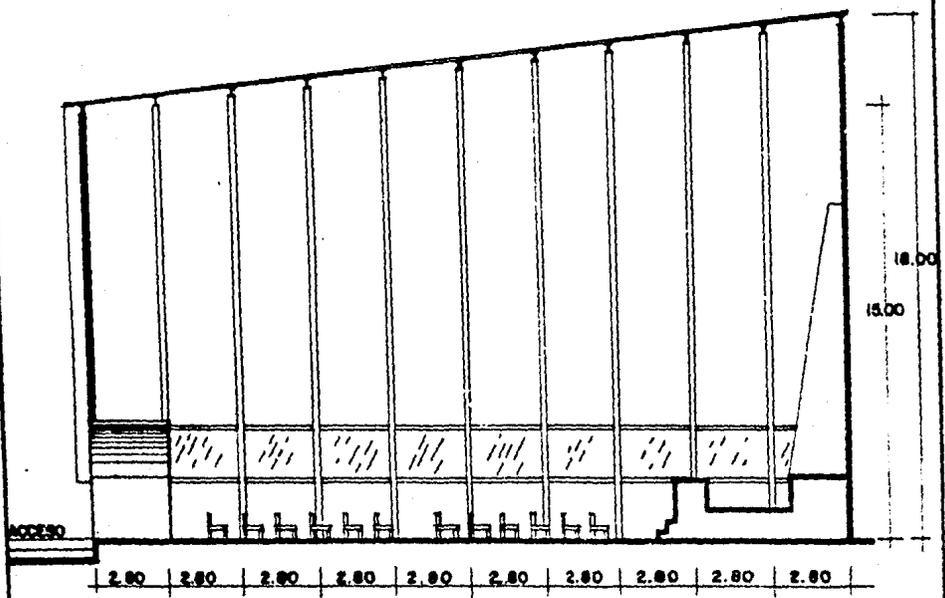
EN LA PARTE POSTERIOR, EL MARCO ES TOTALMENTE -
CERRADO CON UN MURO DE TABIQUE ROJO RECOCIDO DE 7 POR 14
POR 28 CENTÍMETROS. EN LO QUE RESPECTA AL MARCO FRONTAL,
ES SIMILAR AL POSTERIOR CON LA DIFERENCIA DE QUE EN ÉSTE
SE CONTEMPLA EL ACCESO PRINCIPAL.

I.2.- CROQUIS ARQUITECTONICOS.



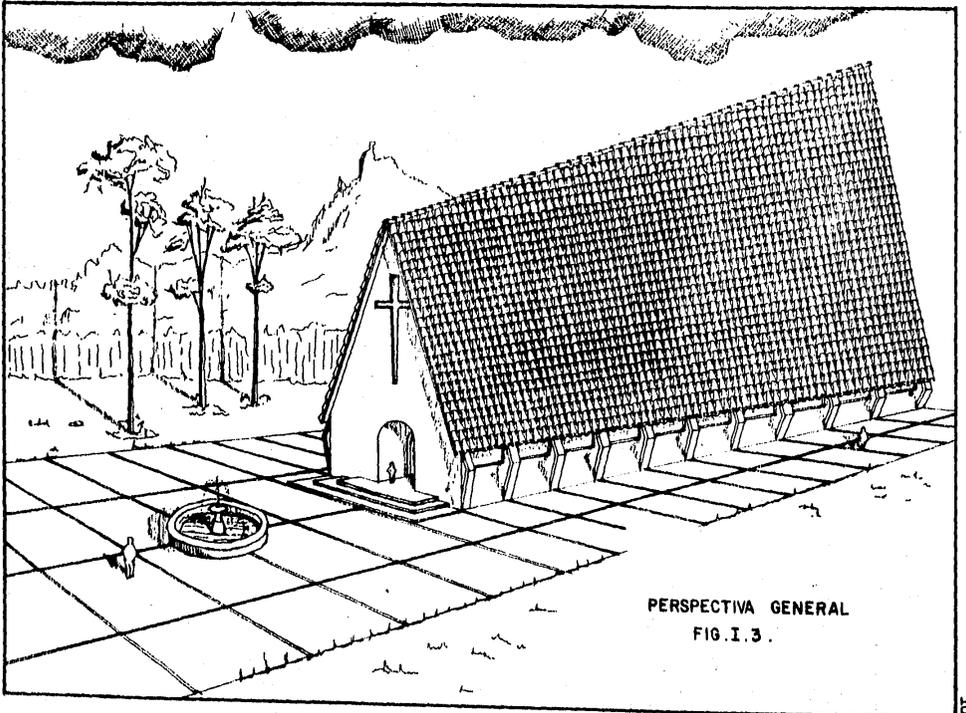


CORTE A-A'



CORTES: TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL
FIG. I. 2.

CORTE B-B'



PERSPECTIVA GENERAL
FIG. I. 3.

C A P I T U L O II.

SOLICITACIONES DE CARGA :

II.1.- CARGA MUERTA.

SE ENTIENDE POR CARGA MUERTA AL PESO PROPIO DE -
LOS MATERIALES QUE CONSTITUYEN LA ESTRUCTURA. EN SU EVALUA
CIÓN SE CONSIDERAN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE ACTÚAN-
DE MANERA PERMANENTE EN LA CONSTRUCCIÓN COMO SON LAS COLUM
NAS, TRABES, LOSAS, MUROS, ACABADOS, FIRMES, ETC.

LOS PESOS VOLUMÉTRICOS QUE SE UTILIZARON PARA LA-
DETERMINACIÓN DEL PESO PROPIO DE LOS MATERIALES SE TOMARON
DE LA TABLA I.1.- DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL - -
D.D.F.

AUNQUE EN LA PRÁCTICA ES COMUN CONSIDERAR EL VA -
LOR DE ESTA CARGA COMO DEFINITIVO, LA VERDAD ES QUE PUEDEN
PRESENTARSE DIFERENCIAS IMPORTANTES ENTRE EL VALOR REAL Y-
EL SUPUESTO PARA EL DISEÑO, DEBIDO FUNDAMENTALMENTE A VA -
RIACIONES EN LAS DIMENSIONES NOMINALES Y CONSECUENTEMENTE-
EN LOS VOLÚMENES DE LOS MATERIALES, ORIGINANDO CON ESTO -
MODIFICACIONES EN EL PROYECTO QUE SE TRADUCEN EN APLICA -
CIÓN DE CARGAS NO CONSIDERADAS ORIGINALMENTE, AFECTANDO -
PRINCIPALMENTE A LA CIMENTACIÓN.

OTRO DE LOS FACTORES, LO CONSTITUYEN LAS VARIA -
CIONES EN LOS PESOS VOLUMÉTRICOS DE LOS MATERIALES Y SU -
CONTENIDO DE HUMEDAD, SIN EMBARGO, PARA ESTE TRABAJO NO SE
CONSIDERAN TALES VARIACIONES DEBIDO A QUE EL EFECTO DE - -
ESTA ACCIÓN ES DESPRECIABLE.

ANALISIS DE CARGA

LAS SOLICITACIONES ACTUANTES PERMANENTES SOBRE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO, SON DEBIDAS AL PESO DE LOS MARCOS METÁLICOS Y DE LOS ELEMENTOS-QUE CONSTITUYEN LA CUBIERTA, LOS CUÁLES SE DETALLAN EN LA FIGURA NÚMERO-II.1.

CARGA MUERTA DESCRIPCION:			CARGA UNIFORME (W)
1).- PESO DE TEJA DE BARRO RECOCIDO:	22 PZAS./M ²	2 KG / PZA.	44.00 KG/M ²
2).- APLANADO DE MORTERO:	0.02 M.	2100 KG/M ³	42.00 KG/M ²
3).- APLANADO DE YESO:	0.02 M.	1500 KG/M ³	30.00 KG/M ²
4).- METAL DESPLEGADO:	2 LECHOS	0.66 KG/M ²	1.32 KG/M ²
5).- LARGUERO DE 4 CPL-14:	2.222 M/M ²	3.29 KG/M	7.31 KG/M ²
6).- PERFIL IPR 16 x 7" DE 67.1 KG/M, 2.8 M. DE- ANCHO TRIBUTARIO:	0.357 M/M ²	67.10 KG/M	23.96 KG/M ²
<u>TOTAL CARGA MUERTA:</u>		<u>W_N = 148.59 KG/M²:</u>	

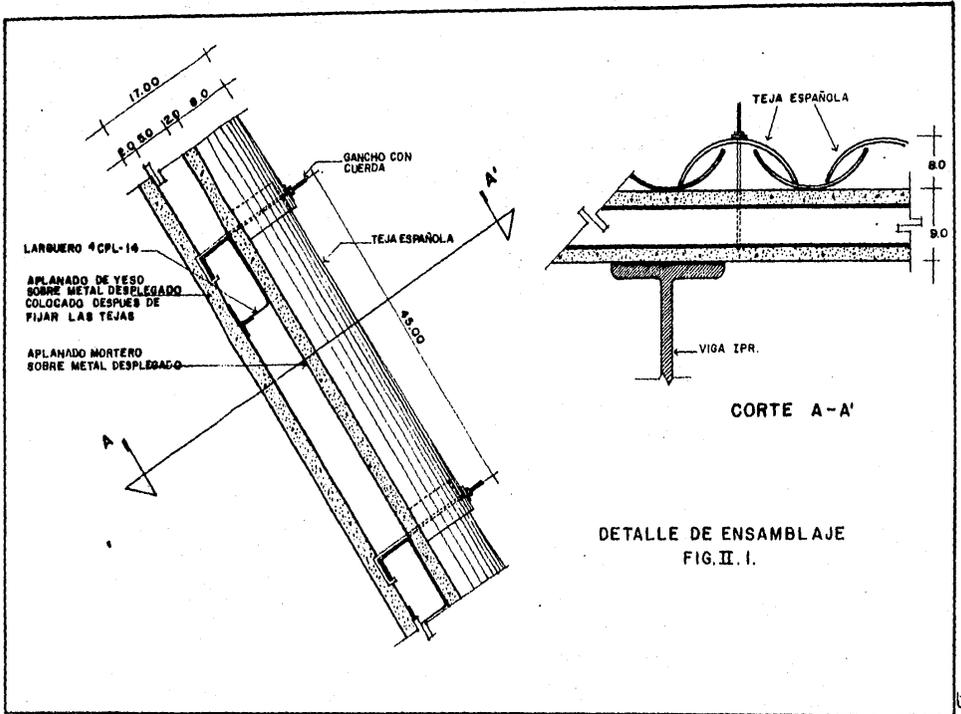
ESTA CARGA ES EN SENTIDO NORMAL A LA SUPERFICIE, SI LA PROYECTAMOS A SU COMPONENTE VERTICAL OBTENEMOS LA CARGA:

$$W = \frac{W_N}{\cos \theta} = \frac{148 \text{ KG / M}^2}{\cos 62.7^\circ} = 323.97 \text{ KG / M}^2$$

W = CARGA VERTICAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

W_N = CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN DIRECCION NORMAL A LA SUPERFICIE DE LA CUBIERTA.

θ = ANGULO DE INCLINACION DE LA CUBIERTA CON RESPECTO A LA HORIZONTAL.



II.2.- CARGA VIVA:

ES LA CARGA GRAVITACIONAL QUE ACTÚA EN UNA CONSTRUCCIÓN Y QUE A DIFERENCIA DE LA CARGA MUERTA NO ES PERMANENTE, SU EVALUACIÓN ES UN TANTO DIFÍCIL DEBIDO A QUE ESTE PESO ES VARIABLE. SE INCLUYEN EN ESTE TIPO DE CARGA, LOS PESOS DE LAS PERSONAS QUE OCUPAN LA CONSTRUCCIÓN, - LOS MUEBLES EQUIPOS, MÁQUINAS, MERCANCÍAS, ETC. EN CUBIERTAS ES CONSIDERADO EL PESO DEL AGUA DE LLUVIA, EL GRANIZO, LA NIEVE Y DEMÁS CARGAS MÓVILES, SUS VALORES DEPENDEN DEL GRADO DE INCLINACIÓN (PENDIENTE) Y - DEL CLARO ENTRE MARCOS, ASÍ COMO DEL TIPO DE USO QUE VAYA A TENER LA - ESTRUCTURA.

PARA NUESTRO PROBLEMA EN PARTICULAR, NOS APOYAMOS EN LA TABLA I.3 DE CARGAS VIVAS UNITARIAS DE DISEÑO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.D.F., CONSIDERANDO LA CUBIERTA DEL TECHO CON UNA PENDIENTE - MAYOR DEL 20% LO QUE NOS ARROJA LAS SIGUIENTES:

CARGAS VIVAS DE DISEÑO:

- A).- PARA DISEÑO POR CARGAS ESTATICAS: $w_{cv} = 30 \text{ KG/M}^2$
- B).- PARA DISEÑO POR CARGAS ACCIDENTALES: $w_{cv} = 20 \text{ KG/M}^2$
- C).- PARA DISEÑO POR ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA CIMENTACION: -
 $w_{cv} = 5 \text{ KG/M}^2$

II.3.- CARGAS ACCIDENTALES:

SON LAS CARGAS DEBIDAS PRINCIPALMENTE AL EFECTO DEL VIENTO O - SISMO, SUS VALORES ESTÁN REGIDOS POR EL MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA C.F.E., Y DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.D.F., EN VIGOR.

LAS CARGAS ACCIDENTALES SE DETALLARAN EN EL CAPÍTULO CORRESPONDIENTE AL ANÁLISIS POR SISMO Y VIENTO.

C A P I T U L O III.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

EN TODO CÁLCULO ESTRUCTURAL, SI NO EXISTEN CON -
DICIONES SEVERAS EXIGIDAS POR EL PROYECTO ARQUITECTÓNICO,
ES COMÚN DESCONOCER INICIALMENTE LAS DIMENSIONES REALES -
DE LOS ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN UNA ESTRUCTURA; PARA DE-
TERMINARLAS ES NECESARIO REALIZAR UN DISEÑO PRELIMINAR -
APROXIMADO, CON EL CUÁL PUEDAN DEFINIRSE LAS CARACTERÍSTI -
CAS GEOMÉTRICAS QUE NOS PERMITAN OBTENER LAS RIGIDECES, -
A FIN DE EFECTUAR EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEFINITIVO.

EL ANÁLISIS FINAL PROPORCIONARÁ LOS RESULTADOS -
REQUERIDOS PARA LA REVISIÓN DE LAS SECCIONES PROPUESTAS -
INICIALMENTE Y PROCEDER A SU DISEÑO DEFINITIVO.

SI EN LA REVISIÓN DE LA SECCIÓN INICIAL LAS DI -
MENSIONES DE LOS ELEMENTOS PROPUESTOS ESTÁN FUERA DE LOS -
LÍMITES DE RESISTENCIA DE SUS MATERIALES, ES NECESARIO -
CORREGIRLAS Y EFECTUAR UN SEGUNDO ANÁLISIS DE LA ESTRUCTU -
RA DE MANERA ITERATIVA HASTA ENCONTRAR LA SECCIÓN ADECUA -
DA.

PARA NUESTRO CASO EN PARTICULAR, Y TOMANDO EN -
CUENTA LO ANTERIOR, LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRU -
TURALES QUE PROPONDREMOS, SE VEN SUJETAS A REQUERIMIENTOS
DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO, ASÍ COMO DE ECONOMÍA, RAZÓN -
POR LA CUÁL LAS COLUMNAS Y LAS TRABES INCLINADAS DE LA --
CUBIERTA SERÁN DE LA MISMA ESCUADRIA, PRODUCIÉNDOSE UN -
MOMENTO DE INERCIA IGUAL EN AMBAS PARTES, ORIGINANDO CON -
ESTO QUE LA RIGIDEZ YA NO DEPENDA DE LAS SECCIONES, SINO -
DE LA LONGITUD DE LOS ELEMENTOS CONSIDERADOS.

ASÍ MISMO, EL CRITERIO DE DISEÑO CONSIDERADO, ES
EL QUE TOMA EN CUENTA EL COMPORTAMIENTO ELÁSTICO DE LOS -

MATERIALES, ES DECIR, EL MÉTODO CONOCIDO COMO DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO O ESFUERZOS PERMISIBLES, QUE CONSISTE BÁSICAMENTE EN CALCULAR MEDIANTE UN ANÁLISIS DENTRO DEL RANGO ELÁSTICO LAS ACCIONES INTERNAS-INDUCIDAS EN LOS DISTINTOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR LAS SOLICITACIONES DE SERVICIO O TRABAJO QUE ACTÚAN SOBRE ESTAS, DETERMINANDO LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS QUE DEBEN MANTENERSE SIEMPRE DEBAJO DE CIERTOS ESFUERZOS PERMISIBLES ACEPTABLES DE ACUERDO A DICHA TEORÍA.

III.1.- ANÁLISIS ESTÁTICO.

A) CARGA NORMAL (CONDICION I)

DE LAS CARGAS ANALIZADAS EN EL CAPÍTULO II, SE LLEGÓ A LOS RESULTADOS SIGUIENTES:

C.M. VERTICAL	=	323 KG/M ²
C.V. VERTICAL	=	<u>30</u> KG/M ²
TOTAL CM. + CV.		353 KG/M ²

LA CARGA ESTÁTICA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN UN MARCO CENTRAL, CONSIDERANDO UN ANCHO TRIBUTARIO DE 2.8 M., ES:

$$W = 353 \text{ KG/M}^2 \times 2.8 \text{ M.} = \underline{988 \text{ KG/M}}$$

EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA EL PÓRICO, SERÁ REALIZADO UTILIZANDO LAS SOLUCIONES EXISTENTES PARA MARCOS RÍGIDOS DOBLEMENTE ARTICULADOS EN SUS APOYOS, Y CONSIDERANDO LAS CARGAS SOBRE EL MARCO MÁS DESFAVORABLE QUE ES EL CORRESPONDIENTE AL SEGUNDO MARCO DEL EXTREMO MÁS ALTO, EL CUÁL CONTEMPLA LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS QUE A CONTINUACIÓN SE DESCRIBEN: (VER FIGURA III.1 Y TABLA III.1.-)

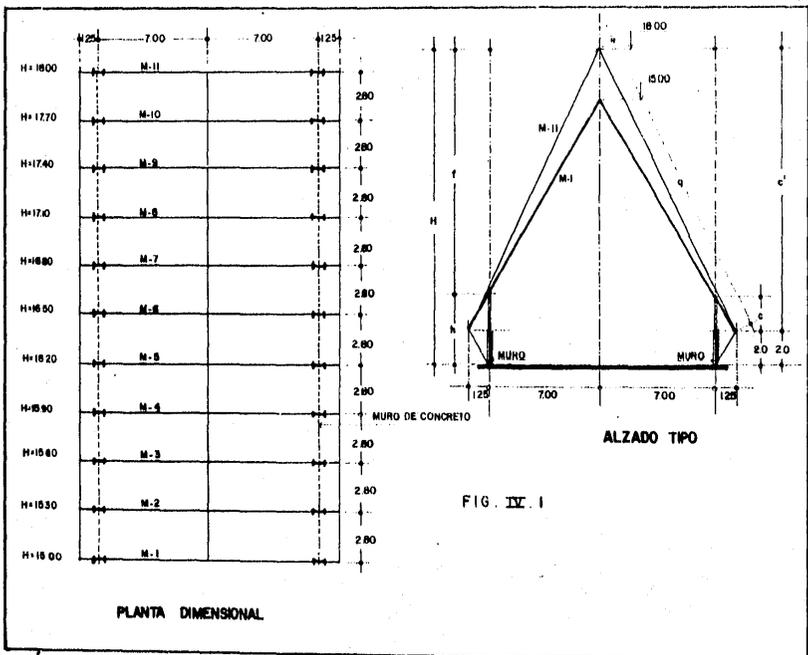


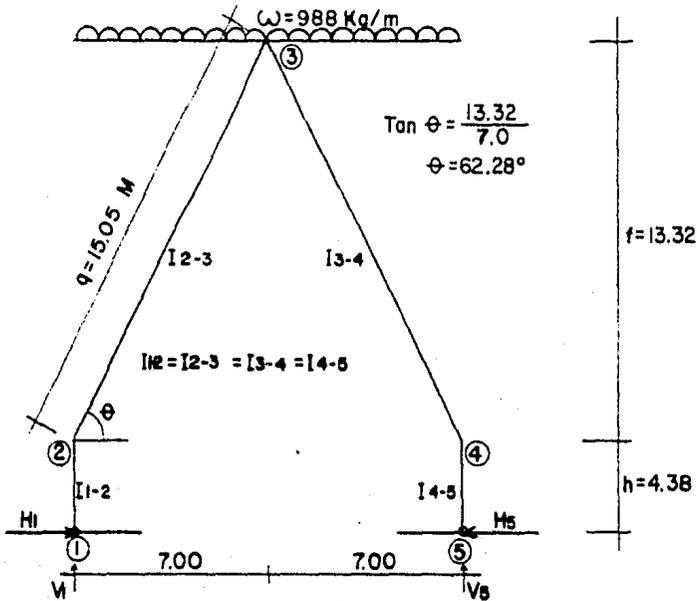
FIG. IV. 1

MARCO	DIMENSIONES EN METROS				
	H	C	h	f	g
M - 1	15.00	1.97	3.97	11.03	13.07
M - 2	15.30	2.02	4.02	11.28	13.28
M - 3	15.60	2.06	4.06	11.54	13.50
M - 4	15.90	2.11	4.11	11.79	13.71
M - 5	16.20	2.15	4.15	12.05	13.93
M - 6	16.50	2.20	4.20	12.30	14.15
M - 7	16.80	2.24	4.24	12.56	14.38
M - 8	17.10	2.29	4.29	12.81	14.60
M - 9	17.40	2.33	4.33	13.07	14.83
M - 10	17.70	2.38	4.38	13.32	15.05
M - 11	18.00	2.42	4.42	13.58	15.28

TABLA III.1.- PROPIEDADES GEOMETRICAS.

Fig. III.2

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL MARCO TIPO (EJE 10)



LA CARGA ESTÁTICA TOTAL (W), CONSIDERANDO UNA LONGITUD DEL CLARO IGUAL A 14 M. ES:

$$W = \omega \times L = 988 \text{ KG/M} \times 14 \text{ M} = 13,832 \text{ KG} = 13.832 \text{ TON.}$$

$$W = \underline{13.832 \text{ TON}}$$

LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LAS SECCIONES SERÁN OBTENIDAS - APOYÁNDOSE EN LAS AYUDAS DE DISEÑO EXISTENTES PARA EL ANALISIS DE PÓRTICOS ARTICULADAS EN SUS APOYOS.

CONSTANTES GENERALES

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{I_{12} q}{I_{23} h} \\ &= 1 \times \frac{15.05}{4.38} = 3.44 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta &= 3.44 \\ \gamma &= \frac{f}{h} = \frac{13.32}{4.38} = 3.04 \end{aligned}$$

$$\gamma = \underline{3.04}$$

$$A = 4 (3 + 3\gamma + \gamma^2 + 1 / \theta)$$

$$A = 4 (3 + 3 \times 3.04 + 3.04^2 + 1/3.44) =$$

$$A = \underline{85.61}$$

$$B = 2 (3 + 2 \Psi)$$

$$= 2 (3 + 2 \times 3.04)$$

$$\underline{B = 18.16}$$

$$C = 2 (3 + \Psi + 2/\emptyset)$$

$$= 2 (3 + 3.04 + 2/3.44)$$

$$\underline{C = 13.24}$$

RESUMIENDO:

$$\emptyset = 3.44$$

$$\Psi = 3.04$$

$$A = 86.61$$

$$B = 18.16$$

$$C = 13.24$$

LA SOLUCIÓN DEL MARCO SUJETO A CARGA VERTICAL UNIFORMEMENTE -
DISTRIBUIDA ES:

$$H_1 = H_5 = \frac{W_L}{8Ah} (2 + B + \Psi)$$

$$= \frac{13832 \text{ KG} \times 14.0 \text{ M}}{8 \times 86.61 \times 4.38 \text{ M}} (2 + 18.16 + 3.04)$$

$$\underline{H_1 = 1,480.4 \text{ KG}}$$

$$V_1 = V_5 = \frac{W}{2}$$

$$= \frac{13832 \text{ KG}}{2}$$

$$\underline{V_1 = V_5 = 6916 \text{ KG}}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOS NUDOS

$$M_1 = M_5 = 0$$

$$M_2 = M_4 = -H_5 h$$

$$= -1,480.4 \text{ Kg} \times 4.38 \text{ m}$$

$$M_2 = M_4 = -6,484.2 \text{ Kg} - \text{m.}$$

$$M_3 = \frac{W_L}{8} - H_1 h (1 + \gamma)$$

$$= \frac{13832 \text{ Kg} \times 14.0 \text{ m}}{8} - 1480.4 \text{ Kg} \times 4.38 \text{ m} (1 + 3.04)$$

$$M_3 = -1,989.97 \text{ Kg} - \text{m.} = -1,990 \text{ Kg} - \text{m.}$$

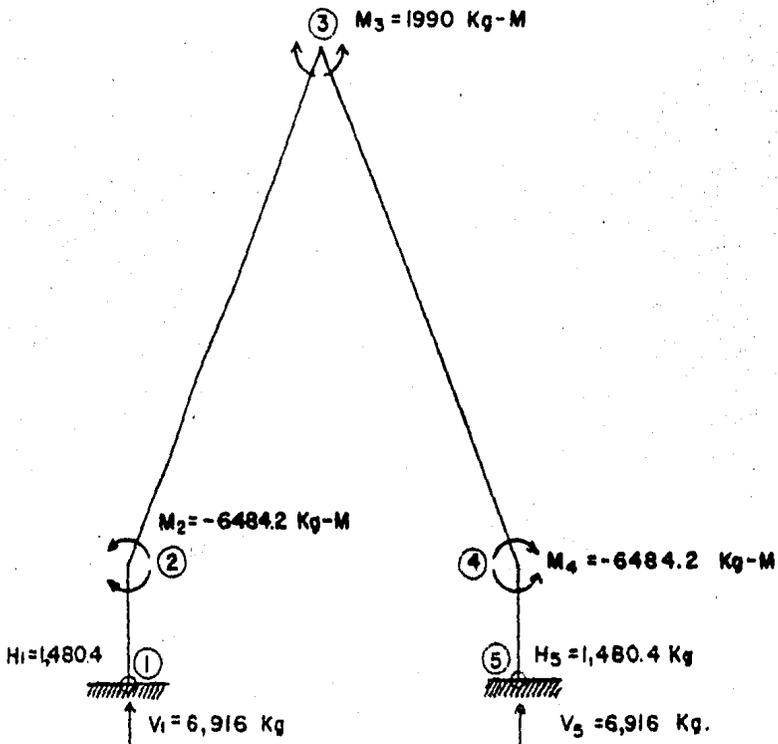


FIG. III. 3 CONDICION I
ELEMENTOS MECANICOS
CARGA ESTATICA NORMAL

B) CARGA REDUCIDA (CONDICION II)

LOS ELEMENTOS MECÁNICOS ANTES CALCULADOS CONSIDERAN UNA CARGA VIVA DE 30 KG/M², PERO PARA EFECTOS DE COMBINAR LA CARGA ESTÁTICA CON EL VIENTO O EL SISMO EN EL MOMENTO QUE UNO DE ÉSTOS OCURRA, ES POCO PROBABLE QUE SE PRESENTE LA CARGA VIVA MÁXIMA ANTES MENCIONADA, POR LO QUE ESTA DEBERÁ REDUCIRSE EN UN 33% QUEDANDO CON UN VALOR DE 20 KG/M².

ENTÓNCEZ VOLVIENDO A ANALIZAR LA CM + CV OBTENEMOS:

$$\text{C.M. VERTICAL} = 323 \text{ KG/M}^2$$

$$\text{C.V. VERTICAL REDUCIDA} = \underline{20 \text{ KG/M}^2}$$

$$\text{TOTAL C.M. + C.V. REDUCIDA} = 343 \text{ KG/M}^2$$

CON ESTE VALOR SE DEBEN OBTENER LOS ELEMENTOS MECÁNICOS DEBIDOS A LA CARGA ESTÁTICA QUE SE DEBERÁ COMBINAR CON LOS EFECTOS DEL SISMO O EL VIENTO, PERO APROVECHANDO LOS YA OBTENIDOS CON LA CARGA VIVA DE 30 KG/M²; A FIN DE NO VOLVER A REALIZAR TALES CÁLCULOS OBTENDREMOS UN FACTOR MEDIANTE UN COCIENTE DE LAS CARGAS VIVAS QUE MULTIPLICADO POR LOS ELEMENTOS MECÁNICOS DE LA CARGA ESTÁTICA NOS DARÁ LOS NUEVOS ELEMENTOS CON LA CARGA VIVA REDUCIDA.

$$\text{FACTOR} = \frac{\text{CARGA ESTÁTICA REDUCIDA}}{\text{CARGA ESTÁTICA MÁXIMA}} = \frac{343 \text{ KG/M}^2}{353 \text{ KG/M}^2} = 0.97$$

ELEMENTOS MECÁNICOS

$$H_1 = H_5 = 1,480.4 \text{ KG} \times 0.97 = 1,435.99 \dot{=} 1,436$$

$$H_1 = H_5 = \underline{1,436} \text{ KG}$$

$$V_1 = V_5 = 6,916 \text{ KG} \times 0.97 = 6,708.52 \dot{=} 6,708.5$$

$$V_1 = V_5 = \underline{6,708.5} \text{ KG}$$

$$M_2 = M_4 = 6,484.2 \times 0.97 = -6,289.67 \dot{=} -6,289.7 \text{ KG.M}$$

$$M_3 = -1990 \text{ KG} \times 0.97 = -1930.3 \text{ KG.M}$$

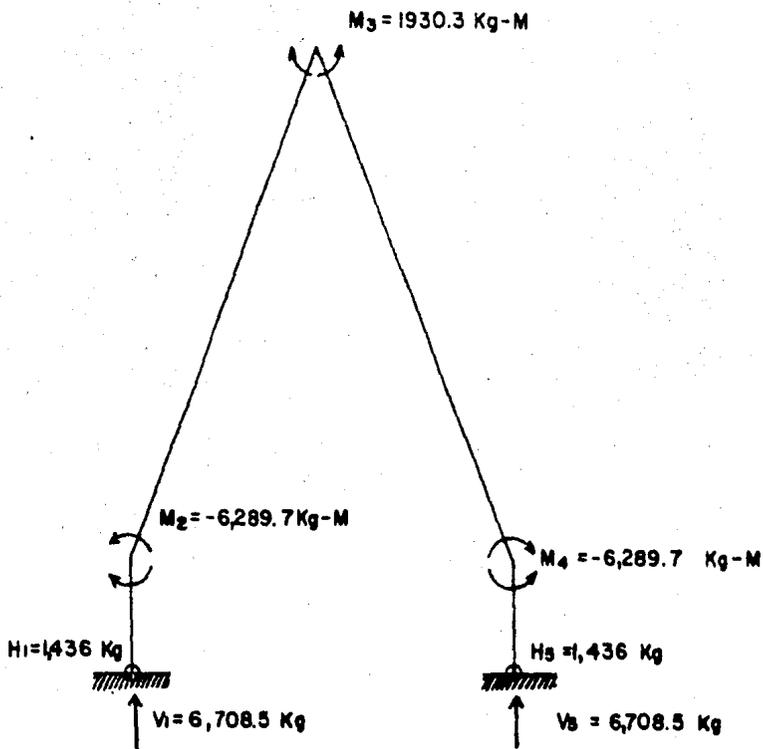


FIG. III. 4
CONDICION II
ELEMENTOS MECANICOS
CARGA ESTATICA REDUCIDA

III.2.- ANALISIS POR SISMO (CONDICION III)

TOMANDO EL CRITERIO DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA COMI - SIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, EN SU SECCIÓN DE ESTRUCTURAS C.1.3, LA ESTRUCTURA EN CUESTIÓN REUNE LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:

- A) SE ENCUENTRA CLASIFICADA DENTRO DEL GRUPO A.
- B) ES UNA CONSTRUCCIÓN TIPO I, DE ACUERDO A SU ESTRUCTURACIÓN Y CA - SO I DEBIDO A SU DUCTILIDAD.
- C) ESTÁ UBICADA DENTRO DE LA ZONA B DE INTENSIDAD SÍSMICA DE LA RE - PÚBLICA MEXICANA.
- D) SERÁ DESPLANTADA EN UN TERRENO DE CIMENTACIÓN TIPO I QUE CORRES - PONDE A UN MATERIAL ROCOSO.

EN BASE A ESTAS CONSIDERACIONES SE LLEGA A UN COEFICIENTE - SÍSMICO DE PROYECTO, DESGLOSADO COMO SIGUE:

$$\text{COEFICIENTE SÍSMICO BÁSICO} \quad C = 0.16$$

$$\text{FACTOR DE DUCTILIDAD} \quad Q = 4.00$$

$$\text{COEFICIENTE SÍSMICO REDUCIDO} \quad C_s = \frac{C}{Q} = \frac{0.16}{4.0} = 0.04$$

LAS CARGAS ACTUANTES PARA DISEÑO POR SISMO O VIENTO, SE DES - CRIBEN A CONTINUACIÓN:

$$\text{CARGA MUERTA} \quad W_{CM} = 323 \text{ KG/M}^2$$

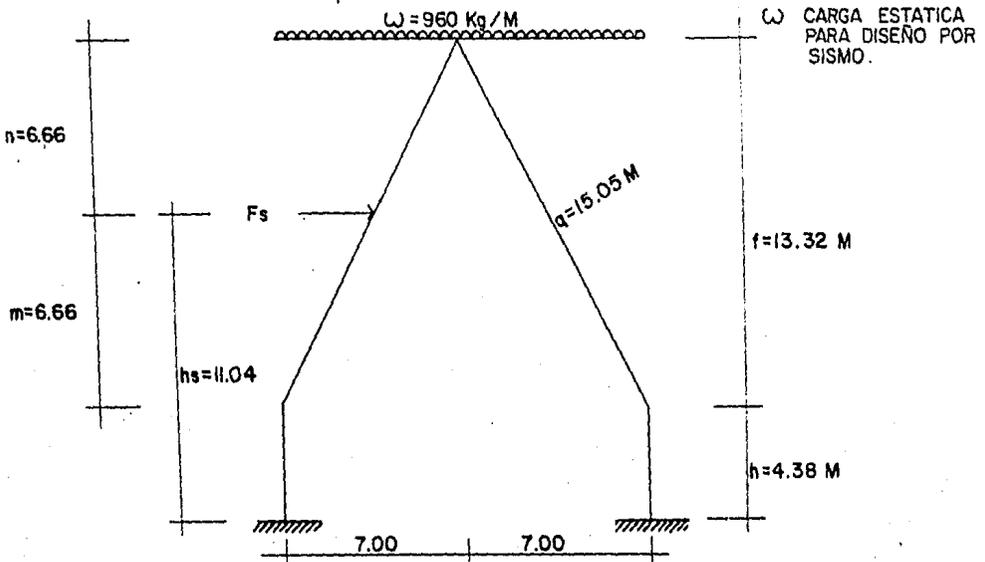
$$\text{CARGA VIVA} \quad W_{CV} = 20 \text{ KG/M}^2$$

$$\text{CARGA TOTAL} \quad W_{CM} + W_{CV} = 343 \text{ KG/M}^2$$

LA CARGA ESTÁTICA EN EL MARCO MÁS DESFAVORABLE PARA DISEÑO - POR CARGAS ACCIDENTALES SERÁ DE:

$$W = 343 \text{ KG/M}^2 \times 2.8 \text{ M} = 960.4 \text{ KG/M}$$

FIG. III.5.- CARGAS PARA EL ANALISIS SISMICO.



OBTENCION DE LA FUERZA SISMICA.

$$F_s = c.s. \cdot W_T = \text{FUERZA SISMICA}$$

$$W_T = 960 \text{ KG/M} \times 14 \text{ M} = 13,440 \text{ KG} = 13,44 \text{ TON.}$$

$$F_s = 0.04 \times 13,440 \text{ KG} = 537.6 \text{ KG.}$$

$$F_s = \underline{537.6} \text{ FUERZA SISMICA}$$

LA FUERZA SÍSMICA (F_s) ES UNA FUERZA DE INERCIA Y SE CONSIDERA APLICADA EN EL CENTROIDE DE CARGAS DE LA ESTRUCTURA, EL CUAL SE UBICA A UNA ALTURA $h_s = 11.04 \text{ M.}$

ELEMENTOS MECANICOS SISMICOS

USANDO LAS AYUDAS DE DISEÑO PARA SOLUCIÓN DE MARCOS Y UTILIZANDO LAS CONSTANTES ANTES CALCULADAS, TENEMOS:

REACCIONES HORIZONTALES

$$G = \frac{f + m}{f + n} = \frac{13,32 + 6,66}{13,32 + 6,66} = 1$$

$$J = \frac{2mn(f+n)}{f^3} = \frac{2 \times 6,66 \times 6,66 (13,32 + 6,66)}{(13,32)^3} = 0,75$$

$$K = J\psi(1 + G + G^2) + \frac{Bm\psi}{f} = 0,75 \times 3,04 (1+1+3,04) + \frac{18,16 \times 6,66 \times 3,04}{13,32}$$

$$K = 39,09$$

$$H5 = \frac{P}{2A} (B+C+K) = \frac{537,6}{2 \times 86,61} (18,16 + 13,24 + 39,09) = 339,9$$

$$H5 = \underline{218,77 \text{ KGS}}$$

$$H1 = -(P-H5) = -(537,6 - 218,77) = -318,03 \text{ KGS.}$$

$$H1 = \underline{-318,03 \text{ KGS.}}$$

$$V5 = \frac{Ph}{L} \left(1 + \frac{m\psi}{f}\right) = \frac{537,6 \times 4,38}{14} \left(1 + \frac{6,66 + 3,04}{13,32}\right) = \underline{423,84 \text{ KGS.}}$$

$$H1 = -V5 = \underline{-423,84 \text{ KGS.}}$$

$$M2 = h(P - H5) = 4,38 (537,6 - 218,77) = \underline{1396,48 \text{ KG-M.}}$$

$$M3 = \frac{V5L}{2} - H5h(1 + \psi) = \frac{423,84 \times 14}{2} - 218,77 \times 4,32 \times (1 + 3,04) =$$

$$M3 = \underline{851,27 \text{ KG-M.}}$$

$$M4 = -H5h = -218,77 \times 4,38 = \underline{-958,21 \text{ KG-M.}}$$

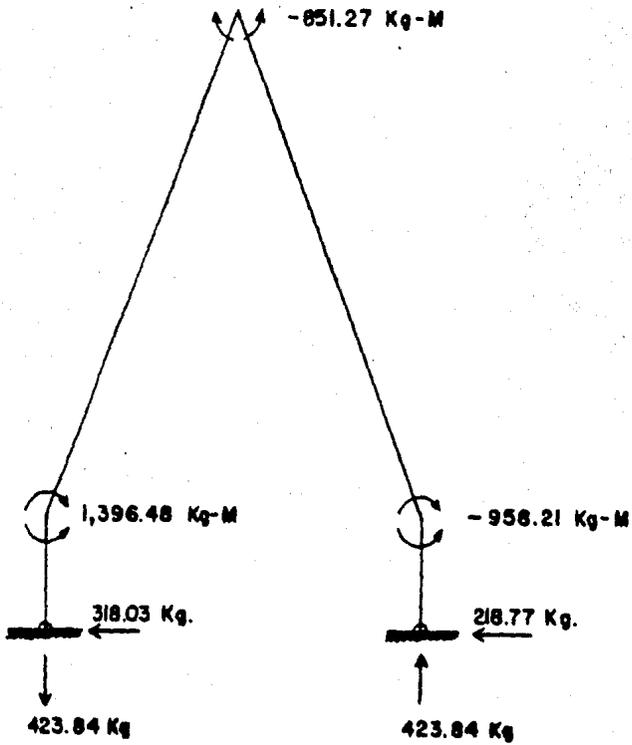


FIG. III. 6 CONDICION III
ELEMENTOS MECANICOS
ANALISIS SISMICO

III.3.- ANÁLISIS POR VIENTO

III.3.1.- GENERALIDADES

DE MANERA SIMILAR AL ANÁLISIS POR SISMO, LAS ESTRUCTURAS SON CLASIFICADAS DE ACUERDO A SU DESTINO Y A LAS CARACTERÍSTICAS DE SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO, POR LO QUE BASÁNDONOS EN LAS ESPECIFICACIONES DEL MANUAL DE OBRAS CIVILES DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD PARA EL DISEÑO POR VIENTO, SE TIENEN LOS SIGUIENTES REQUISITOS MÍNIMOS:

- A) DIRECCIONES DE ANÁLISIS; POR LO MENOS EN DOS DIRECCIONES HORIZONTALES Y PERPENDICULARES ENTRE SI.
- B) FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA.
- C) SEGURIDAD CONTRA VOLTEO; SUPONIENDO NULAS LAS CARGAS VIVAS, DEBIENDO SER EL MOMENTO ESTABILIZADOR MENOR DE 1.5 VECES EL MOMENTO ACTUANTE DE VOLTEO.
- D) SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO: SE SUPONDRÁN NULAS LAS CARGAS VIVAS Y LA RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO Y EL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL ACTUANTE DEBERÁ SER POR LO MENOS IGUAL A 2.
- E) PRESIONES INTERIORES: DEBERÁ REVISARSE LA SEGURIDAD DE LA CUBIERTA Y SUS ANCLAJES, ADEMÁS DE LOS REQUISITOS QUE MÁS ADELANTE SE DETALLAN.
- F) SEGURIDAD DURANTE LA CONSTRUCCIÓN; SE DEBERÁ GARANTIZAR LA SEGURIDAD DE LA ESTRUCTURA BAJO LA ACCIÓN DEL VIENTO CON UNA VELOCIDAD IGUAL AL 60% DE LA DE DISEÑO
- G) ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA.

SEGUN SU DESTINO

ESTA EN FUNCIÓN DEL GRADO DE SEGURIDAD RECOMENDABLE Y A SU VEZ DE LA GRAVEDAD DE LAS CONSECUENCIAS DE UNA EVENTUAL FALLA, ASÍ-COMO DE LA RELACIÓN COSTO RESISTENCIA. EN BASE A LO ANTERIOR, NUESTRA ESTRUCTURA EN ESTUDIO CAE DENTRO DEL GRUPO "A" DEBIDO A QUE LAS PÉRDIDAS EN CASO DE FALLA SON ALTAS EN COMPARACIÓN CON EL COSTO DE LAS ESTRUCTURAS.

SEGUN SU RESPUESTA AL EFECTO DEL VIENTO

DE ACUERDO A LA NATURALEZA DE LOS PRINCIPALES EFECTOS QUE EL VIENTO PUDIERA OCASIONAR SOBRE NUESTRA ESTRUCTURA, ESTA SE CLASIFICA EN LAS DEL TIPO 1, O SEA POCO SENSIBLE A LAS RAFAGAS Y A LOS EFECTOS DINÁMICOS DEL VIENTO.

III.3.2.- VELOCIDADES DE DISEÑO

LA VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO, ESTA EN FUNCIÓN DE LOS SIGUIENTES PARÁMETROS:

- A) LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA
- B) PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA.
- C) TOPOGRAFÍA EN LA VECINDAD DE LA ESTRUCTURA.
- D) CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA.

ADOPTÁNDOSE LAS SIGUIENTES DEFINICIONES DE VELOCIDADES DE VIENTO:

VR VELOCIDAD REGIONAL; VELOCIDAD MÁXIMA PROBABLE EN UNA ZONA O REGIÓN DETERMINADA PARA UN CIERTO PERÍODO DE RECURRENCIA.

V_B VELOCIDAD BÁSICA; ES LA VELOCIDAD QUE, A UNA ALTURA DE 10 METROS SOBRE EL TERRENO, SE PRESENTA EN EL LUGAR DE DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA.

V_Z VELOCIDAD DEL VIENTO A UNA ALTURA Z SOBRE EL TERRENO.

V_D VELOCIDAD DE DISEÑO A PARTIR DE LA CUAL SE EVALUAN LOS EFECTOS DEL VIENTO EN LA ESTRUCTURA.

CONFORME A LAS TABLAS I.1, I.2 Y I.3 ASÍ COMO DE LA FIGURA I.1 DEL MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD OBTENEMOS LAS SIGUIENTES CONSTANTES:

- DE ACUERDO A LA REGIONALIZACIÓN EOLICA, CORRESPONDE LA ZONA 5 (FIG. I.1) DE REFERENCIA.
- EL PERÍODO DE RECURRENCIA PARA EL GRUPO "A" ES DE 200 AÑOS (TABLA I.2) MENCIONADA.
- LA VELOCIDAD REGIONAL PARA ZONA 5 Y Tr = 200 AÑOS ES DE 90 KM/HR.
- EL FACTOR DE TOPOGRAFÍA CORRESPONDE AL DE CAMPO ABIERTO, TERRENO PLANO K = 1.0

VELOCIDAD BASICA

SE OBTIENE A PARTIR DE LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$V_B = K V_R$$

DONDE K ES EL FACTOR DE TOPOGRAFÍA Y V_R VELOCIDAD REGIONAL, PROCEDIENDO A SUSTITUIR SUS VALORES ANTERIORMENTE DETERMINADOS OBTENEMOS:

$$V_B = 1.0 \times 90 \text{ KM/HR.} = \underline{90 \text{ KM/HR.}}$$

VARIACION DE LA VELOCIDAD CON LA ALTURA.

LA VELOCIDAD DEL VIENTO VARÍA CON LA ALTURA SOBRE EL TERRENO DE ACUERDO A LAS SIGUIENTES EXPRESIONES:

$$V_z = V_B \frac{(z)^\alpha}{10} \quad \text{PARA } 10 < z < \delta$$

$$V_z = V_B \quad \text{PARA } z \leq 10 \text{ M.}$$

$$V_z = V \quad \text{PARA } z \geq \delta$$

LAS UNIDADES DE z Y δ SON METROS Y KM/HR LAS DE LAS VELOCIDADES, V ES LA VELOCIDAD QUE SE OBTIENE AL HACER $z = \delta$

LOS VALORES DE α Y δ SON FUNCIÓN DE LA TOPOGRAFÍA DEL LUGAR Y SE OBTIENE DE LA TABLA I.4 DEL MANUAL MENCIONADO.

CONFORME AL TIPO DE TERRENO (CAMPO ABIERTO)

$$\alpha = 0.14$$

$$\delta = 275 \text{ METROS} > 18 \text{ METROS}$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES EN LAS ANTERIORES EXPRESIONES OBTENEMOS:

$$V_z \text{ PARA } z \leq 10 \text{ M.} = 90 \text{ KM/HR}$$

$$V_z \text{ PARA } z > 10 \text{ M. Y } < 18 \text{ MTS.}$$

$$V_z = 90 \text{ KM/HR} \frac{(z)^{0.14}}{10}$$

HACIENDO VARIAR z CON INCREMENTOS DE UN METRO OBTENEMOS LAS SIGUIENTES VELOCIDADES:

Z (MTS)	V (KM/HR)
0 A 10	90.0
11	91.2
12	92.3
13	93.4
14	94.3
15	95.3
16	96.1
17	96.9
18	97.7

EN LA TABLA ANTERIOR SE OBSERVA UNA DIFERENCIA DE VELOCIDADES DE 7.7 KM/HR MISMA QUE SE CONSIDERA PEQUEÑA ASÍ COMO, SUS VARIACIONES-PARCIALES, POR LO QUE PARA EFECTOS DE DISEÑO TOMAREMOS LA VELOCIDAD MÁXIMA Y ACTUANDO CONSTANTE EN TODA LA ALTURA, POR LO TANTO LA VELOCIDAD DE VIENTO SERA:

$$\underline{V_z = 97.7 \text{ KM/HR}}$$

VELOCIDAD DE DISEÑO

PARA OBTENER LA VELOCIDAD DE DISEÑO ES NECESARIO TOMAR EN CUENTA EL FACTOR DE RAFAGA EN LA ESTRUCTURA, QUE EN ESTE CASO ES IGUAL A 1.0 POR LO QUE LA VELOCIDAD DE DISEÑO SERA:

$$\begin{aligned} V_d &= F_r V_z \\ &= 1.0 \times 97.7 \text{ KM/HR} \end{aligned}$$

III.3.3.- FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO

PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS TIPO 1 SOLAMENTE SE TOMAN EN CUENTA LOS EMPUJES ESTÁTICOS, Y DE ACUERDO A NUESTRA ESTRUCTURA, - LAS FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO (PRESIONES Y SUCCIONES) SE TOMAN - - EQUIVALENTES A LAS DE UNA FUERZA DISTRIBUIDA SOBRE EL ÁREA EXPUESTA Y SE SUPONDRÁ PERPENDICULAR A LA SUPERFICIE EN QUE ACTÚA, CALCULÁNDOSE SU VALOR CON LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$P = 0.0048 GC V_D^2$$

DONDE:

P; PRESIÓN O SUCCIÓN DEBIDA AL VIENTO, EN KG/M²

V_D; VELOCIDAD DE DISEÑO KM/HR

G; FACTOR DE REDUCCIÓN DE DENSIDAD DE LA ATMÓSFERA, A LA ALTURA h (EN KM) SOBRE EL NIVEL DEL MAR E IGUAL A:

$$G = \frac{8 + h}{8 + 2h}$$

C; COEFICIENTE DE EMPUJE (SIN DIMENSIONES), QUE PUEDE CORRER RESPONDER A LA ACCIÓN EXTERNA O INTERNA DEL VIENTO - Y CUYO VALOR DEPENDE DEL TIPO DE FORMA DE ESTRUCTURA. TRATÁNDOSE DE PRESIÓN CUANDO ES POSITIVA Y DE SUCCIÓN CUANDO ES NEGATIVO.

SUSTITUYENDO LOS VALORES HASTA AHORA CONOCIDOS OBTENEMOS:

$$V_d = 97.7 \text{ KM / HR.}$$

$$h = 1560 \text{ MSNM} = 1.56 \text{ KM.}$$

$$G = \frac{8 + h}{8 + 2h} = \frac{8 + 1.56}{8 + (2 \times 1.56)} = 0.86$$

$$P = 0.0048 (0.86) C (97.7)^2$$

$$= \underline{39.4 \text{ C KG / M}^2}$$

EMPUJES ESTATICOS

AREA EXPUESTA

SE ENTIENDE COMO AREA EXPUESTA, EL ÁREA TOTAL DE LA SUPERFICIE, CUANDO ESTAS SON PLANAS, COMO ES NUESTRO CASO.

PROCEDIENDO AL CÁLCULO DE ÁREAS DE LA ESTRUCTURA, NOS APOYAMOS EN LA FIGURA III.7 EN LA QUE SE MUESTRAN LAS DIFERENTES ÁREAS QUE POSTERIORMENTE HAREMOS REFERENCIA DE ELLAS Y QUE A CONTINUACIÓN SE DETALLAN:

$$A_1 = \frac{(3.97 \text{ M} + 4.42) \times 28 \text{ M}}{2} = 117.46 \text{ M}^2 \text{ (MURO LONGITUDINAL)}$$

$$A_2 = \frac{\sqrt{11.03^2 + 7.0^2} + \sqrt{13.58^2 + 7.0^2}}{2} \times 28.0$$

$$= \underline{396.78 \text{ M}^2} \text{ (UN LADO DE LA CUBIERTA)}$$

$$A_3 = (3.97 \times 14.0) + \frac{(11.03 \times 14.0)}{2}$$

$$= \underline{132.79 \text{ M}^2} \text{ (MURO FRONTAL)}$$

$$A_4 = (4.42 \times 14.0) + \frac{(13.58 \times 14.0)}{2}$$

$$= \underline{156.94 \text{ M}^2} \text{ (MURO POSTERIOR)}$$

- A₁ MUROS LONGITUDINALES
 A₂ UN ALA DE LA CUBIERTA
 A₃ MURO FRONTAL
 A₄ MURO POSTERIOR

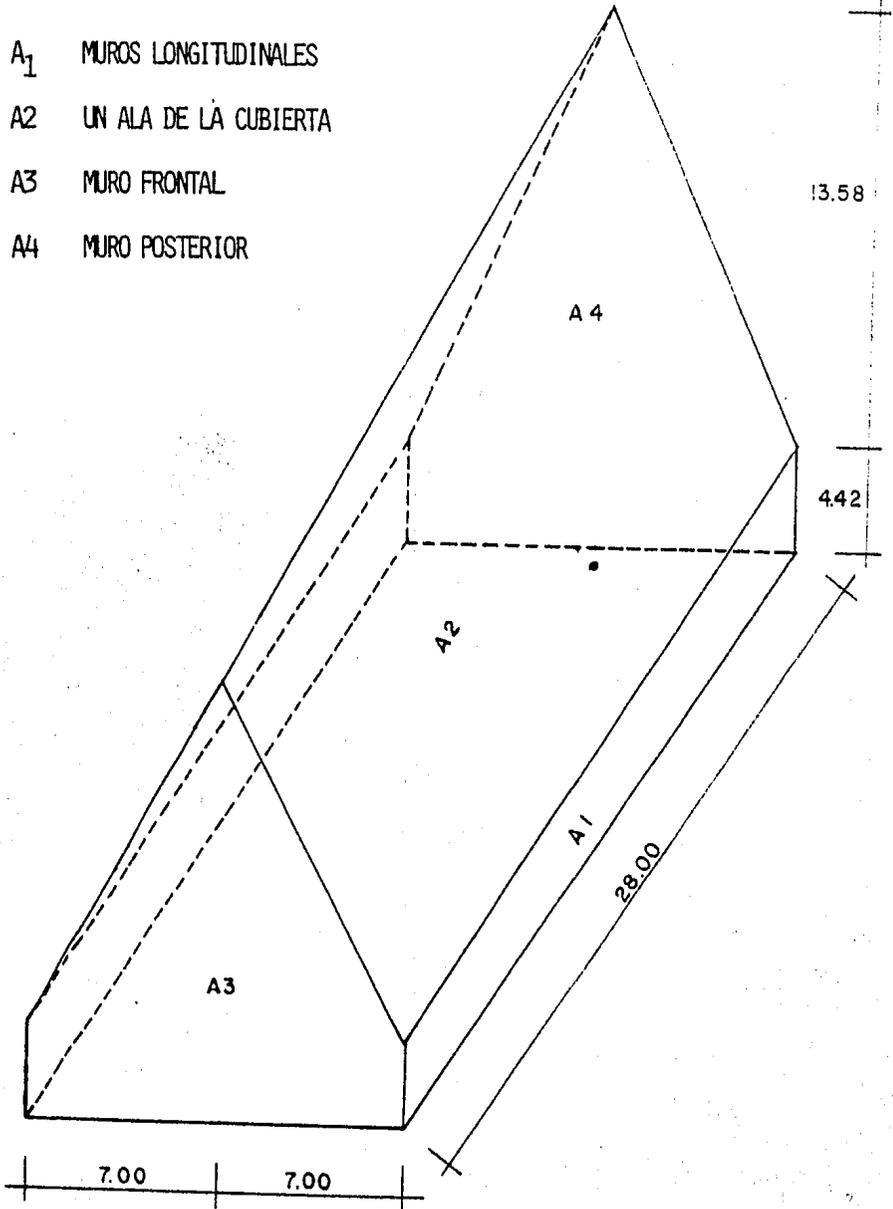


FIG. III-7 AREAS DE CONTACTO

III.3.4.- COEFICIENTES DE EMPUJE

LOS COEFICIENTES DE EMPUJE SON PARÁMETROS QUE DEPENDEN TANTO DEL TIPO DE ESTRUCTURA, COMO DE LOS EFECTOS QUE PRODUCE EL VIENTO EN LAS DIFERENTES ZONAS DE LA MISMA Y DE LA DIRECCIÓN EN QUE ESTE ACTÚA. ASÍ MISMO, DEBE ANALIZARSE EL EFECTO EXTERIOR ASÍ COMO EL EFECTO DE LAS PRESIONES INTERIORES EN CASO DE EXISTIR.

PARA EL CASO QUE NOS OCUPA, EL TIPO DE ESTRUCTURA CORRESPONDE A UN EDIFICIO CON CUBIERTA A DOS AGUAS Y DE ACUERDO A LO ESPECIFICADO EN EL MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD TENEMOS LAS SIGUIENTES CONDICIONES:

IV.A) VIENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL

- EFECTO EXTERIOR (PRESIÓN Y SUCCIÓN)
- EFECTO PRESIONES INTERIORES (SI EXISTIERAN)

IV.B) VIENTO EN SENTIDO LONGITUDINAL.

- EFECTO EXTERIOR (PRESIÓN Y SUCCIÓN)
- EFECTO PRESIONES INTERIORES (SI EXISTIERAN)

III.3.5.- VIENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL (CONDICION IV.A)

BAJO ESTA CONDICIÓN IDENTIFICAMOS 7 DIFERENTES ZONAS QUE EN LA FIGURA III.8 SE ILUSTRAN Y QUE A CONTINUACIÓN SE DETALLAN:

- ZONA 1 MURO LONGITUDINAL, DEL LADO DE BARLOVENTO NORMAL AL VIENTO.
- ZONA 2 MUROS FRONTAL Y POSTERIOR HASTA UNA PROFUNDIDAD DE $H/3$ EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO.
- ZONA 3 MUROS FRONTAL Y POSTERIOR, PARTIENDO DE $H/3$ Y HASTA 1.5 H. EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO.
- ZONA 4 CUBIERTA DEL LADO DE BARLOVENTO, DESDE SU ARISTA Y HASTA UNA DISTANCIA IGUAL A $H/3$ (ZONA DE BARLOVENTO).
- ZONA 5 CUBIERTA DEL LADO DE BARLOVENTO, DESDE $H/3$ Y HASTA UNA DISTANCIA DE 1.5 H., QUE EN NUESTRO CASO ES LA LÍNEA DEL PARTEAGUAS (ZONA CENTRAL).

ZONA 6 CUBIERTA DEL LADO DE SOTAVENTO.

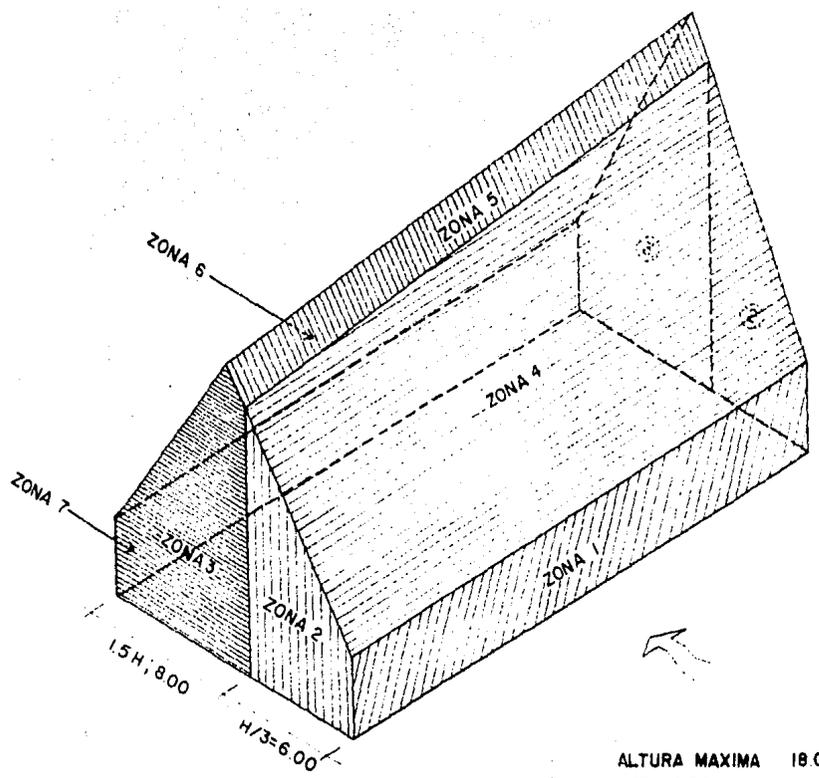
ZONA 7 MURO LONGITUDINAL DEL LADO DE SOTAVENTO NORMAL AL VIENTO.

EFECTO EXTERIOR

DE ACUERDO A ESTA ZONIFICACIÓN MOSTRADA EN LA FIGURA III.8 SE DETERMINAN LOS COEFICIENTES DE EMPUJE CONFORME A LOS VALORES ESTABLECIDOS EN EL MANUAL DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, CUYOS VALORES SE INDICAN EN LA FIGURA III.9.

PRESIONES INTERIORES

ESTE EFECTO VARÍA DE ACUERDO AL PORCENTAJE DE ABERTURAS QUE EXISTA EN EL NIVEL QUE SE ESTE ANALIZANDO, EN ESTE CASO, CONSIDERAMOS QUE EN LA ESTRUCTURA EL PORCENTAJE ES NULO YA QUE LAS QUEDADES SERAN MÍNIMAS COMPARADAS CON LA SUPERFICIE TOTAL EXPUESTA A LOS EFECTOS DEL VIENTO, ADEMÁS DE QUE ESTAS CORRESPONDEN A VENTANALES CON CRISTALES FIJOS A EFECTO DE PROPORCIONAR ILUMINACIÓN, POR LO ANTERIOR LAS PRESIONES INTERIORES SE DESPRECIAN.



ALTURA MAXIMA 18.00 mts.
 H/3 = 6.00 mts
 1.5 H = 27.00 mts.

- C₁ = +0.75
- C₂ = -1.75
- C₃ = -1.00
- C₄ = +0.75 *
- C₅ = +0.75 *
- C₆ = -0.68
- C₇ = -0.68

* Corresponden a los valores para $\phi = 75^\circ$

FIG. III-8 Diferentes zonas de coeficiente de empuje actuando el viento en sentido transversal

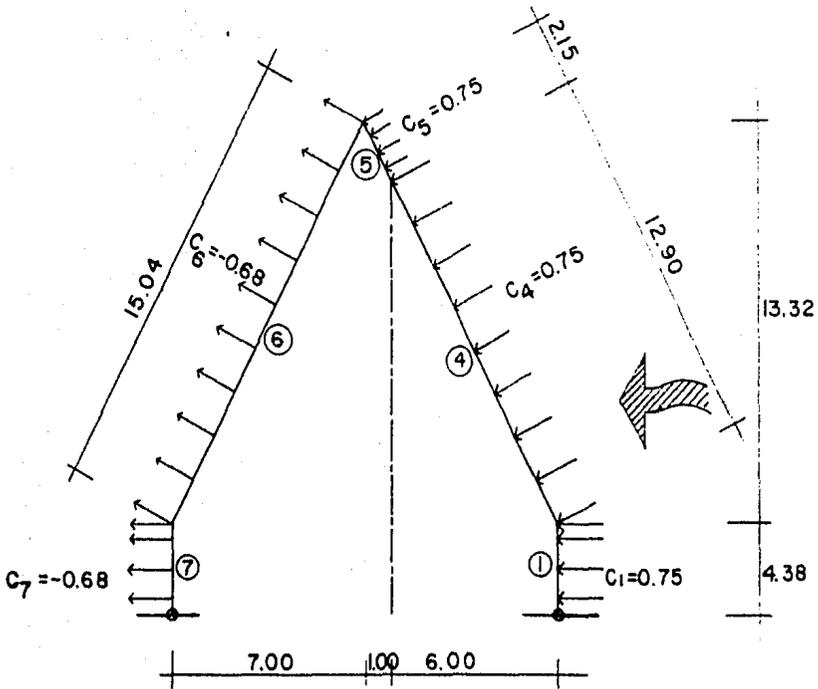


FIG. III-9
COEFICIENTE DE EMPUJE
VIENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL

DESCOMPOSITANDO LOS EMPUJES EN SUS COMPONENTES HORIZONTAL Y VERTICAL:

$$\theta = \text{TAN}^{-1} 13.32 / 7 = 62.27^\circ$$

$$C_H = C \text{ SEN } \theta = 0.8852 C$$

$$C_V = C \text{ COS } \theta = 0.4652 C$$

EVALUANDO LOS EMPUJES

$$P = 39.4 \text{ C KG / M}^2$$

CARGA HORIZONTAL

$$P_1 = 39.4 \times 0.75 = 29.55 \text{ KG / M}^2$$

$$P_{4-5} = 39.4 \times 0.75 \times 0.8852 = 26.26 \text{ KG / M}^2$$

$$P_6 = 39.4 \times -0.68 \times 0.8852 = -23.81 \text{ KG / M}^2$$

$$P_7 = 39.4 \times -0.68 = -26.79 \text{ KG / M}^2$$

CARGA VERTICAL

$$P_{V4-5} = 39.4 \times 0.75 \times 0.4583 = 13.54 \text{ KG / M}^2$$

$$P_{V6} = 39.4 \times -0.68 \times 0.4583 = -12.28 \text{ KG / M}^2$$

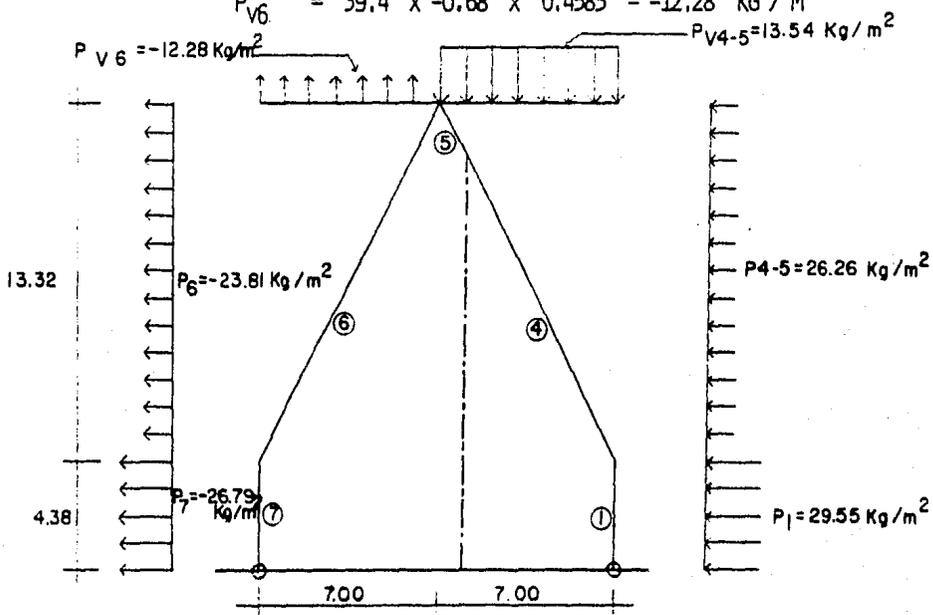


FIG. III - 10
PRESIONES FINALES VIENTO
TRANSVERSAL

ELEMENTOS MECANICOS - VIENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL

PARA LA OBTENCIÓN DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS NOS APOYAMOS EN LAS AYUDAS DE DISEÑO QUE PARA TAL EFECTO EXISTEN, ADEMÁS DE APLICAR - EL CRITERIO DE SUPERPOSICIÓN DE CAUSAS Y EFECTOS AL CONTEMPLAR LAS - DIFERENTES SOLICITACIONES DE CARGA.

DEBIDO A QUE DICHAS AYUDAS DE DISEÑO SOLO PRESENTAN CONDICIONES DE CARGA PARTICULARES EN LOS ELEMENTOS DE UN MARCO, PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO DE CARGAS QUE SIMULTÁNEAMENTE ACTÚAN EN EL MARCO, HAREMOS LAS SIGUIENTES CONSIDERACIONES:

- A).- CARGA HORIZONTAL DISTRIBUIDA EN EL COSTADO IZQUIERDO DEL MARCO - SOBRE LA COLUMNA.
- B).- CARGA HORIZONTAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN EL COSTADO DERECHO DEL MARCO SOBRE LA COLUMNA.
- C).- CARGA HORIZONTAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN EL COSTADO IZQUIERDO DEL MARCO SOBRE LA CUBIERTA.
- D).- CARGA HORIZONTAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN EL COSTADO DERECHO DEL MARCO SOBRE LA CUBIERTA.
- E).- CARGA VERTICAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA SOBRE EL ALA IZQUIERDA DE LA CUBIERTA.
- F).- CARGA VERTICAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA SOBRE EL ALA DERECHA DE LA CUBIERTA.

MARCO CON CONDICION DE CARGA A)

$$\begin{aligned}
 \text{CARGA TOTAL } W &= P_7 \text{ hb} \\
 &= 26.79 \text{ KG/M}^2 \times 4.42 \text{ M} \times 2.8 \text{ M.} \\
 &= - 331.6 \text{ KG.}
 \end{aligned}$$

REACCIONES HORIZONTALES Y VERTICALES

$$H_5 = \frac{W}{4 A \theta} [1 + \theta (B + C)]$$

$$= \frac{- 331.6 \text{ KG}}{4 \times 86.61 \times 3.44} [1 + 3.44 (18.16 + 13.24)]$$

$$H_5 = \underline{- 30.3 \text{ KG.}}$$

$$H_1 = -(W - H_5)$$

$$= -[(331.6) - (-30.3)] \text{ KG.}$$

$$\underline{H = - 301.3 \text{ KG}}$$

$$V_5 = \frac{Wh}{2L}$$

$$= \frac{- 331.6 \text{ KG} \times 4.38 \text{ M}}{2 \times 14.0 \text{ M.}}$$

$$\underline{V_5 = - 51.9 \text{ KG}}$$

$$V_1 = - V_5$$

$$\underline{V_1 = + 51.9 \text{ KG}}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES

$$M_2 = \frac{Wh}{2} - H_5 h$$

$$= \frac{- 331.6 \text{ KG} \times 4.38 \text{ M}}{2} - (-30.3) \text{ KG} \times 4.38 \text{ M}$$

$$\underline{M_2 = - 593.5 \text{ KG-M}}$$

$$M_4 = H_5 h = (-30.3) \text{ KG} \times 4.38 \text{ M}$$

$$\underline{M_4 = 132.7 \text{ KG-M}}$$

$$M_3 = \frac{W_h}{4} - H_5 h (1 + \gamma)$$

$$= \frac{-331.6 \text{ KG} \times 4.38 \text{ M.}}{4} - (-30.3 \text{ KG} \times 4.38) (1 + 3.04)$$

$$\underline{M_3 = -173.1 \text{ KG-M}}$$

MARCO CON CONDICION DE CARGA B)

CARGA TOTAL

$$W = P_1 h b$$

$$= + 29.55 \text{ KG/M}^2 \times 4.38 \text{ M} \times 2.8 \text{ M}$$

$$= + 362.4 \text{ KG}$$

REACCIONES HORIZONTALES Y VERTICALES

$$H_1 = \frac{W}{4A\theta} [1 + \theta (B + C)]$$

$$= \frac{+ 362.4 \text{ KG}}{4 + 86.61 \times 3.44} [1 + 3.44 (18.16 + 13.24)]$$

$$\underline{H_1 = + 33.2 \text{ KG}}$$

$$H_5 = -(W - H_1)$$

$$= - [(+362.4) - (+33.2) \text{ KG}]$$

$$\underline{H_5 = - 329.2 \text{ KG}}$$

$$V_1 = \frac{W_h}{2L}$$

$$= \frac{+ 362.4 \text{ KG} \times 4.38 \text{ M}}{2 \times 14.0 \text{ M}}$$

$$\underline{V_1 = + 56.7 \text{ KG}}$$

$$V_5 = - V_1 = - 56.7 \text{ KG.}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES

$$M_4 = \frac{W_h}{2} - H_1 h$$

$$= \frac{+362.4 \text{ KG} \times 4.38 \text{ M}}{2} - (+33.2 \text{ KG}) (4.38 \text{ M})$$

$$\underline{M_4 = +648.2 \text{ KG-M}}$$

$$M_2 = -H_1 h$$

$$= - (+33.2 \text{ KG}) (4.38 \text{ M})$$

$$\underline{M_2 = -145.4 \text{ KG-M}}$$

$$M_3 = \frac{W_h}{4} - H_1 h (1 + \frac{q}{2})$$

$$= \frac{+362.4 \text{ KG} \times 4.38 \text{ M}}{4} - (33.2 \text{ KG}) (4.38 \text{ M}) (1 + 3.04)$$

$$\underline{M_3 = -190.7 \text{ KG-M}}$$

MARCO CON CONDICION DE CARGA c)

CARGA TOTAL

$$W = P_{ghb} =$$

$$= -23.81 \text{ KG/M}^2 \times 13.32 \times 2.8 \text{ M}$$

$$= -888.0 \text{ KG}$$

CONSTANTES

$$G = 1 + \frac{q}{2} = 1 + \frac{3.04}{2}$$

$$\underline{G = 2.52}$$

$$K = A + B + C + 2G\varphi$$

$$= 86.61 + 18.16 + 13.24 + (2 \times 2.52 \times 3.04)$$

$$K = \underline{133.33}$$

REACCIONES HORIZONTALES Y VERTICALES

$$H_5 = \frac{WK}{4A}$$

$$= \frac{-888.0 \text{ KG} \times 133.33}{4 \times 86.61}$$

$$H_5 = \underline{-341.8 \text{ KG}}$$

$$H_1 = -(W - H_5)$$

$$= - [(-888) - (-341.8)] \text{ KG}$$

$$\underline{H_1 = 546.2 \text{ KG}}$$

$$V_5 = \frac{Wh}{2L} (2 + \varphi)$$

$$= \frac{-888.0 \text{ KG} \times 4.38 \text{ M}}{2 \times 14 \text{ M}} (2 + 3.04)$$

$$\underline{V_5 = -700.1 \text{ KG}}$$

$$V_1 = V_5$$

$$\underline{V_1 = 700.1 \text{ KG}}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES

$$M_2 = h (W - H_5)$$

$$= 4.38 \text{ M} [(-888.0) - (-341.8) \text{ KG}]$$

$$M_2 = \underline{-2,392.4 \text{ KG-M}}$$

$$M_4 = H_5 h$$

$$= - (-341.8) \text{ KG} \times 4.38 \text{ M}$$

$$M_4 = \underline{1,497.1 \text{ KG-M}}$$

$$M_3 = \frac{W_h}{4} (2 + \varphi) - H_5 h (1 + \varphi)$$

$$= \frac{-888.0 \text{ KG} \times 4.38 \text{ M}}{4} (2 + 3.04) - [(-341.8) \text{ KG} \times 4.38 \text{ M} (1 + 3.04)]$$

$$M_3 = \underline{1,147.5 \text{ KG-M}}$$

MARCO CON CONDICION DE CARGA D)

$$\text{CARGA TOTAL} \quad W = P_{4-5} \quad h b =$$

$$= + 26.26 \text{ KG/M}^2 \times 13.32 \text{ M} \times 2.8 \text{ M}$$

$$= 979.4 \text{ KG}$$

UTILIZAREMOS LOS VALORES DE LAS CONSTANTES CALCULADOS PARA NUESTRA ANTERIOR CONDICION.

REACCIONES HORIZONTALES Y VERTICALES

$$H_1 = \frac{WK}{4A}$$

$$= \frac{+ 979.4 \text{ KG} \times 133.33}{4 \times 86.61}$$

$$H_1 = + 376.9 \text{ KG}$$

$$H_5 = - (W - H_1)$$

$$= - [(+979.4 \text{ KG}) - (+376.9 \text{ KG})]$$

$$H_5 = - 602.5 \text{ KG}$$

$$V_1 = \frac{Wh}{2L} (2 + \varphi)$$

$$= \frac{(+979.4 \text{ KG}) (4.38 \text{ M})}{2 \times 14.0 \text{ M}} (2 + 3.04)$$

$$V_1 = 772.2 \text{ KG}$$

$$V_5 = - V_1$$

$$V_5 = - 772.2 \text{ KG}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES

$$M_4 = h (W - H_1)$$

$$= 4.38 \text{ M} [(+979.4 \text{ KG}) - (+376.9 \text{ KG})]$$

$$M_4 = + 2639.0 \text{ KG-M}$$

$$M_2 = - H_1 h$$

$$= - (+376.9 \text{ KG}) (4.38 \text{ M})$$

$$M_2 = - 1650.8 \text{ KG-M}$$

$$M_3 = \frac{Wh}{4} (2 + \varphi) - H_1 h (1 + \varphi)$$

$$= \frac{+ 979.4 \text{ KG} \times 4.38 \text{ M}}{4} (2 + 3.04) - (+376.9 \text{ KG}) (4.38 \text{ M}) (1 + 3.04)$$

$$M_3 = - 1,264.2 \text{ KG M}$$

MARCO CON CONDICION DE CARGA E)

$$\begin{aligned}
 \text{CARGA TOTAL} \quad W &= P_{v6} \times L/2 \times b \\
 &= -12.28 \text{ KG} / \text{M}^2 \times \frac{14.0 \text{ M}}{2} \times 2.8 \text{ M} \\
 &= -240.7 \text{ KG} \\
 K &= 2 + \varphi = 2 + 3.04 = \\
 K &= 5.04
 \end{aligned}$$

REACCIONES HORIZONTALES Y VERTICALES

$$\begin{aligned}
 H_1 = H_5 &= \frac{WL}{8AH} (B + K) \\
 &= \frac{-240.7 \text{ KG} \times 14 \text{ M}}{8 \times 86.61 \times 4.38 \text{ M}} (18.16 + 5.40)
 \end{aligned}$$

$$\underline{H_1 = H_5 = -25.8 \text{ KG}}$$

$$\begin{aligned}
 V_1 &= \frac{3W}{4} \\
 &= \frac{3 \times (-240.7 \text{ KG})}{4}
 \end{aligned}$$

$$\underline{V_1 = -180.5 \text{ KG.}}$$

$$\begin{aligned}
 V_5 &= \frac{W}{4} = \\
 &= \frac{-240.7 \text{ KG}}{4}
 \end{aligned}$$

$$\underline{V_5 = -60.2 \text{ KG}}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES

$$M_2 = M_4 = -H_5 h$$

$$= -(-25,8) \text{ KG} \times 4,38 \text{ M}$$

$$\underline{M_2 = M_4 = 113,0 \text{ KG-M}}$$

$$M_3 = \frac{WL}{8} - H_5 h (1 + \varphi)$$

$$= \frac{-240,7 \text{ KG} \times 14 \text{ M}}{8} - (-25,8) \text{ KG} \times 4,38 \text{ M} (1 + 3,04)$$

$$\underline{M_3 = 35,3 \text{ KG M}}$$

MARCO CON CONDICION DE CARGA F)

CARGA TOTAL $W = P_{V4-5} L_b/2$

$$= 13,54 \text{ KG/M}^2 \times \frac{14,0 \text{ M}}{2} \times 2,8 \text{ M}$$

$$= \underline{265,4 \text{ KG}}$$

$K = 5,04$

REACCIONES HORIZONTALES Y VERTICALES

$$H_1 = H_5 = \frac{WL}{8A_b} (B + K)$$

$$= \frac{265,4 \text{ KG} \times 14,0 \text{ M}}{8 \times 86,61 \times 4,38 \text{ M}} (18,16 + 5,04)$$

$$\underline{H_1 = H_5 = 28,4 \text{ KG}}$$

$$V_1 = W/4 = \frac{265,4 \text{ KG}}{4}$$

$$\underline{V_1 = 66.4 \text{ KG}}$$

$$V_5 = \frac{3W}{4} = \frac{265.3 \times 3}{4}$$

$$\underline{V_5 = 199. \text{ KG}}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES

$$\begin{aligned} -M_2 &= M_4 = -H_5h \\ &= -28.4 \text{ KG} \times 4.38 \text{ M} \end{aligned}$$

$$\underline{M_2 = M_4 = -124.4 \text{ KG} - \text{M}}$$

$$\begin{aligned} M_3 &= \frac{WL}{8} - H_5h (1 + \rho) \\ &= \frac{265.4 \text{ KG} \times 14.0 \text{ M}}{8} - [28.4 \text{ KG} \times 4.38 \text{ M} (1 + 3.04)] \end{aligned}$$

$$\underline{M_3 = -38.3 \text{ KG M}}$$

LOS RESULTADOS DE LAS DIFERENTES CONDICIONES DE CARGA PARA EL EFECTO DEL VIENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL SE RESUMEN CON LA TABLA III.2.

CONDICION DE CARGA:	W1 KG	H1 KG	H5 KG	WV KG	V1 KG	V5 KG	M2 KG-M	M3 KG-M	M4 KG-M
A) HOR. IZQ. EN COL.	- 331,6	- 301,3	- 30,3		51,9	- 51,9	- 593,5	173,1	132,7
B) HOR. DER. EN COL.	362,4	33,2	329,2		56,7	- 56,7	- 145,4	- 190,7	648,2
C) HOR. IZQ. EN CUB.	- 888,0	546,2	- 341,8		700,1	- 700,1	- 2392,4	1147,5	1497,1
D) HOR. DER. EN CUB.	979,4	+ 376,9	- 602,5		772,2	- 772,2	- 1650,8	-1264,2	2639,0
E) VER. IZQ. EN ALA		- 25,8	- 25,8	- 240,7	- 180,5	- 60,2	113,0	35,3	113,0
F) VER. DER. EN ALA		28,4	28,4	265,4	66,4	199,0	- 124,4	- 38,3	- 124,4
T O T A L :	<u>2561,4</u>	<u>1260,2</u>	<u>- 1301,2</u>	<u>24,7</u>	<u>1466,8</u>	<u>- 1442,1</u>	<u>- 4793,5</u>	<u>- 137,3</u>	<u>- 4905,6</u>

TABLA III.2.- RESULTADOS FINALES; VIENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL.

III.3.6.- VIENTO EN SENTIDO LONGITUDINAL (CONDICION IV.B)

PARA ESTA CONDICIÓN, AL IGUAL QUE EN SENTIDO TRANSVERSAL, - SE IDENTIFICAN 5 ZONAS QUE SON ILUSTRADAS EN LA FIGURA III.11, LAS CUÁLES DETALLAMOS A CONTINUACIÓN:

- ZONA 8.- MURO FRONTAL, DEL LADO DE BARLOVENTO Y NORMAL A LA DIRECCIÓN DEL VIENTO.
- ZONA 9.- MURO POSTERIOR, DEL LADO DE SOTAVENTO Y NORMAL A LA DIRECCIÓN DEL VIENTO.
- ZONA 10.- CUBIERTA Y MUROS LONGITUDINALES PARALELOS A LA ACCIÓN DEL VIENTO Y HASTA UNA LONGITUD DE $H/3$
- ZONA 11.- CUBIERTA Y MUROS LONGITUDINALES PARALELOS A LA ACCIÓN DEL VIENTO, PARTIENDO DE $H/3$ Y HASTA $1.5 H$.
- ZONA 12.- CUBIERTA Y MUROS LONGITUDINALES PARALELOS A LA ACCIÓN DEL VIENTO, PARTIENDO DE $1.5 H$ Y HASTA EL RESTO.

EMPUJES EXTERIORES

PARA LAS ZONAS ANTERIORMENTE DESCRITAS TENEMOS LOS SIGUIENTES VALORES DEL COEFICIENTE DE EMPUJE.

$$C_8 = 0.75$$

$$C_9 = -0.68$$

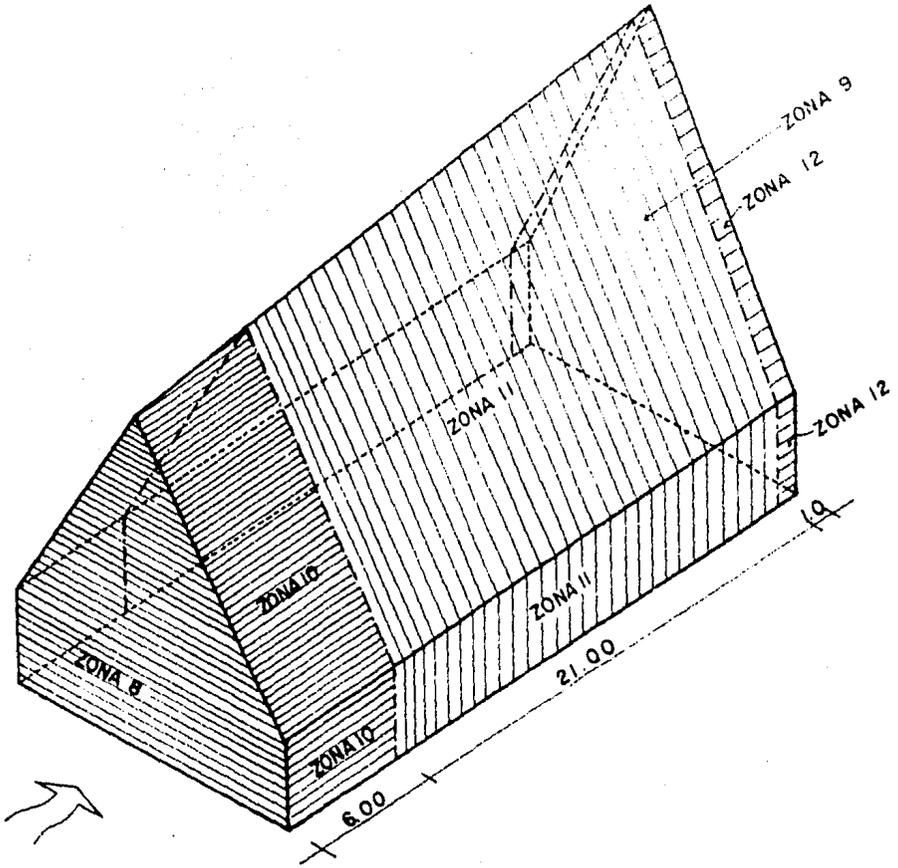
$$C_{10} = -1.75$$

$$C_{11} = -1.00$$

$$C_{12} = -0.40$$

PRESIONES INTERIORES

COMO YA FUE EXPLICADO EN LA PRIMERA CONDICIÓN DEL VIENTO, - LAS PRESIONES INTERIORES NO SON DE MAGNITUD CONSIDERABLES POR LO QUE PARA EL CÁLCULO NO SE TOMARAN EN CUENTA.



$$C_8 = + 0.75$$

$$C_9 = - 0.68$$

$$C_{10} = - 1.75$$

$$C_{11} = - 1.00$$

$$C_{12} = - 0.40$$

ALTURA MAXIMA 18.00 mt.

$H/3 = 6.00$ mt.

$1.5 H = 27.00$ mt.

FIG. No. III. 11. DIFERENTES ZONAS DE COEFICIENTE DE EMPUJE ACTUANDO EL VIENTO EN SENTIDO LONGITUDINAL.

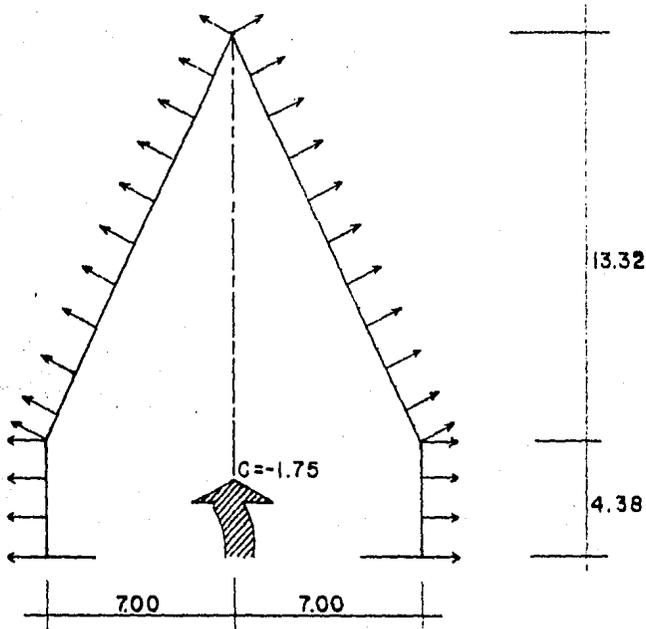


FIG. III.12
COEFICIENTE DE EMPUJE
VIENTO EN SENTIDO LONGITUDINAL

DESCOMPOSITANDO LOS EMPUJES EN SUS COMPONENTES HORIZONTAL Y -
VERTICAL.

$$\theta = \text{ANG TAN } \frac{13.32}{7.0} = 62.28^\circ$$

$$C_H = C \text{ SEN } \theta = 0.8852 C$$

$$C_V = C \text{ COS } \theta = 0.4652 C$$

EVALUANDO LOS EMPUJES

$$P_H = 39.4 C = 39.4 \times -1.75 = -68.95 \text{ KG/M}^2$$

$$P_{H2} = 39.4 \times -1.75 \times 0.8852 = -61.03 \text{ KG/M}^2$$

$$P_V = 39.4 \times -1.75 \times 0.4652 = -32.08 \text{ KG/M}^2$$

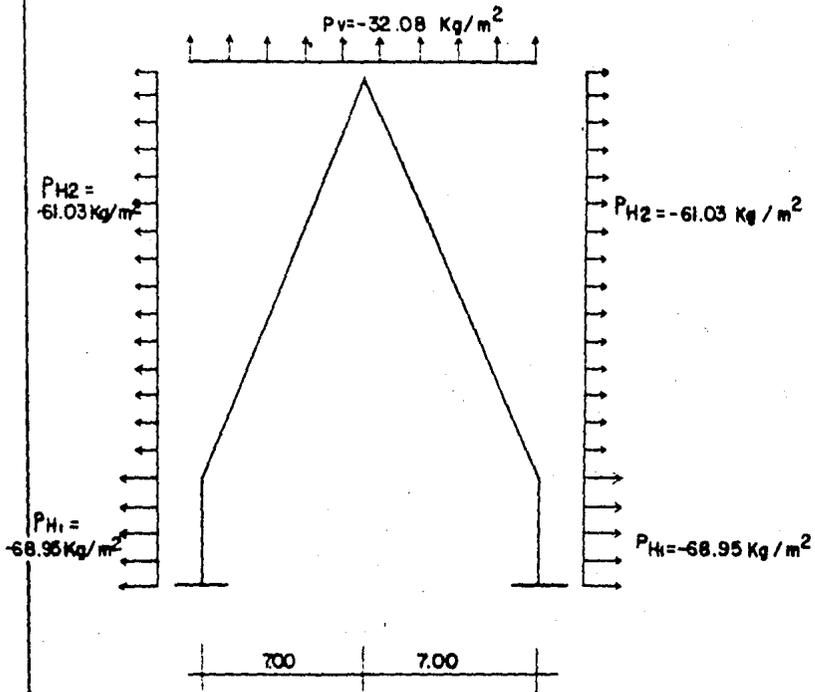


FIG.III. 13. PRESIONES FINALES, VIENTO EN SENTIDO LONGITUDINAL.

ELEMENTOS MECANICOS VIENTO EN SENTIDO LONGITUDINAL.

AL IGUAL QUE PARA LA CONDICIÓN DE VIENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL, NOS APOYAMOS EN LAS AYUDAS DE DISEÑO Y DE LA SUPERPOSICIÓN DE CAUSAS Y EFECTOS PARA LA OBTENCIÓN DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS.

PARA LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO DE CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE EL MARCO Y, DE ACUERDO AL CRITERIO ANTES APLICADO, TENEMOS LAS SIGUIENTES CONSIDERACIONES DE CARGA:

- A).- CARGA HORIZONTAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN EL COSTADO IZQUIERDO DEL MARCO SOBRE LA COLUMNA.
- B).- COSTADO DERECHO DEL MARCO SOBRE LA COLUMNA.
- C).- COSTADO IZQUIERDO DEL MARCO SOBRE LA CUBIERTA.
- D).- COSTADO DERECHO DEL MARCO SOBRE LA CUBIERTA.
- E).- CARGA VERTICAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA SOBRE LA CUBIERTA.

COMO SE PODRÁ OBSERVAR LAS PRIMERAS CUATRO CONSIDERACIONES SON SIMILARES A LAS DE LA ANTERIOR CONDICIÓN, POR LO QUE PARA EFECTO DE FACILITAR EL CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS AFECTAREMOS EN FORMA DIRECTA DICHS ELEMENTOS, UTILIZANDO EL FACTOR DE RELACIÓN DE CARGAS, NO ASÍ CON LA QUINTA CONSIDERACIÓN, LA CUAL PROCEDEREMOS A REALIZAR EL DESARROLLO COMPLETO.

MARCO CON CONDICION DE CARGA A)

$$\begin{aligned}
 \text{CARGA TOTAL } W &= P \cdot l \cdot h_b \\
 &= - 68.95 \text{ KG/M}^2 \times 4.38 \text{ M} \times 2.8 \text{ M.} \\
 &= - 845.6 \text{ KG.} \\
 \text{FACTOR DE CARGAS} &= - \frac{845.6 \text{ KG.}}{331.6 \text{ KG.}} =
 \end{aligned}$$

$$F.C. = 2.55$$

REACCIONES HORIZONTALES Y VERTICALES

$$H_5 = - 30,3 \text{ KG} \times 2,55 = - 77,3 \text{ KG.}$$

$$H_1 = 301,3 \text{ KG} \times 2,55 = 768,3 \text{ KG.}$$

$$V_5 = - 51,9 \text{ KG} \times 2,55 = - 132,3 \text{ KG.}$$

$$V_1 = 51,9 \text{ KG} \times 2,55 = 132,3 \text{ KG.}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES

$$M_2 = - 593,5 \text{ KG M} \times 2,55 = - 1513,4 \text{ KG M}$$

$$M_4 = 132,7 \text{ KG M} \times 2,55 = 338,4 \text{ KG M}$$

$$M_3 = 173,1 \text{ KG M} \times 2,55 = 441,4 \text{ KG M}$$

MARCO CON CONDICION DE CARGA B)

$$\begin{aligned} \text{CARGA TOTAL } W &= P_{H_1} \text{ hb} \\ &= - 68,95 \text{ KG/M}^2 \times 4,38 \text{ M} \times 2,8 \text{ M} \\ &= - 845,6 \text{ KG} \end{aligned}$$

$$\text{FACTOR DE CARGAS} = - \frac{845,6 \text{ KG}}{362,4 \text{ KG}} =$$

$$\text{F.C.} = - 2,33$$

REACCIONES HORIZONTALES Y VERTICALES

$$H_1 = 33,2 \text{ KG} \times (-2,33) = - 77,3 \text{ KG}$$

$$H_5 = - 329,2 \text{ KG} \times (-2,33) = 768,3 \text{ KG}$$

$$V_1 = 56,7 \text{ KG} \times (-2,33) = - 132,3 \text{ KG}$$

$$V_5 = - 56,7 \text{ KG} \times (-2,33) = 132,3 \text{ KG}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES

$$M_1 = 648.2 \text{ KG M} \times (-2.33) = -1,512.5 \text{ KG M}$$

$$M_2 = -145.4 \text{ KG M} \times (-2.33) = 339.3 \text{ KG M}$$

$$M_3 = -190.7 \text{ KG M} \times (-2.33) = 445.0 \text{ KG M}$$

MARCO CON CONDICION DE CARGA c)

$$\begin{aligned} \text{CARGA TOTAL} \quad W &= P \cdot h \cdot b \\ &= -61.03 \text{ KG/M}^2 \times 13.32 \text{ M} \times 2.8 \text{ M} \\ &= -2,274.5 \text{ KG} \end{aligned}$$

$$\text{FACTOR DE CARGAS} = \frac{-2,274.5 \text{ KG}}{-888.0 \text{ KG}}$$

$$F.C. = 2.56$$

REACCIONES HORIZONTALES Y VERTICALES •

$$H_5 = -341.8 \text{ KG} \times 2.56 = -875.5 \text{ KG}$$

$$H_1 = 546.2 \text{ KG} \times 2.56 = 1,399.0 \text{ KG}$$

$$V_5 = -700.1 \text{ KG} \times 2.56 = 1,793.2 \text{ KG}$$

$$V_1 = 700.1 \text{ KG} \times 2.56 = 1,793.2 \text{ KG}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES

$$M_2 = -2,392.4 \text{ KG-M} \times 2.56 = -6,127.7 \text{ KG-M}$$

$$M_4 = 1,497.1 \text{ KG-M} \times 2.56 = 3,834.6 \text{ KG-M}$$

$$M_3 = 1,147.5 \text{ KG-M} \times 2.56 = 2,939.1 \text{ KG-M}$$

MARCA CON CONDICION DE CARGA D)

$$\begin{aligned}
 \text{CARGA TOTAL} \quad W &= P_H \cdot 2 \text{ hb} \\
 &= - 61.03 \text{ KG/M}^2 \times 13.32 \text{ M} \times 2.8 \text{ M} \\
 &= - 2274.5 \text{ KG}
 \end{aligned}$$

$$\text{FACTOR DE CARGA} = \frac{- 2274.5 \text{ KG}}{979.4 \text{ KG}}$$

$$\text{F.C.} = - 2.32$$

REACCIONES HORIZONTALES Y VERTICALES

$$H_1 = 376.9 \text{ KG} \times (-2.32) = - 875.5 \text{ KG}$$

$$H_5 = - 602.5 \text{ KG} \times (-2.32) = 1,399.0 \text{ KG}$$

$$V_1 = 772.2 \text{ KG} \times (-2.32) = - 1,793.2 \text{ KG}$$

$$V_5 = - 772.2 \text{ KG} \times (-2.32) = 1,793.2 \text{ KG}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES

$$M_4 = 2,639.0 \text{ KG-M} \times (-2.32) = - 6,128.7 \text{ KG-M}$$

$$M_2 = - 1,650.8 \text{ KG-M} \times (-2.32) = 3,833.7 \text{ KG-M}$$

$$M_3 = - 1,264.2 \text{ KG-M} \times (-2.32) = 2,935.9 \text{ KG-M}$$

MARCO CON CONDICION DE CARGA E)

$$\begin{aligned}
 \text{CARGA TOTAL} \quad W &= P_V \cdot L_b \\
 &= - 32.08 \text{ KG/M}^2 \times 14.0 \text{ M} \times 2.8 \text{ M} \\
 &= - 1,257.5 \text{ KG}
 \end{aligned}$$

REACCIONES HORIZONTALES Y VERTICALES

$$H_1 = H_5 = \frac{WL}{8Ah} (2 + B + \varphi)$$

$$= \frac{-1,257,5 \text{ KG} \times 14,0 \text{ M}}{8 \times 86,61 \times 4,38 \text{ M}} (2 + 18,16 + 3,04)$$

$$\underline{H_1 = H_5 = -134,6 \text{ KG}}$$

$$V_1 = V_5 = \frac{W}{2}$$

$$= \frac{-1,257,5 \text{ KG}}{2}$$

$$\underline{V_1 = V_5 = -628,8 \text{ Kg}}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES

$$M_2 = M_4 = -H_5h$$

$$= -(-134,6 \text{ KG}) (4,38 \text{ M})$$

$$\underline{M_2 = M_4 = 589,6 \text{ (KG-M)}}$$

$$M_3 = \frac{WL}{8} - H_5h (1 + \varphi)$$

$$= \frac{-1,257,5 \text{ KG} \times 14,0 \text{ M}}{8} - (-134,6 \text{ KG}) (4,38 \text{ M}) (1 + 3,04)$$

$$\underline{M_3 = 181,2 \text{ KG-M}}$$

LOS RESULTADOS DE LAS CINCO CONSIDERACIONES DE CARGA PARA LA CONDICIÓN DE VIENTO EN SENTIDO LONGITUDINAL QUEDAN CONCENTRADOS EN LA TABLA - III.3

CONSIDERACION DE CARGA:	WH	HI	H5	WV	V1	V5	M2	M3	M4
A) HOR. IZQ. EN COL.	- 845,6	768,3	- 77,3		132,3	- 132,3	- 1513,4	441,4	338,4
B) HOR. DER. EN COL.	- 845,6	- 77,3	768,3		- 132,3	132,3	339,3	445,0	- 1512,5
C) HOR. IZQ. EN CUB.	- 2274,5	1399,0	- 875,5		1793,2	- 1793,2	- 6127,7	2939,1	3834,6
D) HOR. DER. EN CUB.	- 2274,5	- 875,5	1399,0		- 1793,2	1793,2	3833,7	2935,9	- 6128,7
E) VER. EN CUBIERTA		- 134,6	- 134,6	- 1257,5	- 628,8	- 628,8	589,6	181,2	589,6
S U M A S :	<u>6240,2</u>	<u>1079,9</u>	<u>1079,9</u>	<u>- 1257,5</u>	<u>- 628,8</u>	<u>- 628,8</u>	<u>- 2878,5</u>	<u>6942,6</u>	<u>- 2878,6</u>

TABLA III.3.- RESULTADOS FINALES VIENTO EN SENTIDO LONGITUDINAL.

III.4 COMBINACION DE EFECTOS

CON TODOS LOS ELEMENTOS MECÁNICOS OBTENIDOS CON ANTERIORIDAD, - PROCEDEREMOS A REALIZAR LA COMBINACIÓN DE EFECTOS, PARA QUE CON ESTOS, - SE PUEDAN DETERMINAR LOS VALORES MAS DESFAVORABLES, MISMOS QUE SERVIRÁN- PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.

DICHAS COMBINACIONES CORRESPONDEN A LAS DEL SISMO CON ESTÁTICO- Y A LAS DEL VIENTO CON EL ESTÁTICO, Y SON PLASMADOS ESTOS VALORES EN LA- TABLA QUE A CONTINUACIÓN SE DETALLA:

CONDICIONES DE CARGA:	H1 (Kg)	H5 (Kg)	V1 (Kg)	V5 (Kg)	M2 (Kg-M)	M3 (Kg-M)	M4 (Kg-M)
ESTATICA:	1480	1480	6916	6916	- 6484	- 1990	- 6484
ESTATICA REDUCIDA:	1436	1436	6708	6708	- 6290	- 1930	- 6290
SISMO:	- 318	- 219	- 424	424	1396	- 851	- 958
VIENTO TRANSVERSAL:	1260	-1301	1467	-1442	- 4794	- 137	- 4906
VIENTO LONGITUDINAL	1080	1080	- 629	- 629	- 2878	6943	2878
<u>EFECTOS COMBINADOS:</u>	H1	H5	V1	V5	M2	M3	M4
EST. RED + SISMO:	1118	1217	6284	7132	- 4894	- 2781	- 7248
EST. RED + VIENTO TRANS.	2696	135	8175	5266	- 11084	- 2067	-11196
EST. RED + VIENTO LONG.	2516	2516	6079	6079	- 9168	5013	- 9168

TOMANDO EN CUENTA QUE EL EFECTO DE SISMO Y EL DE VIENTO SON REVERSIBLES O SEA, QUE PUEDEN ENTRAR EN UNA DIRECCIÓN O EN LA OTRA, LOS VALORES PARA DISEÑO SERÁN LOS SIGUIENTES:

$$H_1 = 2,696 \text{ KG} \quad (\text{ESTATICO REDUCIDO} + \text{VIENTO TRANSVERSAL})$$

$$H_5 = 2,696 \text{ KG} \quad (\text{ESTATICO REDUCIDO} + \text{VIENTO TRANSVERSAL})$$

$$V_1 = 8,175 \text{ KG} \quad (\text{ESTATICO REDUCIDO} + \text{VIENTO TRANSVERSAL})$$

$$V_5 = 8,175 \text{ KG} \quad (\text{ESTATICO REDUCIDO} + \text{VIENTO TRANSVERSAL})$$

$$M_2 = 11,196 \text{ KG-M} \quad (\text{ESTATICO REDUCIDO} + \text{VIENTO TRANSVERSAL})$$

$$M_3 = 5,013 \text{ KG-M} \quad (\text{ESTATICO REDUCIDO} + \text{VIENTO LONGITUDINAL})$$

$$M_4 = 11,196 \text{ KG-M} \quad (\text{VIENTO TRANSVERSAL})$$

DE ESTOS RESULTADOS, LA CONDICIÓN DE CARGA PREDOMINANTE ES LA DEL VIENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL.

C A P Í T U L O I V

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA,

CON LOS ELEMENTOS MECÁNICOS OBTENIDOS EN EL CAPÍTULO ANTERIOR, -
 PROCEDEREMOS AL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LA -
 NAVE.

PARA LO CUÁL, UTILIZAREMOS ACERO ESTRUCTURAL TIPO A-36 CON UN LÍ -
 MITE ELÁSTICO IGUAL A $2530 \text{ KG} / \text{CM}^2$, APOYÁNDONOS EN LAS ESPECIFICACIONES -
 Y NORMAS ESTABLECIDAS POR EL AISC (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCC -
 IÓN) MISMO QUE SE BASA EN LA TEORÍA DEL DISEÑO ELÁSTICO, CUYAS CONSIDE -
 RACIONES GENERALES CONSISTEN EN EL DE SOMETER AL ELEMENTO ESTRUCTURAL A -
 ESFUERZOS DE TRABAJO QUE PERMITAN LA RECUPERACIÓN DEL MISMO A SU ESTADO -
 ORIGINAL CUANDO ES SUPRIMIDA LA CARGA ACTUANTE, LOGRÁNDOSE ESTE PROPÓSITO -
 AL UTILIZAR UN FACTOR DE SEGURIDAD EN SU RESISTENCIA QUE EVITE QUE LAS -
 DEFORMACIONES SOBRE PASEN SU LÍMITE ELÁSTICO Y ASÍ GARANTIZAR SU TOTAL -
 RECUPERACIÓN.

PARA EL DISEÑO DE LAS CONEXIONES, ESTAS DEBERÁN SATISFACER ADE -
 MÁS DE LAS ESPECIFICACIONES Y NORMAS DEL AISC, LOS REQUERIMIENTOS ARQUI -
 TECTÓNICOS DEL PROYECTO.

IV.1 MARCOS

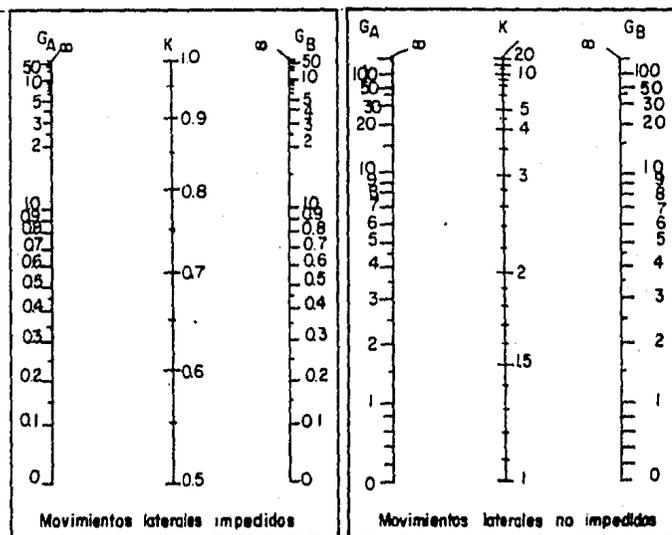
PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL, SE PROCEDE A -
 PROPONER UNA SECCIÓN, LA CUÁL SE LE CALCULAN LOS ESFUERZOS ACTUANTES Y -
 LOS ESFUERZOS PERMISIBLES, NO DEBIENDO EXCEDER LOS PRIMEROS A LOS SEGUN -
 DOS, EN CASO DE QUE DICHA SECCIÓN NO SATISFAGA ESTA CONDICIÓN, SE PROPONE
 OTRA SECCIÓN Y SE PROCEDE IGUAL QUE CON LA PRIMERA Y ASÍ SUCESIVAMENTE -
 HASTA OBTENER LA SECCIÓN ADECUADA.

VALOR DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA DE PANDEO

LOS ESFUERZOS ADMISIBLES A COMPRESIÓN DEPENDEN DE LAS CONDICIO -
 NES DE APOYO, DE LA LONGITUD Y DE LA SECCIÓN DEL ELEMENTO, ESTAS DETERMI -

NAN EL VALOR DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA DE PANDEO, QUE SE APLICA PARA OBTENER LA RELACIÓN DE ESBELTEZ.

PARA CALCULAR EL VALOR DE FACTOR K EXISTE UNA TABLA QUE EJEMPLIFICA LOS TIPOS DE APOYOS MÁS COMUNES PARA ELEMENTOS AISLADOS, PROPORCIONANDO LOS VALORES DE K EN CADA TIPO, PARA NUESTRO CASO, LAS CONDICIONES DE APOYO FORMAN PARTE DE UN MARCO RÍGIDO Y NO REFLEJAN NINGUNA DE LAS CONDICIONES PLASMADAS EN LA TABLA, POR LO QUE PROCEDEREMOS A CALCULARLO EN FORMA ANALÍTICA APOYÁNDONOS EN EL NOMOGRAMA DE LA FIGURA IV.1 PARA LA CONDICIÓN DE DESLIZAMIENTOS LATERALES NO RESTRINGIDOS.



TENEMOS QUE LA RIGIDEZ DEL NUDO ESTA DADA POR LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$G = \frac{I_c / L_c}{\sum (I_t / L_t)}$$

DONDE:

I_c = MOMENTO DE INERCIA DE LA COLUMNA.

L_c = LONGITUD DE LA COLUMNA.

I_t = MOMENTO DE INERCIA DE LA TRABE.

L_t = LONGITUD DE LA TRABE.

PARA LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS SOPORTADAS SOBRE ZAPATAS - NO UNIDAS RÍGIDAMENTE A ELLAS, EL VALOR DE G TEÓRICAMENTE ES INFINITO, PERO SI SE DISEÑA COMO UNA JUNTA ARTICULADA, PUEDE TOMARSE COMO 10 PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO.

$$\underline{G_1 = 10}$$

PARA EL CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DE LOS NUDOS 2 Y 3, COMO TENEMOS UN MIEMBRO INCLINADO QUE NOS RIGIDIZA TANTO COLUMNA COMO TRABE, PROYECTAREMOS SU LONGITUD SIENDO ESTA LA QUE TOMAREMOS PARA LA RIGIDEZ

$$G_2 = \frac{I_c/4.32 + I_c/13.32}{I_T / 7.0} = \frac{7.0 I_c}{3.26 I_T} \text{ como } I_c = I_T$$

$$\underline{G_2 = 2.14}$$

$$G_3 = \frac{I_c/13.32 + I_c/13.32}{I_T / 7.0 + I_T / 7.0} = \frac{2 \times 7.0 \times I_c}{2 \times 13.32 \times I_T}$$

$$\underline{G_3 = 0.53}$$

CON ESTOS VALORES ENTRAMOS AL NOMOGRAMA DE LA FIGURA IV.1 Y OBTENEMOS:

$$K_{1-2} = 2.1$$

$$K_{2-3} = 1.4$$

PRIMERA SECCION PROPUESTA

IPR 14 x 8 DE 64.1 KG / M

PROPIEDADES GEOMETRICAS

$$A = 81.61 \text{ CM}^2$$

$$d = 34.70 \text{ CM}$$

$$b = 20.30 \text{ CM}$$

$$T_f = 1.34 \text{ CM}$$

$$T_w = 0.78 \text{ CM}$$

$$I_x = 17856 \text{ CM}^4$$

$$I_y = 1877 \text{ CM}^4$$

$$S_x = 1027 \text{ CM}^3$$

$$S_y = 185 \text{ CM}^3$$

$$r_x = 14.78 \text{ CM}$$

$$r_y = 4.8 \text{ CM}$$

REVISION POR SECCION COMPACTA

A) RELACION ANCHO - ESPESOR DEL PATIN

$$\frac{b}{2 T_f} \leq 8.7$$

$$\frac{20.3}{2 \times 1.34} = 7.57 < 8.7 \quad \therefore \text{ES COMPACTA}$$

B) RELACION PERALTE - ESPESOR DEL ALMA

$$42.8 < \frac{d}{T_w} < 70.4$$

$$\frac{d}{T_w} = \frac{34.7}{0.78} = 44.49$$

$$42.8 < 44.49 < 70.4 \quad \therefore \text{ES COMPACTA}$$

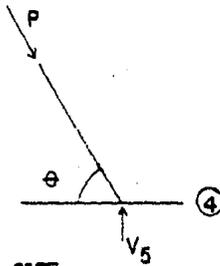
TIPIFICANDO LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACUERDO A SU SECCIÓN COMO A LOS ESFUERZOS ACTUANTES SOBRE ELLOS TENEMOS DOS TIPOS:

- A) ELEMENTOS INCLINADOS
- B) ELEMENTOS VERTICALES

A) ELEMENTOS INCLINADOS

SUJETOS A ESFUERZOS COMBINADOS DE CARGA AXIAL Y FLEXION, O SEA FLEXOCOMPRESIÓN.

CARGA AXIAL



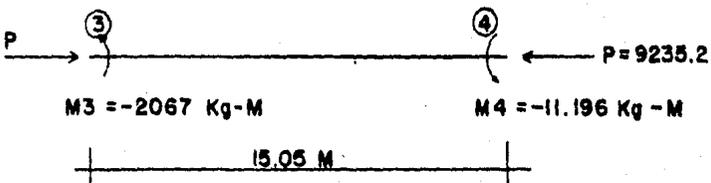
$$\theta = \text{ANG TAN } \frac{13.32}{7.0} =$$

$$\theta = 62.28$$

$$P = \frac{V_5}{\text{SEN } \theta} = \frac{8175}{0.8852}$$

$$P = 9235.2 \text{ KG}$$

LOS ELEMENTOS MECANICOS ACTUANTES SOBRE LA VIGA SON:



ESFUERZOS ACTUANTES

ESFUERZO DE COMPRESIÓN

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{9235.2 \text{ KG}}{81.61 \text{ CM}^2}$$

$$f_a = \underline{113.2 \text{ KG/CM}^2}$$

ESFUERZO DE FLEXIÓN

$$f_b = \frac{M_{\text{MAX.}}}{S_x} = \frac{1,119,600 \text{ KG-CM}}{1027 \text{ CM}^3}$$

$$f_b = \underline{1090.17 \text{ KG/CM}^2}$$

ESFUERZOS ADMISIBLES

ESFUERZO DE COMPRESIÓN

ESTE ESFUERZO ESTA EN FUNCIÓN DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ (KL/R) Y SEGÚN ESPECIFICACIONES DEL AISC SU VALOR ESTÁ DADO POR LA SIGUIENTE - EXPRESIÓN:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2 Cc^2} \right] F_y}{F.S.}$$

DONDE:

K = FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA

L = LONGITUD REAL (CM)

r = RADIO DE GIRO DE LA SECCION (CM)

F_y = LIMITE ELASTICO (KG/CM²)

C_c = RELACION DE ESBELTEZ QUE SEPARA EL PANDEO ELASTICO DEL - INELASTICO.

F_s = FACTOR DE SEGURIDAD

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}}$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8 C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8 C_c^3}$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES OBTENEMOS:

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times 3.1416^2 \times 2.1 \times 10^6 \text{ KG/CM}^2}{2530 \text{ KG/CM}^2}}$$

$$C_c = 128$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.4 \times 1505 \text{ CM}}{14.78 \text{ CM}} =$$

$$\frac{KL}{r} = 142.56$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3 \frac{(KL)}{r}}{8 C_c} - \frac{(\frac{KL}{r})^3}{8 C_c^3}$$

$$= 5/3 + \frac{3 \times 142.56}{8 \times 128} - \frac{(142.56)^3}{8 \times 128^3}$$

$$= 5/3 + \frac{427.68}{1024} - \frac{2897.297.3}{16777.216}$$

$$F.S. = 1.912$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2 C_c^2} \right] F_y}{F.S.}$$

$$= \frac{\left[1 - \frac{142.56^2}{2 \times 128^2} \right] 2530 \text{ KG/CM}^2}{1.912}$$

$$F_a = 502.53 \text{ KG/CM}^2$$

ESFUERZO DE FLEXION (EN COMPRESION)

DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DEL AISC, EL ESFUERZO DE FLEXIÓN PARA SECCIONES COMPACTAS VALE:

$$F_b = 0.66 F_y = 0.66 \times 2530 \text{ KG/CM}^2$$

$$F_b = \underline{1670 \text{ KG/CM}^2}$$

OBTENIENDO LA RELACIÓN DE ESFUERZO ACTUANTE EN COMPRESIÓN - CON EL ESFUERZO ADMISIBLE PARA QUE DE ACUERDO AL VALOR QUE SE OBTENGA UTILIZAR LA EXPRESIÓN CORRESPONDIENTE PARA EFECTOS COMBINADOS DE FLEXIÓN Y CARGA AXIAL.

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{113.2 \text{ KG/CM}^2}{502.5 \text{ KG/CM}^2}$$

$$= 0.23 > 0.15$$

COMO f_a/F_a ES MAYOR QUE 0.15 LA EXPRESIÓN QUE NOS INDICA EL AISC, ES LA SIGUIENTE:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m F_b}{\left[1 - \frac{f_a}{F'_e}\right] F_b} \leq 1.0$$

DONDE:

C_m = COEFICIENTE DE FLEXION QUE DEPENDE DE LA CURVATURA CAUSADO POR LOS MOMENTOS APLICADOS, CUYO VALOR ES IGUAL A 0.85 PARA MIEMBROS EN COMPRESION, SUJETOS A TRASLACION LATERAL DE SUS UNIONES.

F'_e = ESFUERZO DE EULER, DADO POR LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$F'_e = \frac{10.48 \times 10^6 \text{ KG/CM}^2}{(K/L)^2}$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES EN CADA UNA DE LAS EXPRESIONES PARA ASÍ OBTENER LOS ESFUERZOS COMBINADOS:

$$F'e = \frac{10.48 \times 10^6 \text{ KG/CM}^2}{(142.56)^2}$$

$$F'e = 515.7 \text{ KG/CM}^2$$

$$\frac{f_a}{F_b} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F'e}\right) F_b} \leq 1.0$$

$$\frac{113.2 \text{ KG/CM}^2}{502.5 \text{ KG/CM}^2} + \frac{0.85 \times 1090.17 \text{ KG/CM}^2}{\left(1 - \frac{113.2 \text{ KG/CM}^2}{515.7 \text{ KG/CM}^2}\right) 1670 \text{ KG/CM}^2} \leq 1.0$$

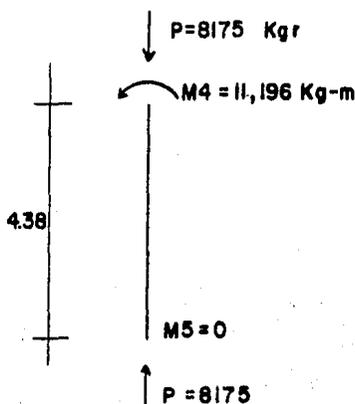
$$0.23 + 0.70 = 0.93 \leq 1.0$$

DE ACUERDO A LO ANTERIOR SE DEDUCE QUE LA SECCIÓN PROPUESTA - PARA EL ELEMENTO INCLINADO ES ACEPTABLE, NO OBSTANTE CONSIDERANDO QUE-
PODEMOS INCREMENTAR LOS ESFUERZOS ADMISIBLES EN UN 33% POR EFECTOS OCA-
SIONADOS POR EL VIENTO, PUDIÉNDOSE REDUCIR LA SECCIÓN A UNA MÁS CHICA.

B) ELEMENTOS VERTICALES (COLUMNAS)

AL IGUAL QUE LOS ELEMENTOS INCLINADOS, ESTÁN SUJETOS A ESFUER-
ZOS COMBINADOS DE FLEXIÓN Y CARGA AXIAL.

LOS ELEMENTOS MECANICOS ACTUANTES SOBRE LA COLUMNA SON:



ESFUERZOS ACTUANTES

POR REQUERIMIENTOS ARQUITECTÓNICOS, POR ECONOMÍA Y POR PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS, ESTA SECCIÓN DEBE SER LA MISMA QUE LA DE LOS ELEMENTOS INCLINADOS POR LO QUE UTILIZAREMOS LOS MISMOS VALORES DE LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS ASÍ COMO AQUELLOS QUE SE HAYAN CALCULADO EN EL DESARROLLO ANTERIOR Y QUE SEAN APLICABLES A ESTE.

ESFUERZO DE COMPRESION

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{8175 \text{ KG}}{81.41 \text{ CM}^2}$$

$$f_a = 100.4 \text{ KG/CM}^2$$

ESFUERZO DE FLEXION

$$f_b = \frac{M_{MAX}}{S_X} = \frac{1119600 \text{ KG-CM}}{1027 \text{ CM}^3} =$$

$$f_b = 1090.17 \text{ KG/CM}^2$$

ESFUERZOS ADMISIBLES

ESFUERZO DE COMPRESION

SUSTITUYENDO VALORES EN LAS EXPRESIONES OBTENEMOS:

$$\frac{K_L}{r} = \frac{2.1 \times 438 \text{ CM}}{14.78 \text{ CM}}$$

$$\frac{K_L}{r} = 62.2$$

$$F_s = \frac{5}{3} + \frac{3 (K_L/r)}{8 C_c} - \frac{(K_L/r)^3}{8 C_c^3}$$

$$= \frac{5}{3} + \frac{3 \times 62.2}{8 \times 128} - \frac{(62.2)^3}{8 \times 128^3}$$

$$F.S. = 1.734$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2 Cc^2} \right] F_y}{F.S.}$$

$$= \frac{\left[1 - \frac{(62.2)^2}{2 \times 128^2} \right] 2530 \text{ KG/CM}^2}{1.734}$$

$$F_a = \underline{1,286.8 \text{ KG/CM}^2}$$

ESFUERZO DE FLEXION

$$F_b = \underline{1670 \text{ KG/CM}^2}$$

OBTENEMOS LA RELACIÓN DE ESFUERZOS EN COMPRESIÓN:

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{100.4 \text{ KG/CM}^2}{1286.8 \text{ KG/CM}^2}$$

$$= 0.08 < 0.15$$

EN ESTA OCASIÓN RESULTO CONTRARIO AL DEL ELEMENTO INCLINADO, - SIENDO MENOR QUE 0.15, LOS QUE NOS OBLIGA A UTILIZAR LA SIGUIENTE EXPRESIÓN SEGÚN MARCA EL AISC.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES ANTES CALCULADOS, EN ESTA EXPRESIÓN - OBTENEMOS:

$$\frac{100.4 \text{ KG/CM}^2}{1286.8 \text{ KG/CM}^2} + \frac{1090.17 \text{ KG/CM}^2}{1670 \text{ KG/CM}^2} =$$

$$0.078 + 0.646 = 0.724 < 1.00$$

CON LOS ESFUERZOS OBTENIDOS EN ESTA PRIMERA PROPUESTA, OBSERVAMOS QUE LA SECCIÓN ESTA SOBADA, POR LO QUE PROPONDEREMOS UNA SECCIÓN - MÁS LIGERA, ASÍ MISMO SE DETECTA QUE EL ELEMENTO INCLINADO ES EL QUE - NOS ARROJA LOS ESFUERZOS MÁS CRÍTICOS POR LO QUE EN ESTA SEGUNDA PRO- - PUESTA SOLAMENTE REVISAREMOS DICHO ELEMENTO.

SEGUNDA SECCION PROPUESTA

IPR 14 x 6 3 / 4 DE 50.7 KG/M

PROPIEDADES GEOMETRICAS

$$A = 64.5 \text{ CM}^2$$

$$d = 35.6 \text{ CM}$$

$$b = 17.1 \text{ CM}$$

$$T_f = 1.15 \text{ CM}$$

$$T_w = 0.73 \text{ CM}$$

$$I_x = 14117 \text{ CM}^4$$

$$I_y = 886 \text{ CM}^4$$

$$S_x = 795 \text{ CM}^3$$

$$S_y = 103 \text{ CM}^3$$

$$r_x = 14.8 \text{ CM}$$

$$r_y = 3.7 \text{ CM}$$

REVISION DE SECCION COMPACTA

A) RELACION ANCHO - ESPESOR DEL PATIN

$$\frac{b}{2T_f} \leq 8.7$$

$$\frac{17.1}{2 \times 1.15} = 7.4 \leq 8.7 \quad \therefore \text{ES COMPACTA}$$

B) RELACION PERALTE - ESPESOR DEL ALMA

$$42.8 < \frac{d}{T_w} < 70.4$$

$$\frac{d}{T_w} = \frac{35.6}{0.73} = 48.8$$

$$42.8 < 48.8 < 70.4 \quad \therefore \quad \text{ES COMPACTA}$$

ESFUERZOS ACTUANTES

ESFUERZOS DE COMPRESIÓN

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{9235.2 \text{ KG}}{64.52 \text{ CM}^2} =$$

$$f_a = \underline{143.1 \text{ KG/CM}^2}$$

ESFUERZOS DE FLEXIÓN

$$f_b = \frac{M_{MAX}}{S_x} = \frac{1119600 \text{ KG-CM}}{795 \text{ CM}^3}$$

$$f_b = \underline{1408.3 \text{ KG/CM}^2}$$

ESFUERZOS ADMISIBLES

ESFUERZOS DE COMPRESIÓN

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.4 \times 1505 \text{ CM}}{14.8 \text{ CM}} =$$

$$= \underline{142.36}$$

$$F_s = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 142.36}{8 \times 128} - \frac{142.36^3}{8 \times 128^3}$$

$$F.S. = \underline{1.912}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{142.36^2}{2 \times 128^2} \right] 2530 \text{ KG/CM}^2}{1.912} = \underline{F_a = 504.8 \text{ KG/CM}^2}$$

ESFUERZO DE FLEXIÓN

$$F_b = 0,66 F_y$$

$$F_b = 1670 \text{ KG/CM}^2$$

OBTENIENDO LA RELACIÓN DE ESFUERZOS EN COMPRESIÓN

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{143,1 \text{ KG/CM}^2}{504,8 \text{ KG/CM}^2} = 0,28$$

$$= 0,28 > 0,15$$

LO QUE NOS INDICA, LA EXPRESIÓN QUE DEBEMOS UTILIZAR:

$$F'_e = \frac{10,48 \times 10^6 \text{ KG/CM}^2}{(KL/r)^2}$$

$$= \frac{10,48 \times 10^6 \text{ KG/CM}^2}{(142,36)^2}$$

$$F'_e = 517,1 \text{ KG/CM}^2$$

Y LUEGO

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right) F_b}$$

$$\frac{143,1 \text{ KG/CM}^2}{504,8 \text{ KG/CM}^2} + \frac{1408 \text{ KG/CM}^2}{\left[1 - \frac{143,1 \text{ KG/CM}^2}{517,1 \text{ KG/CM}^2}\right] 1670 \text{ KG/CM}^2}$$

$$0,28 + 1,15 = 1,43 \leq 1,0$$

DE ACUERDO A ESTE VALOR DEBEMOS CAMBIAR A UNA SECCIÓN MÁS PESADA, PERO EL AISC, NOS DICE QUE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES f_a , f_b Y F'_e PUEDEN INCREMENTARSE UN 33% CUANDO LOS ESFUERZOS ACTUANTES SON ORIGINADOS POR - -

CARGAS DEBIDAS AL VIENTO, ACTUANDO SOLOS O EN COMBINACIÓN CON CARGAS DE DISEÑO VIVAS Y MUERTAS, SIEMPRE QUE LA SECCIÓN CALCULADA CON ESTAS BASES NO SEA MENOR QUE LA REQUERIDA POR EL DISEÑO PARA CARGAS MUERTAS Y VIVAS,

HACIENDO EL AJUSTE DE ACUERDO A LO ANTES EXPUESTO:

$$\frac{143.1}{504.8 \times 1.33} + \frac{1408.3}{\left[1 - \frac{143.1}{(517.1 \times 1.33)} \right] 1670 \times 1.33} =$$

$$0.21 + 0.79 = 1.0 \leq 1.0$$

JUSTO EN EL LÍMITE, SOLAMENTE FALTA REVISAR QUE LA SECCIÓN SATISFAGA LOS REQUERIMIENTOS POR PURA CARGA ESTÁTICA, DADO QUE FUERON INCREMENTADOS LOS ESFUERZOS ADMISIBLES, CON LOS VALORES DE DISEÑO CALCULADOS EN EL CAPÍTULO ANTERIOR, PROCEDEREMOS A CALCULAR LOS ESFUERZOS DE TRABAJO.

$$R_v = 6916 \text{ KG}$$

$$M_2 = -6484 \text{ KG-M}$$

$$M_3 = -1990 \text{ KG-M}$$

TRANSFORMANDO LA R_v EN SU COMPONENTE INCLINADO:

$$P = R_v / \text{SEN } \theta$$

$$= \frac{6916 \text{ KG}}{\text{SEN } 62.28} =$$

$$P = 7812.6 \text{ KG}$$

ESFUERZOS ACTUANTES

EN COMPRESIÓN

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{7812,6 \text{ KG}}{64,52 \text{ CM}^2} =$$

$$f_a = \underline{121,1 \text{ KG/CM}^2}$$

EN FLEXIÓN

$$f_b = \frac{M_{MAX}}{S_x}$$

$$= \frac{648400 \text{ KG-CM}}{795 \text{ CM}^3} =$$

$$f_b = \underline{815 \text{ KG/CM}^2}$$

ESFUERZOS ADMISIBLES

$$F_a = 504,8 \text{ KG/CM}^2$$

$$F_b = 1670,0 \text{ KG/CM}^2$$

RELACIÓN DE ESFUERZOS DE COMPRESIÓN

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{121,1 \text{ KG/CM}^2}{504,8 \text{ KG/CM}^2}$$

$$= 0,24 > 0,15$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES EN LA EXPRESIÓN GENERAL PARA VALORES - MAYORES DE 0,15, TENEMOS:

$$\frac{121,1 \text{ KG/CM}^2}{504,8 \text{ KG/CM}^2} + \frac{815 \text{ KG/CM}^2}{\left(1 - \frac{121,1 \text{ KG/CM}^2}{517,1 \text{ KG/CM}^2}\right) 1670 \text{ KG/CM}^2}$$

$$0,24 + 0,64 = 0,88 < 1,0$$

POR LO TANTO LA SECCIÓN PROPUESTA IPR 14 x 63/4 DE 50.7 KG/M ES - ADECUADA.

IV.2.- LARGUEROS.

PARA EL DISEÑO DE LOS LARGUEROS, ES NECESARIO CONSIDERAR EL EFECTO DE LA FLEXIÓN EN SUS DOS DIRECCIONES ORTOGONALES, ASÍ COMO PREVISAR LA DEFORMACIÓN DE CADA SENTIDO CONJUNTAMENTE.

LA PRESIÓN A LA QUE ESTÁ SUJETA LA TECHUMBRE ES LA PRODUCIDA POR LA CARTA ESTÁTICA, ADICIONÁNDOLE LA PRESIÓN PRODUCIDA POR EL VIENTO, DE ACUERDO AL ANÁLISIS REALIZADO ANTERIORMENTE TENEMOS:

$$\text{TOTAL CARGA MUERTA} = 148.59 \text{ KG/M}^2$$

A ESTA HAY QUE DESCONTARLE EL PESO PROPIO DEL IPR DONDE SERÁ APOYADO EL LARGUERO, QUEDANDO UNA CARGA MUERTA DE:

$$\begin{aligned} \text{C.M.} &= 148.59 \text{ KG/M} - 23.96 \text{ KG/M}^2 \\ &= 124.63 \text{ KG/M}^2 \approx 125 \text{ KG/M}^2 \end{aligned}$$

ADICIONALMENTE A ESTA CARGA LE DEBEMOS SUMAR LA CARGA VIVA PARA CARGAS ACCIDENTALES CON UN VALOR DE 20 KG/M²

$$\begin{aligned} \text{C.M.} + \text{C.V.} &= 125 \text{ KG/M}^2 + 20 \text{ KG/M}^2 \\ &= 145 \text{ KG/M}^2 \end{aligned}$$

HACIENDO LA COMBINACIÓN DE EFECTOS CON LA PRODUCIDA POR EL VIENTO TENEMOS:

PRESION VIENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL

$$\begin{aligned} \text{PVT} &= 39.4 \text{ KG/M}^2 \times 0.75 \\ &= 29.55 \text{ KG/M}^2 \end{aligned}$$

$$= 30.0 \text{ KG/M}^2$$

PRESION VIENTO EN SENTIDO LONGITUDINAL

$$P_{VL} = 39.4 \text{ KG/M}^2 \times (-1.75)$$

$$= -68.95 \text{ KG/M}^2$$

$$= -69 \text{ KG/M}^2$$

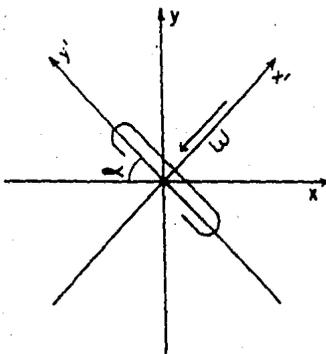
RESUMIENDO TENEMOS:

$$C_M + C_V + C_{VT} = 175 \text{ KG/M}^2$$

$$C_M + C_V + C_{VL} = 76 \text{ KG/M}^2$$

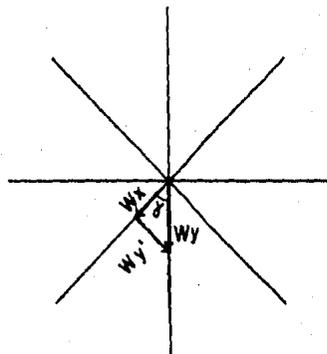
SIENDO LA PRIMERA DE ESTAS, LA MÁS DESFAVORABLE Y CON LA QUE -
DISEÑAREMOS LOS LARGUEROS.

DICHA PRESIÓN ES PERPENDICULAR A LA SUPERFICIE DE CONTACTO, -
POR LO QUE SERA NECESARIO OBTENER SUS COMPONENTES ORTOGONALES.



$$\alpha = \text{Ang Tan } \frac{15.7}{8.25}$$

$$= 62.7^\circ$$



$$W_{x'} = 175 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{y'} = W_x \text{ Tan } \alpha$$

$$W_y = \frac{W_x}{\text{Cos } \alpha}$$

FIG. IV.2 COMPONENTES ORTOGONALES EN EL LARGUERO.

$$w_{y'} = 175 \text{ KG/M}^2 \times \text{TAN } 62.7^\circ$$

$$= 339 \text{ KG/M}^2$$

$$w_y = \frac{175 \text{ KG/M}^2}{\text{COS } 62.7}$$

$$= 381.6 \text{ KG/M}^2$$

SIENDO LAS CARGAS QUE NOSOTROS UTILIZAREMOS:

$$w_{x'} = 175 \text{ KG/M}^2$$

$$w_{y'} = 339 \text{ KG/M}^2$$

PARA ENCONTRAR LA SECCIÓN ADECUADA EN LOS LARGUEROS, PROCEDEREMOS EN FORMA INVERSA A COMO SE DISEÑARON LOS PERFILES, ESTO ES, COMO ESTÁN SUJETOS A FLEXIÓN PURA, ENCONTRAREMOS EL MÓDULO DE SECCIÓN MÍNIMO - QUE SATISFAGA LOS ESFUERZOS PERMISIBLES, ENTRANDO CON DICHO VALOR A LAS AYUDAS DE DISEÑO Y ENCONTRAR LA SECCIÓN ADECUADA. ADICIONALMENTE DEBEMOS ENCONTRAR EL MOMENTO DE INERCIA QUE NOS PERMITA NO REBASAR LA DEFLEXIÓN-PERMISIBLE PARA QUE ASÍ COMO DIJIMOS AL PRINCIPIO DEL DISEÑO DE LARGUEROS, ESTEN CONSIDERADOS LOS DOS EFECTOS, LA FLEXIÓN Y LA DEFLEXIÓN.

CONFORME A LO ANTERIOR DEDUCIMOS LA FÓRMULA PARA DETERMINAR EL-MÓDULO DE SECCIÓN, Y EL MOMENTO DE INERCIA.

TENEMOS QUE EL ESFUERZO DE FLEXIÓN ACTUANTE SE DETERMINA CON LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$\epsilon_b = \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{M}{\epsilon_b}$$

SI HACEMOS QUE EL ESFUERZO DE FLEXIÓN ACTUANTE SEA IGUAL AL PERMISIBLE COMO CONDICIÓN MÁS CRÍTICA OBTENEMOS:

$$f_b = F_b$$

$$S_{min} = \frac{M}{F_b}$$

TENIENDO PARA CADA DIRECCIÓN ORTOGONAL:

$$S_{XMIN} = \frac{M_x}{F_b} \quad \cdot \quad S_{YMIN} = \frac{M_y}{F_b}$$

AHORA, DE LA EXPRESIÓN PARA ENCONTRAR LA DEFLEXIÓN MÁXIMA PARA UNA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA Y CON CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA, DESPEJAMOS EL MOMENTO DE INERCIA.

$$\delta = \frac{5 w L^4}{384 E I} \quad I = \frac{5 w L^4}{384 E \delta}$$

HACIENDO LA DEFLECCIÓN RESULTANTE IGUAL A LA PERMISIBLE COMO MÁXIMO, OBTENEMOS EL MOMENTO DE INERCIA MÍNIMO REQUERIDO.

$$\delta = \delta_{PERM}$$

$$I_{MIN} = \frac{5 w L^4}{384 E \delta_{PERM}}$$

SIMPLIFICANDO ESTA EXPRESIÓN Y SUSTITUYENDO EN ELLA EL VALOR DEL MOMENTO MÁXIMO.

$$M_{MAX} = \frac{w L^2}{8}$$

$$I_{MIN} = \frac{5 M L^2}{48 E \delta_{PERM}}$$

Y PARA CADA DIRECCIÓN ORTOGONAL

$$I_{XMIN} = \frac{5 M_x L^2}{48 E \delta_{PERM}}; \quad I_{YMIN} = \frac{5 M_y L^2}{48 E \delta_{PERM}}$$

VALORES PERMISIBLES

ESFUERZO DE FLEXIÓN

$$F_b = 0.6 F_y$$

$$= 0.6 \times 3850 \text{ KG/CM}^2$$

$$F_b = \underline{2310 \text{ KG/CM}^2}$$

DEFLEXIÓN

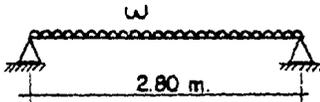
$$\delta_{\text{PERM.}} = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ CM.}$$

PARA $L = 280 \text{ CM.}$

$$\delta_{\text{PER}} = \frac{280 \text{ CM}}{240} + 0.5 \text{ CM.}$$

$$\underline{\delta_{\text{PER}} = 1.67 \text{ CM}}$$

DETERMINACION DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES



RESPECTO AL EJE X

$$w_x = w_y l \times \text{ANCHO TRIBUTARIO}$$

$$= 339 \text{ KG/M}^2 \times 0.45 \text{ M}$$

$$= 152.55 \text{ KG/M} = 1.5255 \text{ KG/CM}$$

$$M_{\text{OX}} = \frac{w_x l^2}{8}$$

$$= \frac{152.55 \text{ KG/M} \times 2.8^2 \text{ M}^2}{8}$$

$$Mx = 149.5 \text{ KG-M} = 14950 \text{ KG-CM}$$

RESPECTO AL EJE Y

$$w_{y'} = w_{x'} \times b$$

$$= 175 \text{ KG/M}^2 \times 0.45 \text{ M}$$

$$= 78.75 \text{ KG/M} = 0.7875 \text{ KG/CM}$$

$$My = \frac{w_y L^2}{8}$$

$$= \frac{78.75 \text{ KG/M} \times 2.8 \text{ M}^2}{8}$$

$$My = \underline{77.18 \text{ KG-M}} = 7718 \text{ KG-CM}$$

SUSTITUYENDO VALORES EN LAS EXPRESIONES CORRESPONDIENTES

$$Sx_{MIN} = \frac{Mx}{F_b}$$

$$= \frac{14950 \text{ KG-CM}}{2310 \text{ KG/CM}^2}$$

$$Sx_{MIN} = \underline{6.47 \text{ CM}^3}$$

$$Sy_{MIN} = \frac{My}{F_b}$$

$$= \frac{7718 \text{ KG-CM}}{2310 \text{ KG/CM}^2}$$

$$Sy_{MIN} = \underline{3.34 \text{ CM}^3}$$

$$Ix_{MIN} = \frac{5 Mx L^2}{48 E_{SPERM}}$$

$$= \frac{5 \times 14950 \text{ KG-CM} \times 280^2 \text{ CM}^2}{48 \times 2.1 \times 10^5 \text{ KG/CM}^2 \times 1.67 \text{ CM}}$$

$$Ix_{MIN} = \underline{34.81 \text{ CM}^4}$$

$$I_{YMIN} = \frac{5 M_y L^2}{48 E S_{PERM.}}$$

$$= \frac{5 \times 7718 \text{ KG CM} \times 280 \text{ CM}^2}{48 \times 2.1 \times 10^5 \text{ KG/CM}^2 \times 1.67 \text{ CM}}$$

$$I_{YMIN} = 17.97 \text{ CM}^4$$

DE ACUERDO A LOS VALORES OBTENIDOS, EL RANGO DE LA SECCIÓN VARÍA DE 3" A 4" POR LO QUE EN LA TABLA DE LA FIGURA IV.3 SE MUESTRAN LOS VALORES DEL MÓDULO DE SECCIÓN Y DE SUS MOMENTOS DE INERCIA DE LOS DIFERENTES CALIBRES Y PERALTES QUE SE FABRICAN DENTRO DEL RANGO QUE SE INDICA.

EN LA TABLA DE LA FIGURA IV.3 SE ENMARCAN LOS PERFILES QUE NOS SATISFACEN LOS VALORES MÍNIMOS SIENDO EL PERFIL CPL2 DE 3/2" - CALIBRE 12 EL ADECUADO.

FALTANDO POR REVISAR EL EFECTO COMBINADO EN LAS DOS DIRECCIONES.

	VALORES MIN A CUBRIR	3"				3 1/2"					4"				
		18	16	14	12	18	16	14	12	10	18	16	14	12	10
Sx	6,47	5,4	<u>6,81</u>	8,33	11,1	<u>7,39</u>	9,15	11,42	15,14	18,74	<u>8,78</u>	10,87	13,60	18,15	22,52
Sy	3,34	1,87	2,55	3,08	<u>4,54</u>	2,61	3,2	<u>4,26</u>	5,75	6,97	2,67	3,28	<u>4,36</u>	5,92	7,19
Ix	34,81	20,58	25,94	31,72	<u>42,31</u>	32,86	<u>40,65</u>	50,75	67,31	83,29	<u>44,58</u>	55,21	69,09	92,18	114,4
Iy	17,97	5,45	7,22	8,72	12,25	8,63	10,58	13,74	<u>18,19</u>	22,09	9,10	11,15	14,51	<u>19,37</u>	23,52

FIGURA IV.3.- VALORES DE S E I PARA SECCIONES CPL2

EFECTO EN LAS DOS DIRECCIONES

BASÁNDONOS EN "EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS" JACK C. - MCCORMAC, EN EL CAPÍTULO 7, PARA DISEÑO DE VIGAS CON FLEXIÓN AXIMÉTRICA Y PARTICULARMENTE EN EL DISEÑO DE LARGUEROS PAGINA NO. 191, DONDE CONSIDERA LA REDUCCIÓN DEL MOMENTO MÁXIMO RESPECTO AL EJE DEL ALMA - $(WYL^2/8)$ EN CASO DE QUE SE USEN TIRANTES A LA MITAD DEL CLARO, EL MOMENTO SE REDUCE A UNA CUARTA PARTE DEL MÁXIMO, ESTO ES:

$$M = \frac{WYL^2}{32} = \frac{M_{MAX}}{4}$$

Y EN CASO DE QUE SE USEN TIRANTES EN LOS TERCIOS DEL CLARO - SE REDUCE:

$$M = \frac{2WYL^2}{175}$$

ADÉMÁS, DE QUE PARA CONSIDERAR EL EFECTO DE TORSIÓN, EL MÓDULO DE SECCIÓN CON RESPECTO AL EJE Y DEL ALMA, SE REDUCE UN 50 %.

CON LO ANTES INDICADO Y TENIENDO EN CUENTA QUE LOS LARGUEROS LLEVARAN UN TIRANTE AL CENTRO DEL CLARO, NUESTRA ECUACIÓN DE LA FLEXIÓN NOS QUEDA:

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$$

DONDE

$$F_{bx} = \frac{M_x}{S_x}$$

$$f_{by} = \frac{My/4}{0.5 S_y} = \frac{My}{2S_y}$$

$$F_{bx} = F_{by} = 0.6 F_Y = 0.6 \times 3850 \text{ KG/CM}^2$$

$$= 2310 \text{ KG/CM}^2$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES ANTES CALCULADOS EN LAS ANTERIORES - ECUACIONES OBTENEMOS:

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{14950 \text{ KG-CM}}{15.14 \text{ CM}^3} = 987.45 \text{ KG/CM}^2$$

$$f_{bx} = 987.45 \text{ KG/CM}^2$$

$$f_{by} = \frac{7718 \text{ KG-CM}}{2 \times 5.75 \text{ CM}^3} = 671.13 \text{ KG/CM}^2$$

$$\frac{f_{bx}}{F_{BX}} + \frac{f_{by}}{F_{BY}} = \frac{987.45 \text{ KG/CM}^2}{2310 \text{ KG/CM}^2} + \frac{671.13 \text{ KG/CM}^2}{2310 \text{ KG/CM}^2}$$

$$= 0.72$$

∴ COMO 0.72 < 1

EL ELEMENTO ES ACEPTABLE POR FLEXION

PARA EVALUAR LA DEFORMACIÓN QUE PRODUCE LA FLEXIÓN ASIMÉTRICA, - CALCULAMOS LA DEFORMACIÓN EN CADA DIRECCIÓN, Y APLICANDO EL TEOREMA DE - PITÁGORAS OBTENEMOS LA DEFORMACIÓN BUSCADA:

$$\delta x = \frac{5 \text{ MML}^2}{48 \text{ EI}} = \frac{5 \times 14950 \text{ KG-CM} \times 280^2 \text{ CM}^2}{48 \times 2.1 \times 10^6 \text{ KG/CM}^2 \times 67.31 \text{ CM}^4}$$

$$\delta x = 0.86 \text{ CM.}$$

$$\delta y = \frac{5 \text{ MML}^2}{48 \text{ EI}} = \frac{5 \times 7718 \text{ KG-CM} \times 280^2 \text{ CM}^2}{48 \times 2.1 \times 10^6 \text{ KG/CM}^2 \times 18.19 \text{ CM}^4}$$

$$\delta y = 1.65 \text{ CM.}$$

$$\delta x = 0.86 \text{ cm}$$

$$\delta y = 1.65 \text{ cm}$$

$$\delta = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$\delta = \sqrt{0.86^2 + 1.65^2}$$

$$\delta = 1.86 \text{ cm} > 1.67 \text{ cm}$$

$$\delta > \delta \quad \text{PERMISIBLE}$$

DE ACUERDO A LO ANTERIOR, SE OBSERVA QUE LA SECCIÓN QUEDA ESCASA, SIN EMBARGO SE PUEDE CONSIDERAR ACEPTABLE YA QUE LA CARGA DE DISEÑO ES ACCIDENTAL Y QUE ADEMÁS SE TIENEN DOS PATINES QUE RIGIDIZAN AL LARGUERO - COMO SON LA CAPA SUPERIOR DE MORTERO Y LA CAPA INFERIOR DEL TIROL, ENTONCES LA SECCIÓN CPL₂ DE 3 1/2" CALIBRE 14 LA DAMOS POR ADECUADA.

IV.3.- CONEXIONES.

IV.3.1) GENERALIDADES

EL DISEÑO DE LAS CONEXIONES DENTRO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA Y - PRINCIPALMENTE EN UN MARCO RÍGIDO, ES TAN IMPORTANTE COMO EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE LO CONSTITUYEN, YA QUE LA ESTABILIDAD BAJO EFECTO DE CARGAS- ESTÁTICAS Y ACCIDENTALES DEPENDE FUNDAMENTALMENTE DE LA RESISTENCIA DE LAS SECCIONES, DE LA LIMITACIÓN EN LAS DEFORMACIONES Y DE UNA CONEXIÓN ENTRE - ELEMENTOS, ADECUADA PARA RESISTIR LOS ESFUERZOS ACTUANTES.

LA ELECCIÓN DE LOS CONECTORES DEPENDEN DEL USO DE LA ESTRUCTURA - Y DE LAS ACCIONES A LAS QUE ESTARÁ SUJETA, LOS CUÁLES PODEMOS DIVIDIR EN - DOS PRINCIPALES GRUPOS QUE SON LOS RÍGIDOS Y FLEXIBLES. EN ESTRUCTURAS SU- JETAS A ACCIONES REPETITIVAS DE CARGA O A TEMPERATURAS ELEVADAS, ES RECO - MENDABLE UTILIZAR CONECTORES FLEXIBLES A EFECTO DE QUE ESTOS SE DEFORMEN - ANTES DE PRESENTARSE UNA FALLA FRÁGIL, EN OTROS CASOS PODRÁN UTILIZARSE - CONECTORES RÍGIDOS.

EN EL PRESENTE CAPÍTULO SE PRETENDE PLANTEAR EL CONTEXTO GENERAL- DE TODOS LOS TIPOS DE CONECTORES Y POSTERIORMENTE EFECTUAR EL DISEÑO DE - LOS CASOS PARTICULARES QUE PUEDEN APLICARSE EN EL TRABAJO DE TESIS DESARRO LLADO.

IV.3.2) TIPOS DE CONECTORES.

LOS TIPOS DE CONECTORES COMUNMENTE UTILIZADOS EN UNA CONEXIÓN ME- TÁLICA PUEDEN DIVIDIRSE COMO SIGUE:

- 1).- TORNILLOS
- 2).- PASADORES
- 3).- REMACHES
- 4).- SOLDADURA

1).- TORNILLOS.

UN TORNILLO ES UN ELEMENTO METÁLICO CON UNA CABEZA FORMADA EN UN - EXTREMO Y EL VASTAGO ROSCADO EN EL OTRO COMO SE MUESTRA EN LA SIGUIENTE FIGURA:

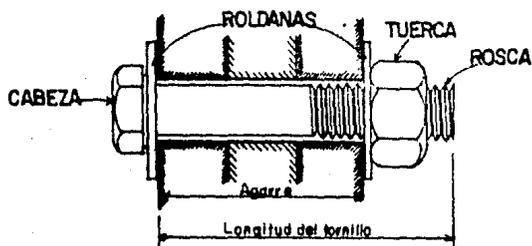


FIG. IV.4 PARTES DE UN TORNILLO

LOS TORNILLOS ESTRUCTURALES SE CLASIFICAN DE ACUERDO A LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:

- A) MATERIAL Y RESISTENCIA - ACERO ESTRUCTURAL ORDINARIO O DE ALTA RESISTENCIA.
- B) TIPO DE VASTAGO - SIN ACABAR O MAQUINADO.
- C) FORMA DE LA CABEZA Y DE LA TUERCA - CUADRADA O HEXAGONAL.
- D) PASO Y TIPO DE LA ROSCA - STANDARD, GRUESA O FINA.

LOS TORNILLOS ESTRUCTURALES ORDINARIO SE FABRICAN DE ACERO DULCE - A-307 CON UNA RESISTENCIA ÚLTIMA A LA TENSIÓN DE APROXIMADAMENTE 4570 KG/CM^2 SIN EMBARGO, LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA A LA TENSIÓN ESTÁN SIENDO EMPLEADOS CADA VEZ MÁS EN CONEXIONES ESTRUCTURALES A EFECTO DE DISMINUIR EL - NÚMERO DE TORNILLOS EN LA CONEXIÓN. ESTOS TORNILLOS SE HACEN DE ACERO TRATADOS Y TEMPLADOS CON LOS SIGUIENTES ESFUERZOS DE RESISTENCIA ÚLTIMA,

DENOMINACION	RESISTENCIA ÚLTIMA	ESFUERZO DE FLUENCIA.
A - 325 ASTM	$7,385 \text{ KG/CM}^2$	$5,415 \text{ KG/CM}^2$
A - 490 ASTM	$10,545 \text{ KG/CM}^2$	$8,790 \text{ KG/CM}^2$

LA PRÁCTICA COMÚN ES USAR TORNILLOS CON CABEZA, Y TUERCAS CUADRADAS O HEXAGONALES.

BAJO LA CABEZA DEL TORNILLO Y BAJO LA TUERCA SE USAN COMUNMENTE ROLANAS DE ACERO PARA DISTRIBUIR LA PRESIÓN DE APRIETE EN EL MIEMBRO ATORNILLADO Y PARA EVITAR QUE LA PARTE ROSCADA DEL TORNILLO SE APOYE DIRECTAMENTE SOBRE LAS PIEZAS CONECTADAS,

2).- PASADORES.

LOS PASADORES SON ELEMENTOS QUE PRÁCTICAMENTE TRABAJAN A TENSIÓN Y-CORTANTE, SE USA UN SOLO PASADOR CILÍNDRICO DE ACERO PARA CONECTAR MIEMBROS-QUE DEBEN TENER UNA ROTACIÓN RELATIVA ENTRE UNO Y OTRO. SE SUPONE QUE EL PASADOR GIRA LIBREMENTE EN LA CONEXIÓN, POR LO QUE NO ES DESEABLE LA ACCIÓN DE APRIETE DEBIDA A LA TENSIÓN INICIAL.

EL TAMAÑO DE LOS PASADORES ES VARIABLE DEPENDIENDO DE LAS ACCIONES-A LAS QUE ESTARÁN SUJETOS, SIN EMBARGO DEBIDO A QUE SOLO SE EMPLEA UN PASADOR EN UNA CONEXIÓN QUE DE OTRO MODO REQUERIRÍA VARIOS TORNILLOS O REMACHES; SU TAMAÑO ES GENERALMENTE MAYOR QUE ESTOS. LOS DIÁMETROS COMUNES DE LOS PASADORES ESTRUCTURALES VARÍAN DE 1 1/2" A 2", SIN EMBARGO EXISTEN TAMAÑOS MAYORES HASTA DE 24".

3).- REMACHES.

SON PIEZAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL CIRCULAR DE ACERO DÚCTIL FORJADO-EN EL SITIO PARA UNIR ENTRE SI VARIAS PIEZAS DE ACERO.

EL REMACHE SE FABRICA CON UNA CABEZA ESPECIAL, QUE SE DENOMINA CABEZA MANUFACTURADA, Y SE INSTALA MEDIANTE UNA PISTOLA REMACHADORA, LA CUÁL FORMA LA CABEZA OPUESTA DURANTE LA INSTALACIÓN COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA - - IV.5.

LOS REMACHES SE CALIENTAN MEDIANTE UN HORNO O FRAGUA DE CARBÓN O DE GAS, O BIEN EN UN CALENTADOR ELÉCTRICO; YA CALIENTES SE INSERTAN EN LOS AGUJEROS PUNZONADOS O BARRENDADOS DE LAS PIEZAS DE ACERO QUE SE VAN A CONECTAR, Y LA PISTOLA REMACHADORA FORMA LA CABEZA MIENTRAS SE EJERCE PRESIÓN EN EL -

LADO OPUESTO PARA MANTENER EL REMACHE EN SU SITIO. COMO EL REMACHE CALIENTE ESTÁ EN ESTADO PLÁSTICO, CUANDO SE COLOCA USUALMENTE SE EXPANDE BAJO LA PRESIÓN DEL MARTILLO Y LLENA TOTALMENTE EL AGUJERO; DESPUÉS AL ENFRIARSE, TIENE DE A CONTRAERSE EN SENTIDO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL. LA TENDENCIA DEL REMACHE A ENCOGERSE EN LONGITUD, ES CORTADA EN GRAN PARTE POR LAS PLACAS, Y DE ESTA MANERA SE PRODUCE TENSIÓN EN EL VASTAGO DEL REMACHE Y COMPRESIÓN ENTRE LAS PLACAS.

A LA ACCIÓN DE COMPRESIÓN SE DENOMINA ACCIÓN DE APRIETE Y SE ORIGINA UNA RESISTENCIA POR FRICCIÓN CONTRA EL DESLIZAMIENTO DE LAS PLACAS.

LA DISMINUCIÓN EN EL DIÁMETRO DEL REMACHE SE DEBE EN PARTE AL ENCOGIMIENTO A MEDIDA QUE SE ENFRÍA Y EN PARTE AL EFECTO DE POISSON DEL MATERIAL EN TENSIÓN LONGITUDINAL; DE ESTE MODO, LOS REMACHES HINCADOS EN CALIENTE PUEDEN QUEDAR DE UN TAMAÑO MENOR QUE EL DEL AGUJERO, AUNQUE EN MUCHOS CASOS EL ENCOGIMIENTO ES IMPERCEPTIBLE.

LOS DIÁMETROS NOMINALES DE LOS REMACHES PARA PROPÓSITOS ESTRUCTURALES VARIAN DE 1/2 A 1 1/2 " CON INCREMENTOS DE 1/8". EL TIPO MÁS COMÚN DE ACERO PARA REMACHES ES EL ASTM A 141, LOS REMACHES DE ALTA RESISTENCIA HECHOS DE ACERO ASTM A 195 O A 502 PUEDEN EMPLEARSE PARA CONECTAR ESTRUCTURAS DE ALTA RESISTENCIA.

HASTA 1948, CUANDO FUÉ APROBADO EL USO DE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA PARA LAS CONSTRUCCIONES DE ACERO, PRÁCTICAMENTE TODAS LAS CONEXIONES PERMANENTES SE HACÍAN A BASE DE REMACHES. CON EL ADVENIMIENTO DE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA, EL REMACHADO EN CAMPO HA SIDO REPLAZADO EN GRAN PARTE POR LOS TORNILLOS DEBIDO PRINCIPALMENTE A LA REDUCCIÓN DEL COSTO POR EL MENOR NÚMERO DE HOMBRES Y EQUIPO PARA COLOCARLOS, POR ESTO EN LA ACTUALIDAD, LOS REMACHES SOLO SE UTILIZAN EN CONEXIONES DE TALLER Y RARA VEZ PARA CONEXIONES DE CAMPO.

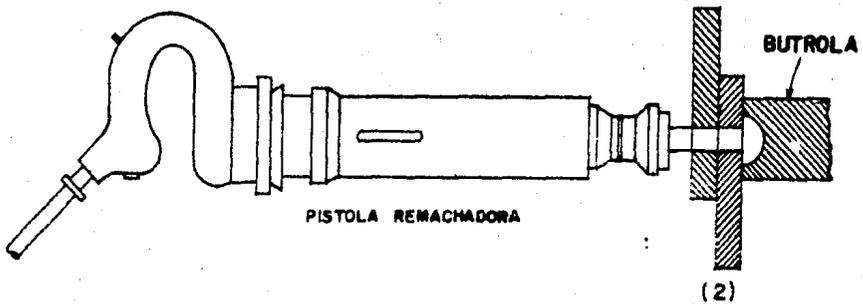
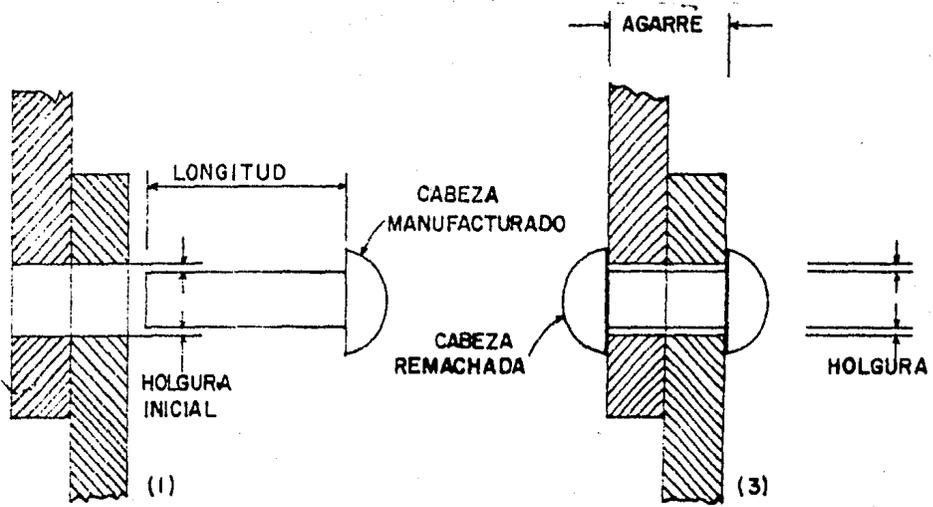


FIG. IV.5 PASOS ESCENCIALES EN EL REMACHADO

4).- SOLDADURA.

CON LA UTILIZACIÓN DE LA SOLDADURA COMO MEDIO DE CONEXIÓN DEL METAL BASE, SE REDUCEN LOS PROBLEMAS DE UTILIZAR GRANDES PLACAS Y UNA GRAN CANTIDAD DE PERNOS O REMACHES QUE CON EL SISTEMA DE CONEXIONES -- APERNADAS O REMACHADAS SE HABÍAN VENIDO UTILIZANDO, AL MISMO TIEMPO QUE PROPORCIONA CONEXIONES CONFIABLES Y ECONÓMICAS.

LA SOLDADURA COMUNMENTE UTILIZADA EN LAS CONEXIONES ESTRUCTURALES ES LA DE ARCO METÁLICO O DE ARCO ELÉCTRICO, EN EL CUÁL SE EMPLEA UNA VARILLA DE SOLDADURA QUE DEBIDO AL ARCO ELÉCTRICO SE FUNDE DEPOSITANDO EL METAL ADICIONAL NECESARIO PARA UNIR AMBAS PIEZAS.

EN EL PROCESO DE ARCO METÁLICO, UN CABLE ELÉCTRICO PASA DEL GENERADOR A LA VARILLA DE SOLDADURA QUE ESTA SUJETA POR EL OPERARIO. LA CORRIENTE PASA DE LA VARILLA A TRAVÉS DEL METAL QUE SE VA A SOLDAR Y DE ALLÍ A TRAVÉS DE UN CABLE QUE CONECTA LA PIEZA CON EL GENERADOR. EL OPERARIO HACE CONTACTO ENTRE LA VARILLA DE SOLDADURA Y LA PIEZA LO QUE OCASIONA UN FLUJO DE CORRIENTE, LUEGO RETIRA LA VARILLA LIGERAMENTE DE LA PIEZA, CON LO QUE SE FORMA UN ARCO.

EL CALOR DESARROLLADO POR EL ARCO FUNDE LA VARILLA DE SOLDADURA ASÍ COMO EL METAL BASE, LO QUE OCASIONA QUE EL METAL FORME EL CORDON

LOS ELECTRODOS USADOS PARA LA SOLDADURA DE ARCO PUEDEN SER VARILLAS DE ACERO DESNUDAS O BIEN RECUBIERTAS CON DISTINTOS COMPUESTOS MINERALES. (FIG. IV.6)

EN LA SOLDADURA CON ELECTRODOS RECUBIERTOS, PARTE DEL RECUBRIMIENTO SE FUNDE, FORMANDO UNA CAPA FLUIDA DE ESCORIA, Y OTRA PARTE FORMA UNA ATMÓSFERA GASEOSA PROTECTORA ALREDEDOR DEL ARCO METÁLICO. LA PROTECCIÓN GASEOSA SIRVE PARA ESTABILIZAR EL ARCO Y PARA PROTEGERLO DE LOS GASES ATMOSFÉRICOS.

LA ESCORIA FUNDIDA DE MENOR DENSIDAD QUE EL METAL SUBE A LA SUPERFICIE, RETARDANDO LA RÁPIDEZ DE ENFRIAMIENTO DE SOLDADURA Y PROTEGIÉNDOLO DE UNA EXPOSICIÓN INDESEABLE A LOS GASES ATMOSFÉRICOS.

POR LAS VENTAJAS QUE ORIGINAN LOS ELECTRODOS RECUBIERTOS EN CUANTO A PROPORCIONAR SOLDADURAS DE MEJOR CALIDAD QUE LAS QUE PUEDEN OBTENERSE CON ELECTRODOS DESNUDOS, SON LOS QUE UTILIZA COMUNMENTE LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL.

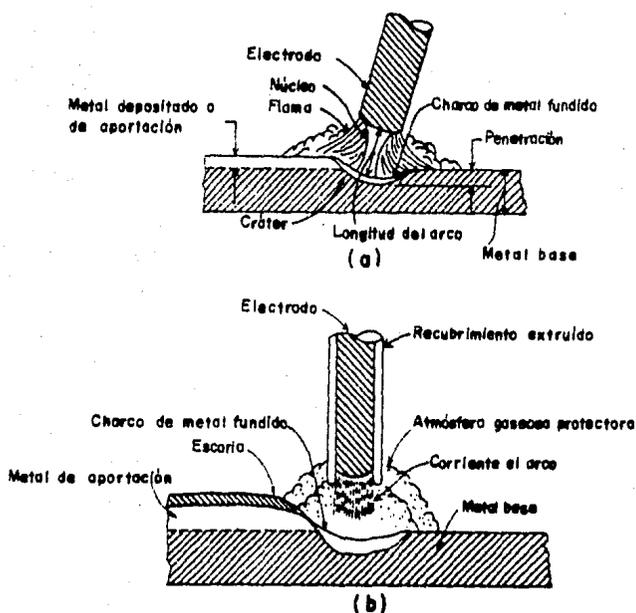
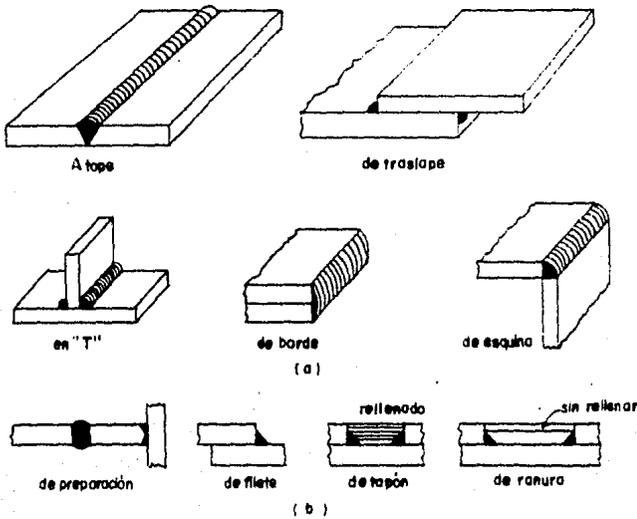


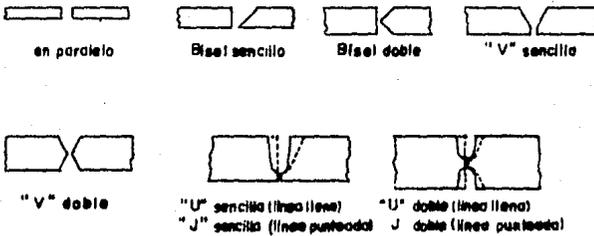
FIG. IV.6 SOLDADURA DE ARCO: (a) SIN PROTECCION (b) CON PROTECCION.

IV.3.3) TIPOS DE CONEXIONES SOLDADAS.

LOS TIPOS DE SOLDADURA PARA CONEXIONES SE MUESTRAN EN LA FIGURA IV.7 EN LAS QUE PUEDEN DISTINGUIRSE LOS DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS, ASÍ-COMO LAS FORMAS DE SOLDADURAS DE PREPARACIÓN.



1: CONEXIONES SOLDADAS:(a) tipos de juntas.(b) tipos de soldaduras.



2-FORMAS DE SOLDADURAS DE PREPARACION

FIG. IV. 7.

ES IMPORTANTE DENTRO DEL DISEÑO DE ELEMENTOS SOLDADOS QUE EL PROYECTISTA MANIFIESTE EXPLÍCITAMENTE AL FABRICANTE EL TIPO DE SOLDADURA A UTILIZAR EN LAS CONEXIONES, SI SE QUIERE QUE LA SOLDADURA SEA DE CAMPO O DE TALLER, QUE SE SUELDE POR UN LADO O POR EL OTRO, SI ES DE FILETE, DE TAPON, DE RANURA O DE PREPARACIÓN. PARA LO ANTERIOR ES NECESARIO SUJETARSE A UNA SIMBOLOGÍA STANDARD QUE PERMITA LA CORRECTA INTERPRETACIÓN Y APLICACIÓN.

EN LA FIGURA IV.8 SE MUESTRA LA SIMBOLOGÍA DESARROLLADA POR LA SOCIEDAD AMERICANA DE SOLDADURA (AWS) QUE ES LA COMUNMENTE UTILIZADA EN PROYECTOS DE CONEXIONES SOLDADAS.

SIMBOLOS BASICOS DE SOLDADURAS

Tipo de soldadura										
Corte	Filete	Tapon o ranura	Preparacion de las piezas						Boca: doble	Boca: simple
			Rectangular	V	Bisel	U	J			

SIMBOLOS SUPLEMENTARIOS

Soldar todo alrededor	Soldadura de campo	Contraeje	
		A la izquierda	Contraeje

LOCALIZACION ESTANDAR DE LOS ELEMENTOS DE UN SIMBOLO DE SOLDADURA

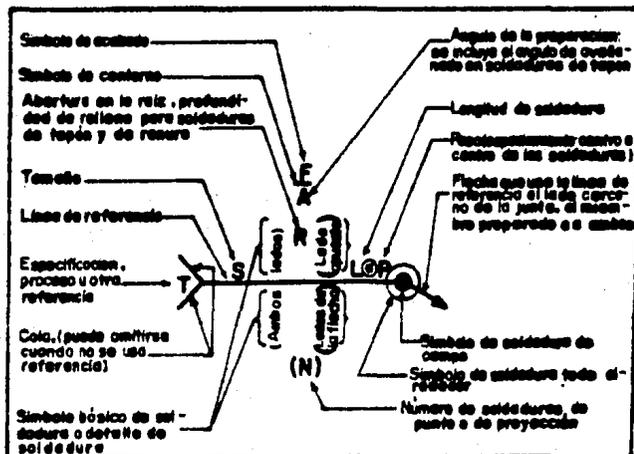


FIG. IV.8. SIMBOLOGIA DE LA SOLDADURA.

IV.3.4) DEFECTOS EN LAS SOLDADURAS.

LOS DIFERENTES PROBLEMAS QUE PUEDEN PRESENTARSE CUANDO EL OPERARIO NO ES COMPETENTE O SE EFECTUAN SOLDADURAS DE CAMPO EN CONDICIONES ADVERSAS SON LAS SIGUIENTES:

- 1) LA SOCAVACION.- PRODUCTO DE QUEMAR EXCESIVAMENTE EL METAL BASE. (FIG. IV.9 A Y B)
- 2) LA FALTA DE FUSION.- ES LA FALLA DEL METAL BASE Y DEL METAL DE APORTACION PARA FUNDIRSE EN UN PUNTO DE LA JUNTA QUE NO SEA LA RAIZ. (FIG. IV.9 C Y D)
- 3) LA PENETRACION INCOMPLETA.- SE DEFINE COMO LA FALLA DEL METAL BASE Y DEL METAL DE APORTACION PARA FUNDIRSE EN LA RAIZ. (FIG. IV.9 E Y F)
- 4) LA INCLUSIONES DE ESCORIA.- SON LOS OXIDOS METALICOS Y OTROS COMPONENTES SOLIDOS ENCONTRADOS EN OCASIONES COMO INCLUSIONES ALARGADAS O GLOBULARES. (FIG. IV.9 G)
- 5) LA POROSIDAD.- ES LA PRESENCIA DE VARIOS GLOBULARES O BOLSAS DE GAS EN EL METAL DE SOLDADURA. (FIG. IV.9 H)

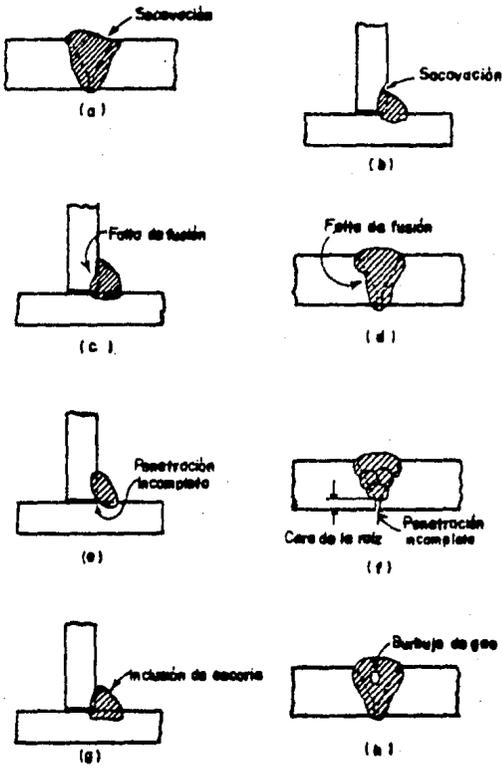


FIG. IV.9 DEFECTOS EN SOLDADURA.

IV.3.5) CONTROL DE CALIDAD DE LA SOLDADURA.

CON EL OBJETO DE DETECTAR LOS DEFECTOS DE LAS SOLDADURAS, LA -
SOCIEDAD AMERICANA DE SOLDADURA (AWS) HA DESARROLLADO PROCEDIMIENTOS -
STANDARD DE CALIFICACIÓN, CONSISTENTES EN DOS PARTES: CALIFICACIÓN DE -
LOS PROCEDIMIENTOS Y CALIFICACIÓN DEL OPERARIO.

EXISTEN VARIOS MÉTODOS PARA LA INSPECCIÓN DE LAS SOLDADURAS, -
ENTRE OTROS:

- 1) METODO VISUAL
- 2) METODO DE LAS PARTICULAS MAGNETICAS
- 3) METODO DE LA TINTURA PENETRANTE
- 4) METODO ULTRASONICO
- 5) METODO RADIOGRAFICO

IV.3.6) RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS.

- 1) SOLDADURA DE TOPE

LOS RESULTADOS DE PRUEBAS DE TENSIÓN REALIZADAS EN ESPECÍMENES -
SOLDADOS A TOPE, INDICAN QUE SU RESISTENCIA PROMEDIO ESTA MUY CERCA DE -
LA RESISTENCIA PROMEDIO A LA TENSIÓN DEL METAL BASE. PARA UN NÚMERO GRAN-
DE DE PRUEBAS, EL RANGO DE VARIACIÓN DE LOS VALORES DE RESISTENCIA ES MA-
YOR PARA LOS ESPECÍMENES SOLDADOS QUE PARA LOS NO SOLDADOS.

- 2) SOLDADURA DE FILETE

PARA SOLDADURAS DE FILETE SE TOMAN ESFUERZOS PERMISIBLES DE UN -
65% A UN 72% DEL ESFUERZO PERMISIBLE A TENSIÓN PARA EL METAL BASE, DEPENDI-
ENDO DE LOS VALORES ESPECÍFICOS DEL TIPO DE ACERO Y TIPO DE ESTRUCTU- -
RAS.

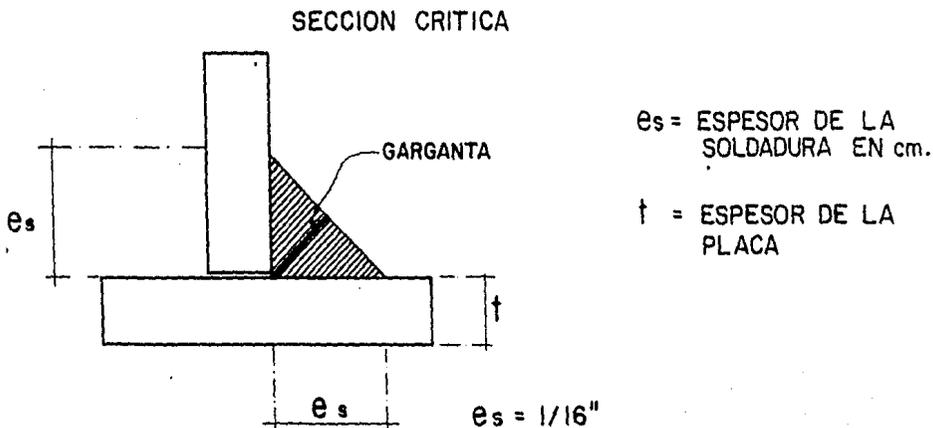
LOS ESFUERZOS ADMISIBLES PROPUESTOS POR EL AISC SON LOS DEMOSTRADOS EN LA TABLA IV.10

TIPOS DE SOLDADURA	ESFUERZO, KG / CM ²	
	EDIFICIOS	PUNTES
<u>SOLDADURAS DE FILETE, DE TAPÓN Y DE RANURA,</u>		
TODOS LOS ACEROS, E-60, SAW-1,	950	
A-36, A-242, A-441, E-70, SAW-2	1110	
SOLDADURA DE FILETE, A-36		870
SOLDADURA DE FILETE, A-242, A-441		1035
<u>SOLDADURA DE TAPÓN, TODOS LOS ACEROS</u>		870

FIV. IV.10.- TABLA DE ESFUERZOS CORTANTES ESTATICOS PERMISIBLES PARA SOLDADURAS ESTRUCTURALES.

EL ESFUERZO EN LA SOLDADURA DE FILETE SE CONSIDERA COMO CORTANTE-EN LA GARGANTA, SIN IMPORTAR SU DIRECCIÓN REAL; DE ESTE MODO, NO SE NECESITA NINGUNA MEDIDA ESPECIAL PARA LOS ESFUERZOS COMBINADOS.

PARA EL CASO QUE NOS OCUPA, EL ACERO ESTRUCTURAL UTILIZADO ES EL A-36 Y ELECTRODOS DE SOLDADURA DE LA SERIE E-60. EL ESFUERZO ADMISIBLE DE LA SOLDADURA DE FILETE EN LA GARGANTA ES DE: $F_a = 950 \text{ KG / CM}^2$.



PARA FINES PRÁCTICOS EN EL DISEÑO DE SOLDADURAS, SE HARÁN VARIAR - LOS ESPESORES (EN 1/16") CON QUE SE TENDRÁ SU RESISTENCIA POR UNIDAD DE LONGITUD DE ACUERDO AL ESFUERZO ADMISIBLE ESPECIFICADO.

PARA UN ESPESOR DEL FILETE DE 1/16" LA RESISTENCIA EN LA GARGANTA - SERÁ DE: $R = 950 \text{ KG/CM}^2 (0.7071) \times \frac{1}{16} \text{ IN} \frac{2.54 \text{ CM}}{1 \text{ IN}} = 106.6 \text{ KG/CM}^2$

POR FACILIDAD DE APLICACIÓN SERÁ REDONDEADA LA RESISTENCIA DEL FILETE CON ESPESOR DE 1/16" A 100 KG/CM², CON LO CUÁL SE TIENE LA SIGUIENTE - TABLA DE RESISTENCIAS:

ESPESOR (PULG.)	1/16"	1/8"	3/16"	1/4"	5/16"	3/8"	1/2"	3/4"	1"
RESISTENCIA (KG / CM ²)	100	200	300	400	500	600	800	1200	1600

FIG. IV.11.- TABLA DE RESISTENCIAS DE SOLDADURA DE FILETE.

IV.3.7) DISEÑO DE CONEXIONES.

CONSIDERANDO LAS ESPECIFICACIONES DE DISEÑO NORMADAS POR EL REGLAMENTO DEL AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC) Y DE ACUERDO A LA RESISTENCIA DE LA SOLDADURA UTILIZADA, PROCEDEREMOS AL DISEÑO DE LAS CONEXIONES DE LA ESTRUCTURA Y SU DESPLANTE EN LA CIMENTACIÓN. LAS CONEXIONES QUE SE PRESENTAN EN EL TRABAJO DE TESIS SON LAS SIGUIENTES:

- A).- CONEXION PLACA DE BASE Y ANCLAJES.
- B).- CONEXION TRABE-COLUMNA.
- C).- CONEXION DEL CABALLETE.
- D).- CONEXION DE LARGUEROS A TRABES
- E).- CONEXION DE ELEMENTOS SECUNDARIOS.

EN EL CASO DE LAS CONEXIONES TRABE-COLUMNA Y LA CONEXIÓN DEL CABALLETE SERÁN UTILIZADOS CONECTORES A BASE DE SOLDADURA A TOPE COMBINADA CON SOLDADURA DE FILETE, POR FACILIDAD EN EL MONTAJE Y EFICIENCIA EN LA CONEXIÓN RÍGIDA, AUNQUE PARA LOGRAR ESTO SE REQUIERE UN CONTROL DE CALIDAD ABSOLUTO YA QUE GRAN PARTE DE LAS CONEXIONES TENDRÁN QUE SER DE CAMPO.

EL DESPLANTE DE LAS COLUMNAS METÁLICAS SERÁ A TRAVÉS DE LAS PLACAS DE BASE Y PERNOS TRABAJANDO ÚNICAMENTE POR CORTANTE, YA QUE EN EL ANÁLISIS-ESTRUCTURAL, LA BASE FUÉ CONSIDERADA COMO ARTICULACIÓN.

A).- DISEÑO DE LA PLACA DE BASE Y ANCLAJE.

LOS ELEMENTOS MECÁNICOS SOBRE LA PLACA SON ÚNICAMENTE LA REACCIÓN-VERTICAL Y LA REACCIÓN HORIZONTAL EN LA BASE, SIENDO LA PRIMERA LA QUE INTERESA PARA EL ESPESOR DE LA PLACA Y LA SEGUNDA PARA EL DISEÑO DE LA SOLDADURA Y LAS ANCLAS.

OTRO PARÁMETRO QUE INFLUYE EN EL DISEÑO DE LA PLACA ES LA CARACTERÍSTICA DEL CONCRETO DE LA ZAPATA, Y PARA NUESTRO CASO EL CONCRETO A USAR SERÁ DE UNA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN $f'_c = 200 \text{ KG/CM}^2$

A.1).- DATOS BASICOS DE DISEÑO.

CARGAS ACTUANTES

$$R_v = 8175 \text{ Kg REACCIÓN VERTICAL MÁXIMA}$$

$$R_h = 2696 \text{ Kg REACCIÓN HORIZONTAL MÁXIMA}$$

RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$f'_c = 200 \text{ KG/CM}^2$$

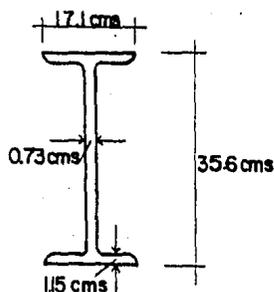
PARA EL DISEÑO CONSIDERAMOS QUE LA PLACA CUBRIRÁ EL 100% DEL ÁREA, DE CONTACTO CON EL DADO DE CIMENTACIÓN, POR LO QUE EL ESFUERZO ADMISIBLE - A LA COMPRESIÓN ES $F_p = 0.25 f'_c$

$$F_p = 0.25 f'_c = 0.25 \times 200 \text{ KG/CM}^2$$

$$F_p = 50 \text{ KG/CM}^2$$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA COLUMNA

IPR 14 x 6 3/4 DE 50.7 KG/M



A.2).- DIMENSIONAMIENTO DE LA PLACA DE BASE.

AREA MÍNIMA POR CAPACIDAD DEL CONCRETO.

EL ÁREA MÍNIMA DE REACCIÓN SOBRE EL DADO ESTÁ DADA POR LA DESCARGA- DE LA COLUMNA Y LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DE LA CIMENTACIÓN:

$$A_{MIN} = \frac{P}{F_P} = \frac{8175 \text{ Kg}}{50 \text{ Kg/cm}^2} = 163,5 \text{ cm}^2$$

SIN EMBARGO LAS DIMENSIONES MÍNIMAS DE LA PLACA DE BASE SON OBLIGADAS DE ACUERDO A LA SECCIÓN DE LA COLUMNA Y EL SISTEMA DE ANCLAJE CON LA CIMENTACIÓN, DE TAL MANERA DE PERMITIR LA CONEXIÓN DE LA COLUMNA A LA PLACA DE BASE Y PROPORCIONAR LA SEPARACIÓN MÍNIMA DEL BORDE DE LA PLACA A LOS AGUJEROS PARA LAS ANCLAS. DE ESTA MANERA LAS DIMENSIONES MÍNIMAS SON LAS SIGUIENTES:

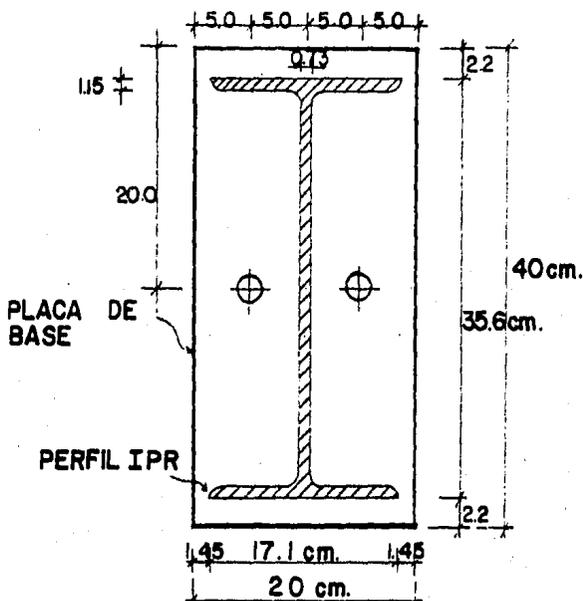


FIG. IV.12 DIMENSIONES DE LA PLACA DE BASE

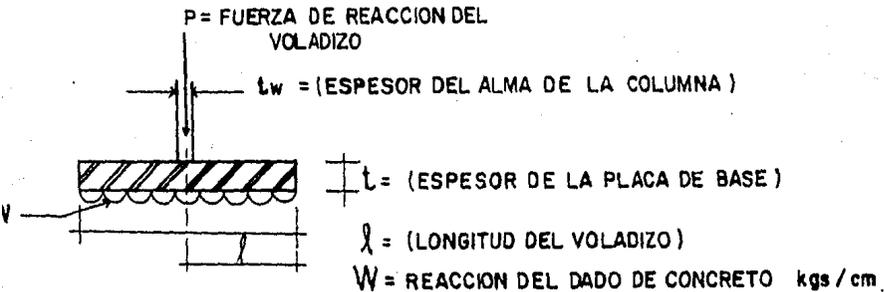
$A = 20 \times 40 = 800 \text{ cm}^2 > 163,5 \text{ cm}^2$ POR LO QUE NO EXISTE PROBLEMA POR CAPACIDAD DE CARGA DEL DADO Y POR CONSIGUIENTE EL ESFUERZO ACTUANTE SOBRE ÉSTE SERÁ:

$$f_p = \frac{P}{A} = \frac{8175 \text{ Kg}}{800} = 10,22 \text{ Kg/cm}^2 < F_P = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

POR LO TANTO LAS DIMENSIONES SON ACEPTABLES.

CALCULO DEL ESPESOR DE LA PLACA DE BASE

RESOLVIENDO LA PLACA COMO UNA VIGA EN VOLADIZO CON UNA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EQUIVALENTE A LA REACCIÓN EN EL DADO DE CIMENTACIÓN SE TIENE:



$$w = f_p \times b \quad \text{DONDE:}$$

$f_p =$ ESFUERZO DE REACCIÓN DEL DADO EN Kg/cm^2 AL APLICARLE UNA CARGA P A LA COLUMNA.

$b =$ ANCHO DE LA PLACA EN CMS. NORMAL AL VOLADIZO.

EL MOMENTO ACTUANTE MÁXIMO SOBRE LA PLACA ESTÁ DADO POR LA ECUACIÓN:

$$M = \frac{wl^2}{2} = \frac{f_p b l^2}{2}$$

EL ESFUERZO ACTUANTE SOBRE LA PLACA EN FUNCIÓN DEL MOMENTO, SE DEFINE POR LA FÓRMULA DE LA ESQUADRÍA:

$$f_b = \frac{M}{S} \quad \frac{\text{[MOMENTO ACTUANTE]}}{\text{[MÓDULO DE SECCIÓN DE LA PLACA]}}$$

$$S = \frac{bt^2}{6} \quad \text{PARA UNA SECCIÓN RECTANGULAR COMO ES EL CASO DE LA PLACA.}$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES DEL MOMENTO ACTUANTE EN FUNCIÓN DE LA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA Y DE LAS DIMENSIONES DE LA PLACA SE TIENE:

$$f_b = \frac{f_p b L^2}{2bt^2} = \frac{6f_p L^2}{2t^2} = \frac{3f_p L^2}{t^2}$$

IGUALANDO EL ESFUERZO ACTUANTE A FLEXIÓN CON EL ESFUERZO RESISTENTE DE LA PLACA, DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DEL AISC:

$$F_b = 0.75 F_y = \frac{3}{4} F_y \quad \text{[ESFUERZO ADMISIBLE EN PLACAS DE BASE]}$$

$$f_b = F_b$$

$$\frac{3f_p L^2}{t^2} = \frac{3}{4} F_y$$

$$t^2 = \frac{(3 \times 4) f_p L^2}{3 F_y} = \frac{4f_p L^2}{F_y}$$

$$T = 2L \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

SUSTITUYENDO NUMÉRICAMENTE LOS VALORES:

$$L = 10.0 \text{ cm. (SENTIDO TRANSVERSAL DE LA PLACA)}$$

$$f_p = 10.22 \text{ Kg/cm}^2$$

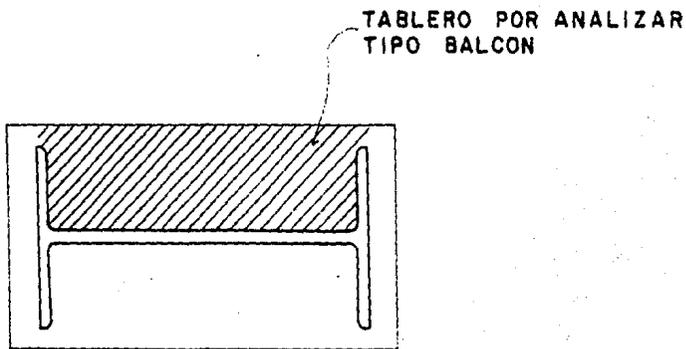
$$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = 2 (10) \sqrt{\frac{10.22}{2530}} = 1.27 \text{ cm.}$$

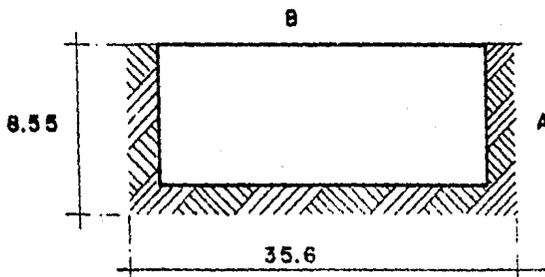
$$T = \frac{1''}{2}$$

LA PLACA DE BASE TIENE COMO APOYOS VERTICALES LA SECCIÓN DE LA COLUMNA I, DE TAL MANERA QUE AL CONSIDERAR LA EXISTENCIA DE LOS PATINES COMO PARTE DE ESTE APOYO, SE MANIFIESTA LA SIMILITUD DE UNA PLACA CON - APOYO TIPO BALCÓN, CON LO CUÁL EL ESPESOR PODRÍA REDUCIRSE.

SI REVISAMOS LA PLACA POR FLEXIÓN QUE OCURRE EN EL TABLERO INTERIOR QUE FORMA EL PERFIL I, SEGÚN SE MUESTRA A CONTINUACIÓN, ANALIZÁN - DOLA COMO UNA LOSA RECTANGULAR CON 3 LADOS EMPOTRADOS Y UNO LIBRE (EN - BALCÓN).



DE LA FIGURA IV.12 TENEMOS EL TABLERO CON LAS SIGUIENTES CONDI -
CIONES:



LA CARGA A LA QUE ESTA SUJETA ES LA PRESIÓN DE CONTACTO:

$$f_p = w = \frac{P}{AT} = \frac{8175 \text{ Kg}}{800 \text{ cm}^2}$$

$$= 10.22 \text{ Kg/cm}^2$$

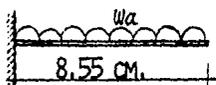
PARA OBTENER LOS MOMENTOS EN LOS PUNTOS CRÍTICOS, DADO QUE LA RELACIÓN DE CLARO CORTO O LARGO ES MENOR QUE 0.5 SE APOYARÁ EN LA TEORÍA DE IGUALACIÓN DE FLECHAS PARA ASÍ ENCONTRAR LA RELACIÓN DE CARGAS PARA CADA UNO DE LOS CLAROS.

PARA LO ANTERIOR NUESTROS DOS TIPOS DE VIGAS SON:

A) EN CANTILIVER

B) DOBLEMENTE EMPOTRADA

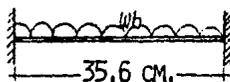
A) EN CANTILIVER



$$d_a = \frac{w_a A^4}{8 EI} = \frac{M A^2}{4 EI}$$

$$M = \frac{w_a A^2}{2}$$

B) DOBLEMENTE EMPOTRADA



$$d_b = \frac{w_b B^4}{384 EI} = \frac{M B^2}{16 EI}$$

$$M = \frac{w_b B^2}{24}$$

IGUALANDO d_a CON d_b

$$\frac{w_a A^4}{8 EI} = \frac{w_b B^4}{384 EI}$$

$$w_a = \frac{8 EI w_b B^4}{A^4 384 EI} = \frac{B^4 w_b}{48 A^4}$$

$$w_a = \frac{35.6^4}{48 \times 8.55^4} w_b = 6.26 w_b$$

$$w_a = 6.26 w_b$$

$$w_T = w_a + w_b$$

$$w_T = 6.26 w_b + w_b = 7.26 w_b$$

$$w_b = \frac{w_T}{7.26} = 0.138 w_T$$

$$w_a = 0.862 w_T \quad w_T = 10.22$$

$$w_a = 8.81 \text{ KG/CM}$$

$$w_b = 1.41 \text{ KG/CM}$$

$$M_a = 8.81 \text{ KG/CM} \times 8.55^2 \text{ CM}$$

$$M_b = 1.41 \text{ KG/CM} \times 35.6^2 \text{ CM}^2$$

$$= 322 \text{ KG/CM}$$

$$= 74.4 \text{ KG/CM}$$

TOMANDO PARA EL DISEÑO EL VALOR MÁXIMO, QUE RESULTÓ SER EL CLARO - CORTO.

DESPEJANDO EL VALOR DE T DE LA COMBINACIÓN DE LAS EXPRESIONES DE - ESFUERZO PERMISIBLE DE SECCIÓN TENEMOS:

$$F_b = \frac{M}{S} \quad (1)$$

$$S = \frac{bt^2}{6} \quad (2)$$

SUSTITUYENDO (2) EN (1)

$$F_b = \frac{M}{\frac{bt^2}{6}} = \frac{6M}{bt^2}$$

DESPEJANDO "t"

$$t^2 = \frac{6M}{bF_b}$$

$$t = \sqrt{\frac{6M}{bF_b}}$$

SUSTITUYENDO VALORES

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 322 \text{ KG CM}}{1 \text{ CM} \times 1897.5 \text{ KG/CM}^2}}$$

$$t = 1.0 \text{ CM} = 10 \text{ MM} < 13 \text{ MM}$$

EL ESPESOR DE PLACA ANTES CALCULADO DE 1/2" (13 MM) ES ADECUADO Y NO ES POSIBLE EFECTUAR UNA REDUCCIÓN DEBIDO A QUE NO ES RECOMENDABLE, YA QUE POR ESPECIFICACIÓN EL ESPESOR DE LA PLACA DE BASE NO DEBE SER MENOR QUE EL DEL PATÍN DE LA COLUMNA.

DISEÑO DE LA SOLDADURA PLACA - COLUMNA

PARA EL DISEÑO DE LA SOLDADURA UTILIZAREMOS UN ESFUERZO PERMISIBLE EN EL ÁREA DE LA GARGANTA DE 950 KG/CM² CORRESPONDIENTE A ELECTRODOS DE SERIE A-233 CLASE E-60 O POR PROCESO DE ARCO SUMERGIDO GRADO SA-1, DE ACUERDO A LA TABLA IV.10

POR OTRO LADO, EL ESPESOR MÍNIMO DE SOLDADURA ES DE 1/16" POR LO QUE CALCULAREMOS EL ESFUERZO PERMISIBLE PARA ESTE ESPESOR EN SOLDADURA DE-CHAFLAN:

LA RESISTENCIA POR UNIDAD DE LONGITUD PARA UN ESPESOR DE 1/16" ES DE: $R = 100 \text{ Kg/cm}$.

DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS OBTENIDOS CON ANTERIORIDAD (CAPÍTULO - III) TENEMOS QUE LA REACCIÓN HORIZONTAL ES:

$$R_H = 2696 \text{ KG}$$

PARA ENCONTRAR LA LONGITUD DE LA SOLDADURA UTILIZAREMOS LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$L_s = \frac{R_H}{R}$$

SUSTITUYENDO VALORES:

$$\begin{aligned} L_s &= \frac{2696 \text{ Kg}}{100 \text{ Kg/cm}} = \\ &= 26.96 \text{ cm. CON UN ESPESOR DE } 1/16" \end{aligned}$$

POR ESPECIFICACIÓN EL ESPESOR MÍNIMO DE SOLDADURA DE ACUERDO AL ESPESOR MAYOR DE LAS PIEZAS A UNIR, EN ESTE CASO TENEMOS:

$$\text{PLACA} = 1/2'' = 13 \text{ mm.}$$

$$\text{PATÍN} = 7/16 = 11.5 \text{ mm.}$$

$$\text{ALMA} = 5/16 = 7.3 \text{ mm.}$$

SIENDO EL ESPESOR DE LA PLACA DE BASE EL MAYOR POR LO QUE EL ESPESOR MÍNIMO DE SOLDADURA DE CHAFLAN ES DE 5 mm. O SEA 3/16"

DADO LO ANTERIOR, LA RESISTENCIA DE LA SOLDADURA SERÁ:

$$R = 300 \text{ KG/CM}$$

Y LA LONGITUD DE SOLDADURA:

$$L_s = \frac{2696 \text{ Kg}}{300 \text{ KG/CM}} = 8.99 \text{ cm.}$$

COMPARADO ESTE VALOR CON LA LONGITUD EFECTIVA EN EL ALMA:

$$\begin{aligned} L \text{ e ALMA} &= 2 (35.6 \text{ CM} - 2 \times 1.15 \text{ CM}) \\ &= 66.6 \text{ CM} \gg 8.99 \text{ CM} \end{aligned}$$

POR ESPECIFICACIÓN, SE PONDRÁ UN ESPESOR DE 3/16" A TODO ALREDEDOR DE LA COLUMNA, AUNQUE NO SE REQUIERA MÁS QUE 9 CM PARA TRANSMITIR LA REACCIÓN HORIZONTAL DE LA COLUMNA A LA PLACA DE BASE.

DISEÑO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE

PARA DISEÑAR LOS PERNOS DE ANCLAJE SE TIENEN QUE TOMAR EN CUENTA LAS SIGUIENTES CONSIDERACIONES:

A) LA FUERZA HORIZONTAL POR RESISTIR ES; $R_H = 2696 \text{ KG}$

B) PARA LOGRAR LA ARTICULACIÓN, ES NECESARIO UBICAR EL PERNO O LOS PERNOS EN EL EJE DE SIMETRÍA DE LA COLUMNA, PARA EVITAR CON ESTO QUE SE PRODUZCA UN MOMENTO.

EXPUESTO LO ANTERIOR, PROPONEMOS POR SIMETRÍA DOS ANCLAS, QUE DEBERÁN RESISTIR CADA UNA POR SEPARADO:

$$\frac{R_H}{2} = \frac{2696 \text{ KG}}{2} = 1348 \text{ KG}$$

EL ESFUERZO PERMISIBLE AL CORTE EN LA ROSCA ES:

$$F_v = 0.4 F_y \times 1.33 \text{ (POR SER OCASIONADA POR CARGAS DEBIDAS AL VIENTO)}$$

$$= 0.4 \times 2530 \text{ KG/CM}^2 \times 1.33 = 1346 \text{ KG/CM}^2$$

DE LA EXPRESIÓN DE ESFUERZOS, DESPEJAMOS EL ÁREA:

$$F_v = \frac{V}{A_v} \quad A_v = \frac{V}{F_v}$$

SUSTITUYENDO VALORES:

$$A_v = \frac{1348 \text{ KG}}{1346 \text{ KG/CM}^2} = 1.0 \text{ CM}^2$$

TENIENDO QUE UN PERNO DE 5/8" DE Ø TIENE UN ÁREA EN LA ROSCA DE -
 $A_n = 1.30 \text{ CM}^2$

POR LO QUE:

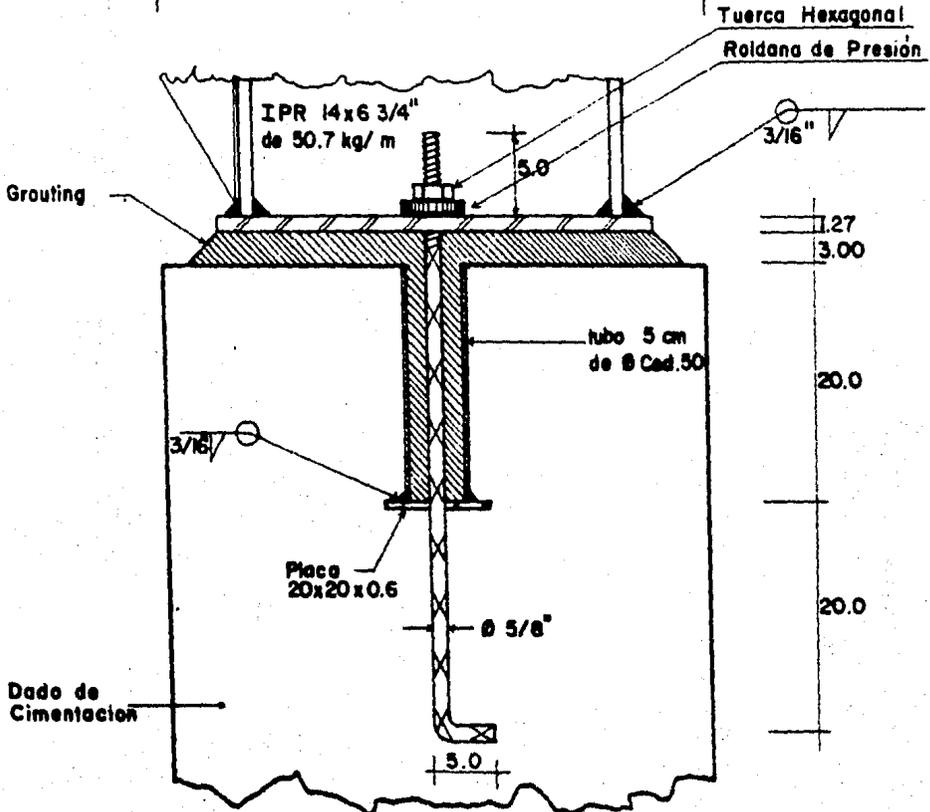
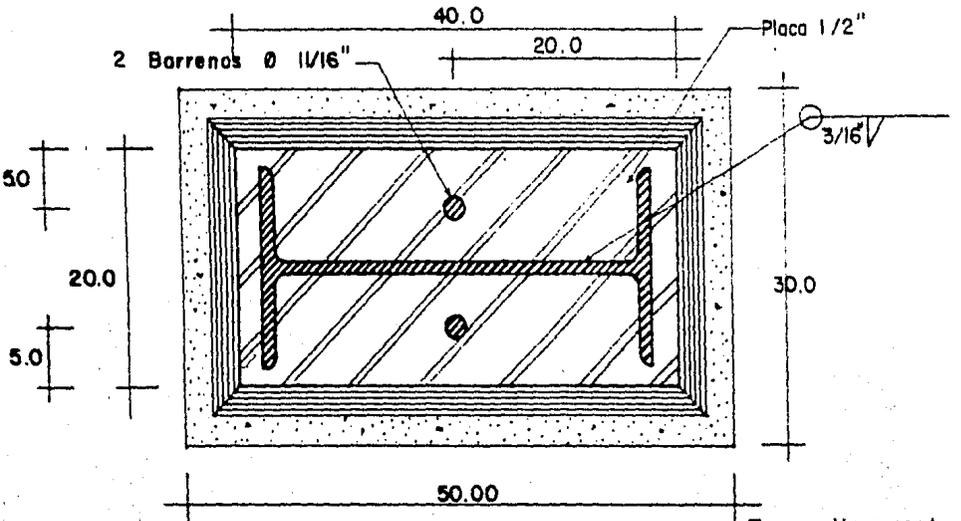
$$1.30 \text{ CM}^2 > 1.0 \text{ CM}^2$$

POR LO TANTO SE USARÁN DOS ANCLAS DE 5/8" DE Ø EN EL EJE DE LA SECCIÓN.

FINALMENTE, DE ACUERDO A LOS CÁLCULOS EFECTUADOS EN EL DISEÑO DE LA CONEXIÓN PLACA DE BASE Y ANCLAJES; LOS RESULTADOS MUESTRAN EN LA FIG. - IV.13.

PLACA DE BASE Y ANCLAJE

FIG. IV.13 (D-1)



B).- CONEXION TRABE - COLUMNA.

EL DISEÑO DE LA CONEXIÓN DE LOS NUDOS RÍGIDOS EN LOS MARCOS, - CONSISTE FUNDAMENTALMENTE EN DEFINIR LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y GEOMÉTRICAS DE LOS CONECTORES UTILIZADOS, CON EL OBJETO DE QUE ÉSTAS SEAN CAPACES DE RESISTIR LAS SOLICITACIONES ACTUANTES A QUE ESTÉN SUJETAS, - DENTRO DE LOS RANGOS DE SEGURIDAD PERMISIBLES ESTIPULADOS DE ACUERDO AL MÉTODO DE DISEÑO ELEGIDO Y A LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN.

EN BASE A LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EFECTUADO A LOS MARCOS, SE TIENEN LOS ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS, CONSIDERANDO LA COMBINACIÓN DE CARGAS QUE PRODUCEN LOS EFECTOS MÁS DESFAVORABLES SOBRE LA ESTRUCTURA.

COMO SE PUEDE OBSERVAR EN LA FIG. IV.14, EL NUDO SE ENCUENTRA SUJETO A LAS SIGUIENTES ACCIONES:

- MOMENTO FLEXIONANTE SOBRE LA COLUMNA M_c
- MOMENTO FLEXIONANTE SOBRE LA TRABE M_T
- CARGA AXIAL SOBRE LA COLUMNA P_c
- CARGA AXIAL SOBRE LA TRABE P_T
- FUERZA CORTANTE SOBRE LA COLUMNA V_c
- FUERZA CORTANTE SOBRE LA TRABE V_T

PARA LA CONEXIÓN DE LA TRABE A LA COLUMNA SE CONSIDERA EL SIGUIENTE CRITERIO:

- 1) EL MOMENTO FLEXIONANTE EN EL NUDO SE DESCOMPONE EN UN PAR - DE FUERZAS CONCENTRADAS EN LOS PATINES, OBTENIDAS MEDIANTE LA EXPRESIÓN: $F = \frac{M}{d}$ EN DONDE:

F = FUERZA DE COMPRESIÓN O DE TENSIÓN APLICADA EN EL EJE CENTROIDAL DE LOS PATINES.

M = MOMENTO FLEXIONANTE ACTUANTE.

d = PERALTE TOTAL DE LA SECCIÓN DE COLUMNA Y TRABE.

SE DESPRECIA EL INCREMENTO DE FUERZA PRODUCIDO AL NO CONSIDERAR EL ESPESOR DE LOS PATINES EN EL BRAZO DE PALANCA "d".

ESTE PAR DE FUERZAS SE TRANSMITE DE LA TRABE A LA COLUMNA A TRAVÉS DE UNA PLACA DE CONEXIÓN DE PATINES Y UTILIZANDO SOLDADURA A TOPE QUE CUBRA TODA LA LONGITUD Y TODO EL ESPESOR DE PATINES. LA RESISTENCIA A LA TENSIÓN DE LA SOLDADURA A TOPE ES SUPERIOR A LA DEL METAL BASE, CON LO QUE PROPORCIONANDO UN ESPESOR DE SOLDADURA MAYOR O IGUAL QUE EL ESPESOR DE LA PLACA, Y CONECTÁNDOSE EN TODA SU LONGITUD, QUEDA GARANTIZADA LA TRANSMISIÓN DEL PAR DE FUERZAS ORIGINADAS POR EL MOMENTO FLEXIONANTE EN EL NUDO. (VER DETALLE EN LA FIGURA IV.14).

2) LA FUERZA CORTANTE SERÁ TRANSMITIDA A TRAVÉS DE LA PLACA DE CONEXIÓN TRANSVERSAL A LA SECCIÓN DE LA COLUMNA Y LA TRABE.

LA CONEXIÓN POR CORTANTE SE EFECTÚA POR MEDIO DE UN CORDÓN DE SOLDADURA DE FILETE QUE CONECTE POR AMBOS LADOS EL ALMA DE LA COLUMNA CON LA PLACA DE CONEXIÓN, Y ÉSTA A SU VEZ CON EL ALMA DE LA SECCIÓN DE LA TRABE.

LA LONGITUD DEL CORDÓN DE SOLDADURA REQUERIDO PUEDE OBTENERSE MEDIANTE LA SIGUIENTE EXPRESIÓN:

$$L_s = \frac{V}{2R}$$

L_s = LONGITUD DEL CORDÓN DE SOLDADURA.

R = RESISTENCIA POR UNIDAD DE LONGITUD DE LA SOLDADURA DE FILETE. (SEGÚN TABLA)

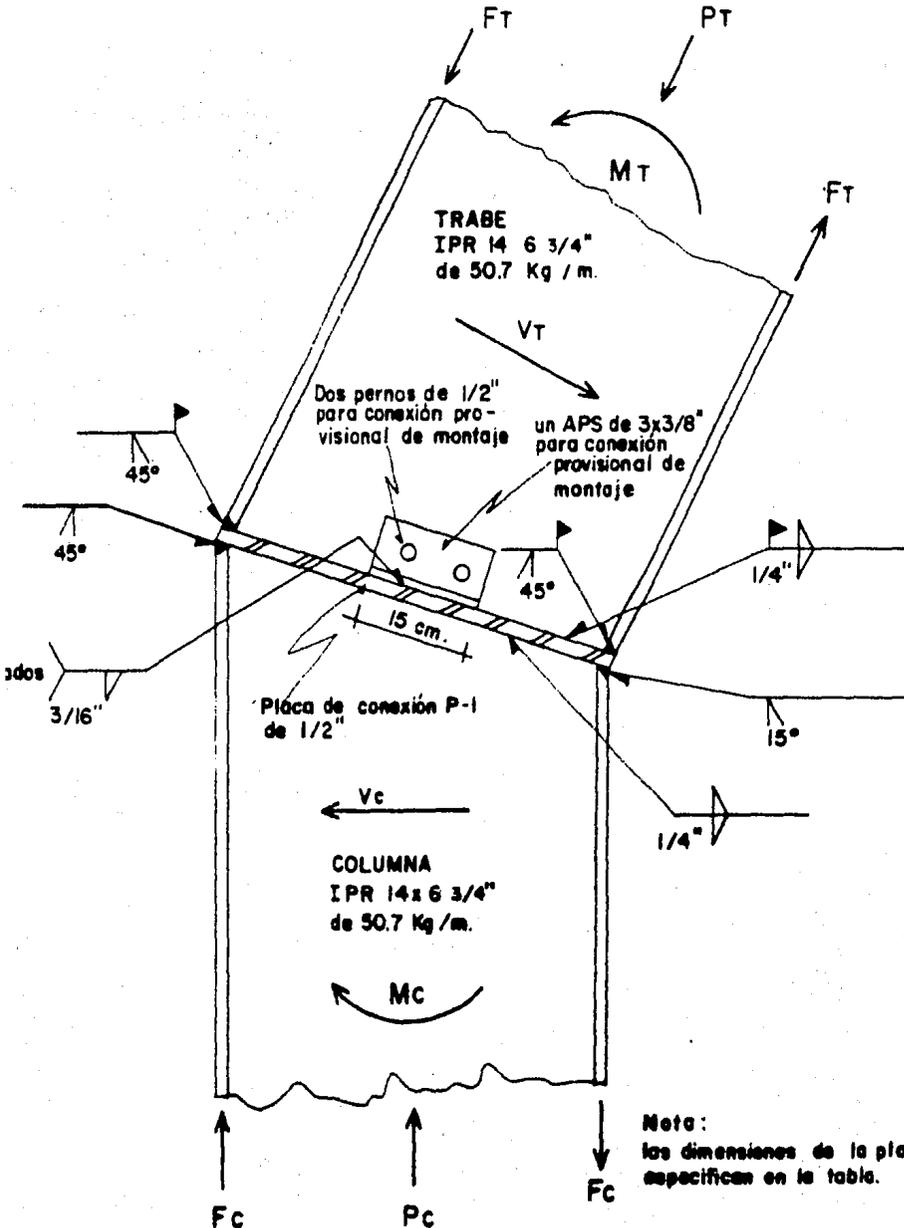
2 = COEFICIENTE QUE REPRESENTA LA SOLDADURA POR AMBOS LADOS DEL ALMA.

EN ESTE CASO, LA FUERZA CORTANTE QUE SE REPRESENTA ES PEQUEÑA Y EL ESPESOR DE SOLDADURA ES CONSIDERADO COMO EL ESPESOR MÍNIMO DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES DE LAS SECCIONES Y DE LA PLACA DE BASE, EL CUÁL SE CONSIDERA DE 1/4" EN TODO EL PERALTE DEL ALMA.

3) CON EL OBJETO DE FACILITAR EL MONTAJE DE LA TRABE A LA COLUMNA, SERÁ COLOCADO UN ÁNGULO DE 3" X 3/8" PARA CONEXIÓN PROVISIONAL, EN TANTO SE LLEVA A CABO EL PROCESO DE SOLDADO, ESTE ÁNGULO SERÁ CONECTADO A LA PLACA DE TRANSMISIÓN POR MEDIO DE UN CORDÓN DE SOLDADURA A TODO ALREDEDOR Y A LA TRABE MEDIANTE DOS PERNOS DE MONTAJE DE 1/2" DE DIÁMETRO.

DETALLE DE CONEXION DE LA COLUMNA Y TRABE INCLINADA

FIG. IX.14 (D-2)



c).- CONEXION EN LA CUMBRERA.

LA CONEXIÓN EN LA CUMBRERA SERÁ EFECTUADA EN FORMA SIMILAR A LA DEL NUDO TRABE - COLUMNA, EN LA CUÁL SE UTILIZARÁ UNA CONEXIÓN RÍGIDA A BASE DE SOLDADURA A TOPE EN LOS PATINES DE LAS TRABES Y DE FILETE EN EL ALMA. ESTA UNIÓN SERÁ TRANSMITIDA A TRAVÉS DE UNA PLACA VERTICAL SOLDADA A UNA DE LAS TRABES EN TALLER Y A LA OTRA EN CAMPO.

AL IGUAL QUE EN LA CONEXIÓN ANTERIOR, EL MOMENTO FLEXIONANTE (M) EN LA TRABE SE DESCOMPONE EN UN PAR DE FUERZAS (FT) ACTUANDO SOBRE LOS PATINES Y EN EL NUDO DE TRANSMISIÓN SE GENERA UNA FUERZA RESULTANTE, QUE SEGÚN EL SENTIDO DEL MOMENTO PUEDE SER DE TENSIÓN O DE COMPRESIÓN.

PARA EL CASO DE NUESTRA CONEXIÓN TENEMOS QUE LOS PATINES SUPERIORES DE LAS TRABES, ESTÁN SUJETOS A FUERZAS DE COMPRESIÓN Y LOS INFERIORES A TENSIÓN, LO QUE ORIGINA QUE LAS FUERZAS RESULTANTES SERÁN DE TENSIÓN EN SENTIDO VERTICAL. CUANDO LOS EFECTOS EXTERIORES DE VIENTO O SISMO SEAN INVERTIDOS, ESTA FUERZA RESULTANTE SERÁ ENTONCES DE COMPRESIÓN.

LO ANTERIOR OBLIGA A COLOCAR UNA PLACA DE DIMENSIONES TALES QUE CONJUNTAMENTE CON UNA PORCIÓN DE ALMA SEA CAPAZ DE RESISTIR LA ACCIÓN DE LAS FUERZAS RESULTANTES ANTES CITADAS.

EL DISEÑO DE ÉSTA PLACA ESTARÁ REGIDO POR LA TEORÍA DE CARGA AXIAL EN LA QUE SE CONSIDERE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ Y DE ACUERDO A LOS ESFUERZOS ADMISIBLES SEGÚN EL REGLAMENTO DEL AISC.

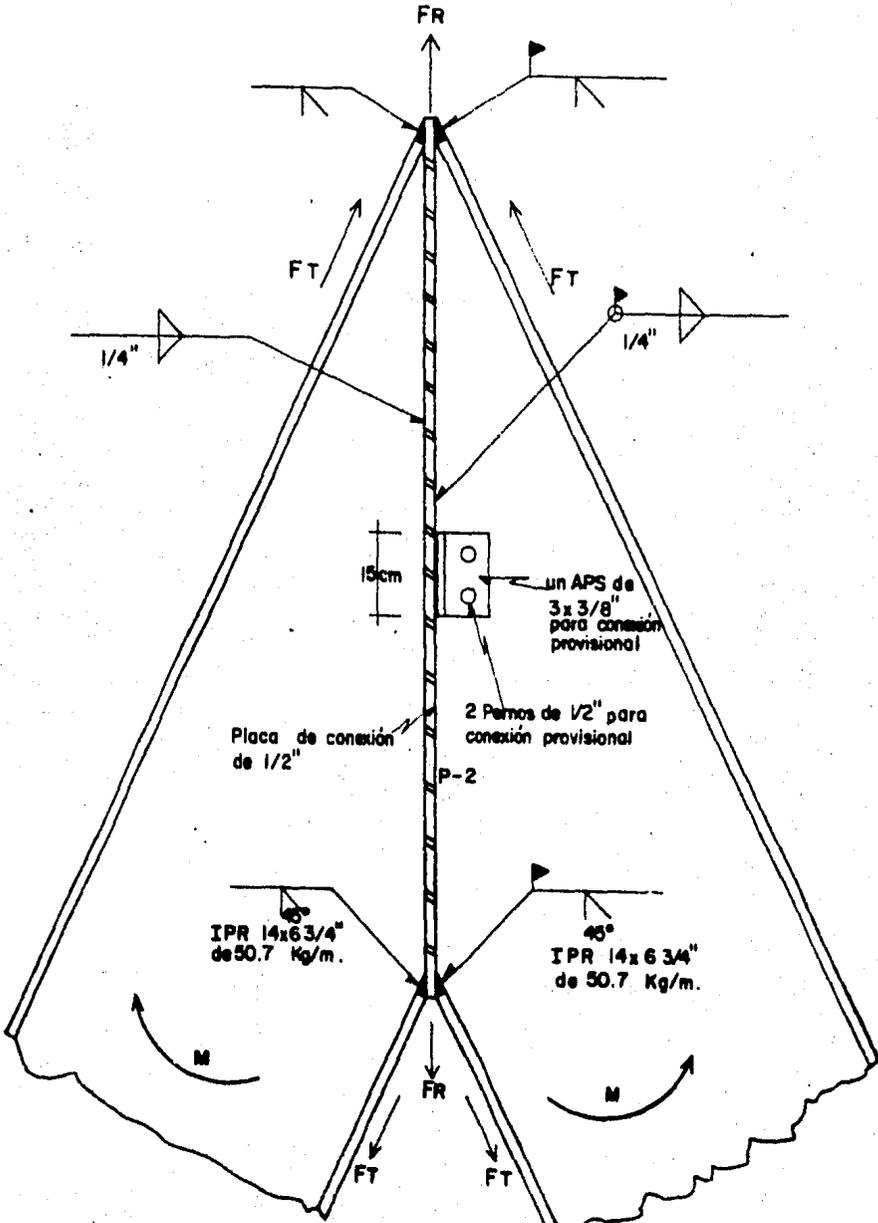
LA TRANSMISIÓN DE LAS FUERZAS DE COMPRESIÓN Y DE TENSIÓN EN LOS PATINES SERÁ POR MEDIO DE SOLDADURA A TOPE A TRAVÉS DE LA PLACA DE CONEXIÓN MENCIONADA ANTERIORMENTE.

PARA EL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA SERÁ PREVISTO LA EXISTENCIA DE UN ÁNGULO APS DE 3" X 3/8" SOLDADO A LA PLACA VERTICAL. ESTE ÁNGULO SERVIRÁ PARA UNIR PROVISIONALMENTE AMBAS TRABES POR MEDIO DE DOS PERNOS DE 1/2" DE DIÁMETRO.

EN LA FIGURA IV.15, SE MUESTRA EL DETALLE DE CONEXIÓN DE TRABES EN LA CUMBRERA.

DETALLE DE CONEXION DE LAS
TRABES INCLINADAS EN LA CUMBRERA

FIG. IV.15 (D-3)

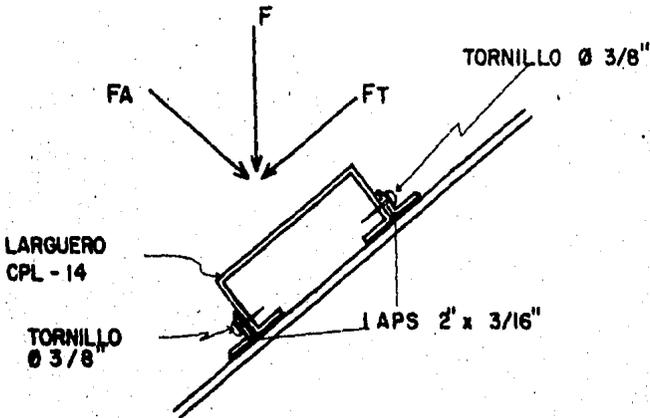


Nota: las dimensiones de la placa se especifican en la tabla.

D).- CONEXION LARGUERO - TRABE

LA CONEXIÓN DE LOS LARGUEROS DE CUBIERTA A LAS VIGAS METÁLICAS - SERÁ EFECTUADO POR MEDIO DE ÁNGULOS SOLDADOS A LAS TRABES Y ATORNILLADOS - A LOS LARGUEROS.

EL APOYO DE LOS LARGUEROS EN LAS TRABES SE ENCUENTRA SUJETO A -- LAS SIGUIENTES ACCIONES:



LA FUERZA VERTICAL "F" ES PRODUCIDA POR LA CARGA DE LA CUBIERTA - Y EL PESO PROPIO DEL LARGUERO, MISMA QUE SE DESCOMPONE EN UNA FUERZA TANGENCIAL "FT" Y UNA FUERZA NORMAL "FA". LA FUERZA NORMAL SE APOYA DIRECTAMENTE SOBRE EL PATIN SUPERIOR DE LA TRABE Y NO REQUIERE DE CONEXIÓN ESPECIAL, SIN EMBARGO LA FUERZA "FT" PRODUCE UN DESLIZAMIENTO AL LARGUERO CON RESPECTO A LA TRABE DE APOYO, ESTE DESPLAZAMIENTO OBLIGA A COLOCAR UN ÁNGULO DE SOPORTE QUE LO SUJETA CONTRA ESTE EFECTO.

CON EL OBJETO DE EVITAR LA TORSIÓN EN EL APOYO, PRODUCIDA POR - UNA FUERZA DE VIENTO DE SUCCIÓN EN LA CUBIERTA, SERÁ COLOCADO OTRO ÁNGULO DE SOPORTE EN EL PATIN SUPERIOR DE LA SECCIÓN DEL LARGUERO.

EL DETALLE DE CONEXIÓN ES EL TRADICIONALMENTE USADO, A BASE DE - ÁNGULOS SOLDADOS A LA TRABE Y ATORNILLADOS AL PERFIL DE TIPO MONTEN, CON LA FINALIDAD DE EVITAR EL USO DE LA SOLDADURA EN ESTA SECCIÓN YA QUE EL - ESPESOR ES RELATIVAMENTE PEQUEÑO Y PUEDEN ORIGINARSE FUSIONES EN EL METAL BASE.

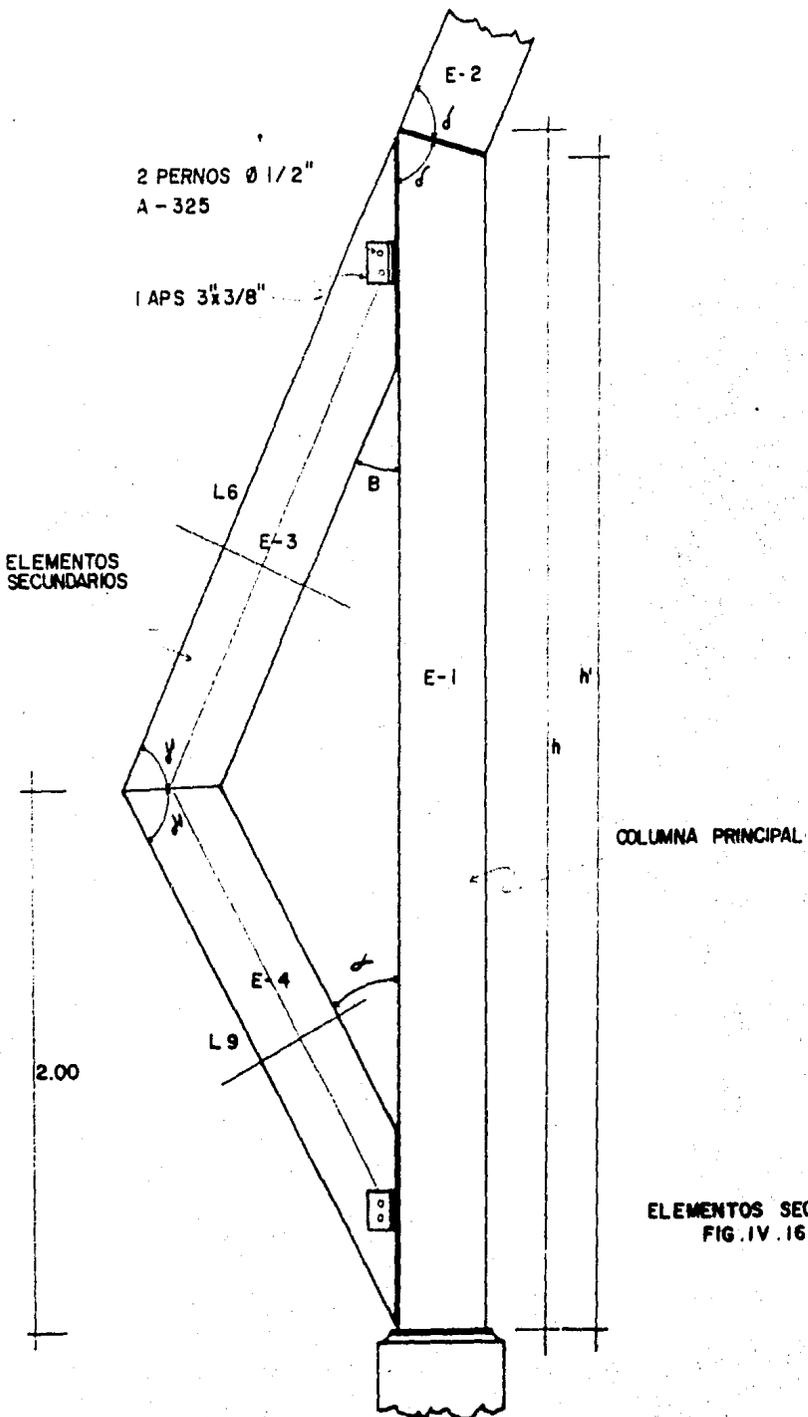
E).- CONEXIONES SECUNDARIAS.

SE CONSIDERAN COMO CONEXIONES SECUNDARIAS, AQUELLAS QUE SUS ACCIONES NO MODIFICAN LA RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL, ES DECIR SE ENCUENTRAN CONECTADAS DE TAL MANERA DE NO CONTRIBUIR A LA RESISTENCIA DE LA ESTRUCTURA CONTRA FUERZAS LATERALES Y VERTICALES.

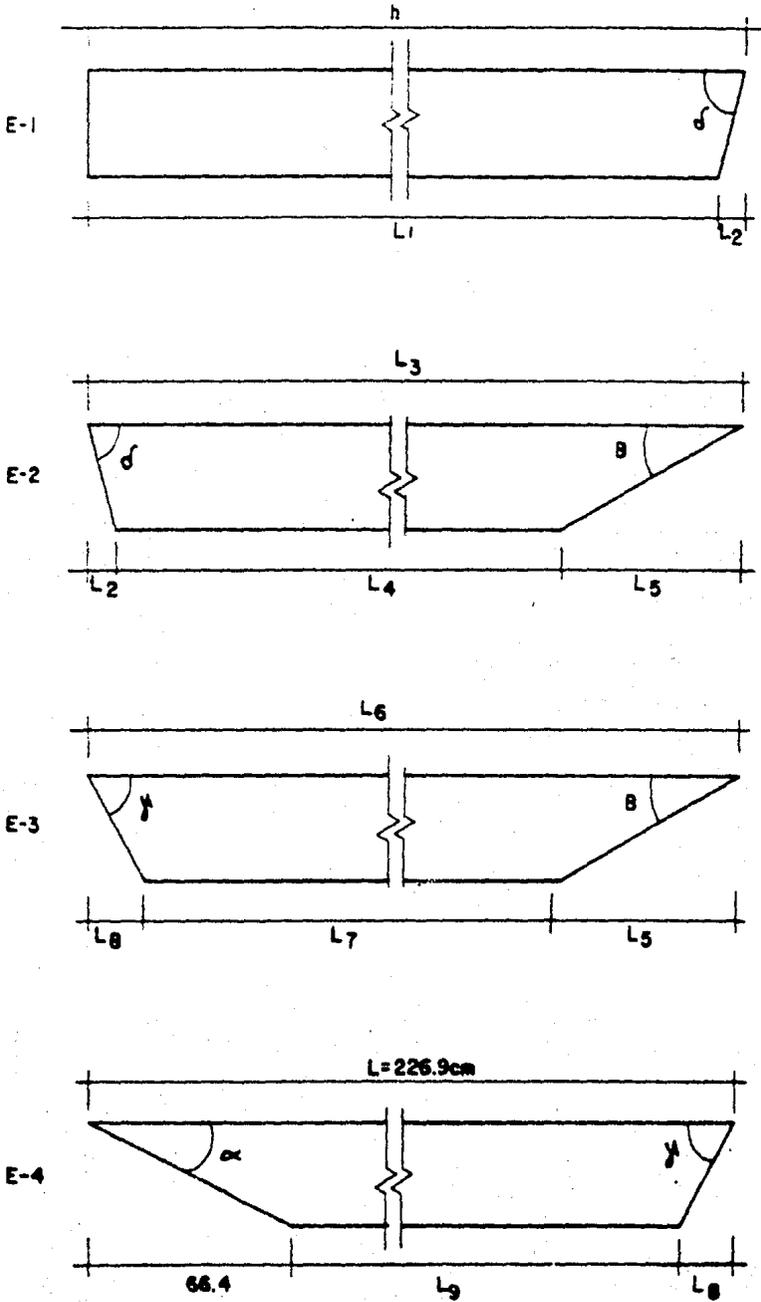
EN EL CASO QUE NOS OCUPA EXISTE UN MARCO CON CARÁCTER ESTÉTICO -- MÁS QUE ESTRUCTURAL; EL CUÁL SE ENCUENTRA CONECTADO A MANERA DE ARTICULACIÓN AL MARCO PRINCIPAL.

LA CONEXIÓN ARTICULADA SE LOGRA POR MEDIO DE PERNOS Y ÁNGULOS DE SOPORTE TAL COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA

LAS DIMENSIONES GENERALES DE LOS ELEMENTOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS VARÍAN SEGÚN EL MARCO DE QUE SE TRATE, YA QUE LA ALTURA DE LA CUBIERTA ES VARIABLE; POR ESTA RAZÓN TODOS LOS ELEMENTOS TENDRÁN LONGITUDES COMPLETAMENTE DIFERENTES. PARA IDENTIFICAR CADA ELEMENTO, SE PRESENTAN LAS FIGURAS IV.16 Y IV.17, ASÍ COMO LA TABLA No. IV.1, EN LA QUE SE MARCAN LAS DIMENSIONES PARA LA FABRICACIÓN DE LA ESTRUCTURA.



ELEMENTOS SECUNDARIOS
FIG. IV . 16



ELEMENTOS TIPO PARA FABRICACION

FIG. IV. 17.

TABLA IV.1 DIMENSIONES PARA FABRICACION

MARCO	H	q	⊕	h	V	σ	E-1		E-2		E-3			E-4	
							L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅	L ₆	L ₇	L ₈	L ₉
M1	15.00	13.00	57.60	3.69	30.30	73.80	358.6	10.3	1306.4	1240.0	56.1	200.1	123.2	20.8	139.7
M2	15.30	13.30	58.19	3.73	30.00	74.09	362.7	10.1	1328.0	1260.4	57.4	203.4	20.6	125.4	139.9
M3	15.60	13.60	58.76	3.77	29.72	74.38	366.8	10.0	1349.7	1281.0	58.7	206.7	20.3	127.7	140.2
M4	15.90	13.90	59.31	3.81	29.44	74.65	370.8	9.8	1371.5	1301.7	60.0	210.0	20.1	130.0	140.4
M5	16.20	14.20	59.84	3.85	29.17	74.92	374.9	9.6	1393.4	1322.6	61.3	213.4	19.9	132.2	140.6
M6	16.50	14.50	60.36	3.88	28.91	75.18	379.0	9.4	1415.5	1343.5	62.6	216.8	19.7	134.5	140.8
M7	16.80	14.80	60.86	3.92	28.66	75.43	383.1	9.3	1437.7	1364.6	63.9	220.2	19.5	136.8	141.0
M8	17.10	15.10	61.35	3.96	28.42	75.67	387.1	9.1	1460.0	1385.7	65.2	223.6	19.3	139.2	141.2
M9	17.40	15.40	61.82	4.00	28.18	75.91	391.2	8.9	1482.4	1407.0	66.5	227.0	19.1	141.5	141.4
M10	17.70	15.70	62.28	4.04	27.96	76.14	395.2	8.8	1504.8	1428.3	67.7	230.4	18.9	143.8	141.6
M11	18.00	16.00	62.72	4.08	27.73	76.36	399.3	8.6	1527.4	1449.7	69.0	233.9	18.7	146.2	141.8

α = 28.19°

CAPITULO V.

ESTUDIO DE LA CIMENTACION

V.1.- INTRODUCCION:

SE ENTIENDE POR CIMENTACIÓN, AL CONJUNTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES CUYO OBJETIVO ES EL DE PROPORCIONAR EL MEDIO PARA QUE LAS CARGAS DE LA SUPER ESTRUCTURA, CONCENTRADAS EN COLUMNAS O MUROS, SE TRANSMITAN AL TERRENO A TRAVÉS DE LA SUBESTRUCTURA, PRODUCIENDO EN ESTE UN SISTEMA DE ESFUERZOS QUE PUEDAN SER RESISTIDOS CON SEGURIDAD SIN PRODUCIR ASENTAMIENTOS UNIFORMES O DIFERENCIALES, ENTENDIENDO POR SUPERESTRUCTURA, - LA PARTE DE LA ESTRUCTURA FORMADA POR LOSAS, TRABES, MUROS, COLUMNAS, - ETC., Y LA SUBESTRUCTURA LA PARTE QUE SIRVE PARA TRANSMITIR LAS CARGAS DE ESTA AL SUELO. (FIG. V.1)

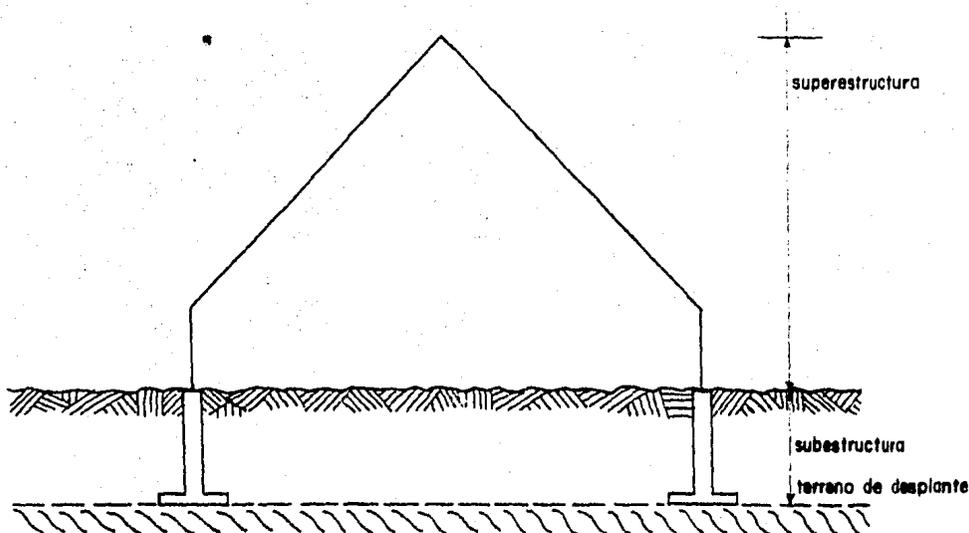


Fig. V.1

PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN, SE CONSIDERAN LOS SIGUIENTES PARÁMETROS:

- A).- EL PESO PROPIO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES
- B).- LAS DESCARGAS POR EXCAVACIÓN.
- C).- LOS EFECTOS DE CONSOLIDACIÓN REGIONAL.
- D).- LOS PESOS Y EMPUJES LATERALES DE LOS RELLENOS Y LASTRES.
- E).- LOS EFECTOS PRODUCTOS POR EL VIENTO, EL SISMO Y LA CARGA ESTÁTICA.
- F).- LA RESISTENCIA DEL SUELO AL ESFUERZO CORTANTE.
- G).- LAS DEFORMACIONES INMEDIATAS Y FUTURAS DEL SUELO.
- H).- LA RESISTENCIA Y RIGIDEZ DE LA SUPER ESTRUCTURA.
- I).- Y LA RESISTENCIA Y RIGIDEZ DE LA SUBESTRUCTURA.

V.2.- TIPOS DE CIMENTACION

CON RESPECTO A LOS TIPOS DE CIMENTACIÓN, ESTAS SE CLASIFICAN EN DOS GRANDES GRUPOS: DIRECTAS E INDIRECTAS.

LAS CIMENTACIONES DIRECTAS SON AQUELLAS EN LAS CUÁLES LOS ELEMENTOS VERTICALES DE LA SUPER ESTRUCTURA SE PROLONGAN HASTA EL TERRENO DE LA CIMENTACIÓN DESCANSANDO DIRECTAMENTE SOBRE EL, MEDIANTE EL ENSANCHAMIENTO DE SU SECCIÓN TRANSVERSAL CON EL FIN DE REDUCIR EL ESFUERZO UNITARIO QUE SE TRASMITE AL SUELO, EN ESTE TIPO SE INCLUYEN LAS ZAPATAS AISLADAS, LAS CORRIDAS, LAS TRABES Y LAS LOSAS DE CIMENTACIÓN.

Y LAS INDIRECTAS SON AQUELLAS QUE SE LLEVAN A CABO POR ELEMENTOS INTERMEDIOS COMO LOS PILOTES, CILINDROS Y CAJONES DE CIMENTACIÓN - HASTA ENCONTRAR EL ESTRATO DE SUELO RESISTENTE, EL CUÁL GENERALMENTE SE HALLA A GRAN PROFUNDIDAD.

LOS TIPOS DE CIMENTACIÓN SUPERFICIALES Y PROFUNDAS QUE PUEDEN EMPLEARSE PARA TODO TIPO DE ESTRUCTURA, DE ACUERDO A LAS CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO SON:

V.2.1.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES

A) ZAPATAS AISLADAS

ESTE TIPO DE CIMENTACIÓN ES APROPIADA EN TERRENOS DE BAJA COMPRESIBILIDAD Y CUANDO LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES ENTRE COLUMNAS - PUEDEN INCLUIRSE EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SIN INCREMENTAR EL COSTO DE LA SUPER ESTRUCTURA.

B) ZAPATAS CORRIDAS

ESTA CIMENTACIÓN ES RECOMENDABLE, CUANDO LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN ZAPATAS AISLADAS SON INACEPTABLES, YA QUE APORTAN UNA - CONTINUIDAD ESTRUCTURAL ENTRE COLUMNAS QUE REDUCE ESTE TIPO DE ASENTAMIENTOS, SON ADECUADAS TAMBIÉN CUANDO LAS ZAPATAS AISLADAS QUEDAN MUY-CERCANAS, ADEMÁS CON FRECUENCIA LA EXCAVACIÓN EN ZANJAS RESULTA MÁS - ECONÓMICA QUE LA DE POZOS AISLADOS.

C) LOSA DE CIMENTACION

ESTA CIMENTACIÓN SE EMPLEA CUANDO LAS CARGAS SON TAN GRANDES- QUE LAS ZAPATAS CONTINUAS EN LA ETAPA DE DISEÑO, OCUPAN CASI EL 50% - DEL ÁREA DE CIMENTACIÓN; EN ROCA, EL USO DE ESTA LOSA ES MUY EXCEPCIONAL.

D) CAJON DE CIMENTACION

ESTE TIPO DE CIMENTACIÓN, ESTÁ INCLUIDO DENTRO DEL TIPO DE - LAS CIMENTACIONES COMPENSADAS, Y SE USA CUANDO SE REQUIERE QUE NO HAYA ASENTAMIENTOS EN SUELO ALTAMENTE COMPRESIBLES, YA QUE TEÓRICAMENTE, - SE ELIMINAN AL NO DAR AL TERRENO NINGUNA SOBRECARGA.

EL PRINCIPIO DE LA COMPENSACIÓN SE BASA EN DESPLANTAR A UNA - PROFUNDIDAD TAL, QUE EL PESO DE LA TIERRA EXCAVADA IGUAL AL PESO DE LA ESTRUCTURA, DE MANERA QUE EL NIVEL DE DESPLANTE DEL SUELO, NO SIENTA - LA SUSTITUCIÓN EFECTUADA.

V.2.2.- CIMENTACIONES PROFUNDAS

A) PILOTES

LOS PILOTES SON ELEMENTOS MUY ESBELTOS, CON DIMENSIONES TRANSVERSALES DEL ORDEN DE 0.3 A 1.0 M., Y PUEDEN SER DE MADERA, CONCRETO O ACERO.

EN GENERAL; ESTÁ CIMENTACIÓN SE USA CUANDO SE REQUIERE LO SIGUIENTE:

1.- TRANSMITIR LAS CARGAS DE UNA ESTRUCTURA, A TRAVÉS DE UN ESPESOR DE SUELO BLANDO O A TRAVÉS DE AGUA, HASTA UN ESTRATO DE SUELO RESISTENTE QUE GARANTICE EL APOYO ADECUADO. LA FORMA DE TRABAJAR DE ESTOS PILOTES PODRÍA - CONSIDERARSE COMO SIMILAR A LA DE LAS COLUMNAS DE UNA ESTRUCTURA.

2.- TRANSMITIR LA CARGA A UN CIERTO ESPESOR DE SUELO BLANDO, UTILIZANDO PARA ELLO LA FRICCIÓN LATERAL QUE SE PRODUCE ENTRE SUELO Y PILOTE.

3.- COMPACTAR SUELO GRANULARES, A FIN DE GENERAR CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO.

4.- PROPORCIONAR EL DEBIDO ANCLAJE LATERAL A CIERTAS ESTRUCTURAS - (TABLESTACAS, POR EJEMPLO), O RESISTIR LAS FUERZAS LATERALES QUE EJERZAN SOBRE ELLAS (COMO EN EL CASO DE UN PUENTE).

5.- PROPORCIONAR ANCLAJE A ESTRUCTURAS SUJETAS A SUBPRESIONES, MOMENTOS DE VOLCADURA O CUALQUIER EFECTO QUE TRATE DE LEVANTAR LA ESTRUCTURA.

6.- ALCANZAR CON LA CIMENTACIÓN PROFUNDIDADES YA NO SUJETAS A EROSIÓN, SOCAVACIONES Y OTROS EFECTOS DAÑINOS.

7.- PROTEGER ESTRUCTURAS MARÍTIMAS, TALES COMO MUELLES, ATRACADEROS, ETC., CONTRA EL IMPACTO DE BARCOS U OBJETOS FLOTANTES.

LA CLASIFICACIÓN DE LOS PILOTES DESDE EL PUNTO DE VISTA DE SU FORMA DE TRABAJAR SE CLASIFICAN EN: PILOTES DE PUNTA, FRICCIÓN O MIXTOS.

LOS DE PUNTA DESARROLLAN SU CAPACIDAD DE CARGA CON APOYO DIRECTO EN SU ESTRATO RESISTENTE; LOS DE FRICCIÓN DESARROLLAN SU RESISTENCIA POR LA FRICCIÓN LATERAL QUE GENERAN CONTRA EL SUELO QUE LOS RODEA Y LOS MIXTOS APROVECHAN ESTOS DOS EFECTOS.

B) PILAS

SE LE LLAMA PILAS A LOS CIMIENTOS CUYO ANCHO ES MAYOR DE 1 M., PERO NO EXCEDE EL DOBLE DEL VALOR, O SEA ES MENOR QUE 2 M., SIN EMBARGO ESTE CRITERIO DE DISTRIBUCIÓN NO ES UNIFORME YA QUE PARA UNOS ESPECIALISTAS, UNA PILA ES SIMPLEMENTE UN ELEMENTO QUE TRABAJANDO EXACTAMENTE IGUAL QUE UNA ZAPATA, TRANSMITE CARGAS A MAYOR PROFUNDIDAD QUE ESTAS.

SEGÚN ESTOS ESPECIALISTAS, UN ELEMENTO ES PILA CUANDO LA RELACIÓN PROFUNDIDAD A ANCHO ES 4 O MAYOR.

C) CILINDROS DE CIMENTACION

ESTA CIMENTACIÓN ESTA DENTRO DEL TIPO DE LAS PROFUNDAS, SON ELEMENTOS QUE REQUIEREN DE MAYOR SECCIÓN QUE LOS ANTERIORES EN FORMA CILÍNDRICA, SUS DIÁMETROS OSCILAN ENTRE 3.0 Y 6.0 M., Y SE CONSTRUYEN PARA AHORRO DE MATERIALES Y DE PESO, CON UN TAPÓN EN LA PUNTA Y SIEMPRE SE FABRICAN DE CONCRETO REFORZADO.

V.2.3.- ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

LA ELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN DENTRO DE LOS DOS GRUPOS ANTERIORES, VARÍA DE ACUERDO CON LAS CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO NATURAL, EL TIPO DE ESTRUCTURA, LA MAGNITUD DE LAS CARGAS APLICADAS, LOS REQUERIMIENTOS RELATIVOS A SEGURIDAD, EL COSTO Y SENCILLEZ DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO, Y OTROS FACTORES QUE HACEN DIFÍCIL Y PROBLEMÁTICA DICHA ELECCIÓN.

EN LA PRÁCTICA, LO QUE COMUNMENTE SE HACE ES DETERMINAR EL TIPO DE CIMENTACIÓN SIGUIENDO LA SECUELA QUE A CONTINUACIÓN SE INDICA:

- 1o.- SE LLEVA A CABO UN ESTUDIO DE CARGAS ACTUANTES SOBRE LA ESTRUCTURA.

- 20.- SE DETERMINA LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.
- 30.- SE ANALIZAN VARIOS TIPOS POSIBLES DE CIMENTACIÓN.
- 40.- Y FINALMENTE SE SELECCIONA LA CIMENTACIÓN ADECUADA CONSIDERANDO: LA RÁPIDEZ EN LA CONSTRUCCIÓN, LA ECONOMÍA Y LA ADAPTABILIDAD.

PARA ESTE PROYECTO SE TIENEN TRES TIPOS DE ELEMENTOS QUE CIMENTAR; EL PRIMERO SON LAS COLUMNAS DE ACERO QUE FORMAN LOS MARCOS ESTRUCTURALES; EL SEGUNDO SON LOS MUROS LATERALES QUE FORMAN LOS VENTANALES DE LA IGLESIA Y EL TERCERO SON LOS MUROS DE LAS FACHADAS FRONTAL Y POSTERIOR DEL TEMPLO.

PARA LAS COLUMNAS, SE PROPONE HACERLAS DESCARGAR SOBRE UNIDADES DE CIMENTACIÓN Y ESTOS A SU VEZ SOBRE ZAPATAS AISLADAS, A FIN DE DISTRIBUIR LAS PRESIONES SOBRE EL TERRENO DE CIMENTACIÓN.

PARA LOS MUROS LATERALES, SE PROPONE SUSTENTARLOS SOBRE DALAS DE CIMENTACIÓN, LAS CUÁLES ESTARÁN SIMPLEMENTE APOYADAS A LOS DADOS DE LAS COLUMNAS.

Y POR ÚLTIMO LOS MUROS DE LAS FACHADAS, MISMAS QUE SE SOPORTAN DIRECTAMENTE SOBRE DALAS APOYADAS EN CIMIENTOS DE MAMPOSTERÍA.

V.3.- CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO.

EN LO QUE RESPECTA A ESTE PROYECTO, EL VALOR DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN, SE OBTUVO DE LOS RESULTADOS DE UN ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, EL CUÁL DETERMINÓ UN VALOR DE $= 40$ TON/M², CORRESPONDIENTE A FORMACIONES ROCOSAS HOMOGÉNEAS BLANDAS, COMO SON LA LUTITA Y LA ARENISCA, ENCONTRÁNDOSE EL ESTRATO RESISTENTE A UNA PROFUNDIDAD DE 80 CMS., DE DONDE DESPLANTAREMOS LA CIMENTACIÓN.

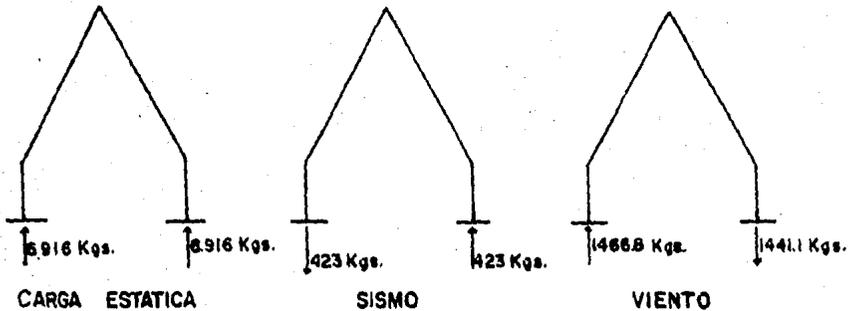
V.4.- ANALISIS DE LA ESTABILIDAD.

PARA VERIFICAR LA SEGURIDAD DE LA CIMENTACIÓN SE REVISARÁ QUE PARA LAS DISTINTAS COMBINACIONES DE ACCIONES Y PARA LOS DIVERSOS MECANISMOS DE FALLA POSIBLES, LA CAPACIDAD DE CARGA SEA IGUAL O MAYOR QUE-

EL EFECTO DE LAS ACCIONES NOMINALES QUE INTERVENGAN EN LA COMBINACIÓN DE CARGAS EN ESTUDIO.

EN ESTE CASO, COMPARANDO LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EFECTUADO EN EL CAPÍTULO III, SE DEDUCE QUE:

1.- LA ESTRUCTURA PERMANECE ESTABLE, AL MOMENTO DE QUE SE PRESENTE VIENTO O SISMO DE CONSIDERACIÓN, YA QUE LA CARGA ESTÁTICA ES LO SUFICIENTEMENTE PESADA COMO PARA RESISTIR EL MOMENTO DE VOLTEO ORIGINADO POR LAS REACCIONES VERTICALES DE LOS EFECTOS ANTERIORES.



$8.916 > 423 > 1486.8$ °°. LA CIMENTACION ES ESTABLE POR CARGAS VERTICALES (FIG.V.2)

2.- EN LO QUE RESPECTA A UN DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL, EN LA ESTRUCTURA DEBIDO A LAS REACCIONES HORIZONTALES PRODUCIDAS POR LOS EFECTOS DEL VIENTO O SISMO DE CONSIDERACIÓN, SE DEDUCE QUE ESTE NO PUEDE OCURRIR, YA QUE LA SUBESTRUCTURA PRESENTA UNA FUERZA DE FRICCIÓN ORIGINADA POR EL TERRENO DE CIMENTACIÓN Y ADEMÁS UN EMPUJE DEL RELLENO DE TIERRA SOBRE LA MISMA QUE ES MÁS GRANDE QUE LAS REACCIONES ANTES MENCIONADAS.

V.5.- DISEÑO DE LA CIMENTACION

V.5.1.- TEORIA DE DISEÑO.

EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN, SE REDUCE A PROPORCIONAR LAS DIMENSIONES ADECUADAS, ASÍ COMO EL REFUERZO DE LOS ELEMENTOS, DE TAL MANERA QUE SEAN CAPACES DE RESISTIR LAS ACCIONES QUE LAS COLUMNAS Y MUROS DESCARGAN SOBRE ELLOS, TALES COMO:

- LA FLEXION
- EL CORTANTE
- LA PENETRACION
- LA ADHERENCIA

PARA ELLO EXISTEN DOS MÉTODOS DE DISEÑO YA ESTABLECIDOS, UNO QUE CONSIDERA LA TEORÍA ELÁSTICA O DE ESFUERZOS PERMISIBLES Y LA TEORÍA PLÁSTICA O MÉTODO DE RESISTENCIA ÚLTIMA.

PARA EL CASO QUE NOS OCUPA, SE TOMARÁ EL CRITERIO DE DISEÑO DEL MÉTODO ELÁSTICO, EL CUAL SE APOYA EN LAS SIGUIENTES HIPÓTESIS TEÓRICAS:

- A) LA SECCIÓN PERMANECE PLANA, ANTES Y DESPUÉS DE LA DEFORMACIÓN.
- B) LA RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO ES UNA LÍNEA RECTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DENTRO DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES DE TRABAJO.
- C) EL ACERO TOMA TODA LA TENSIÓN DEBIDA A LA FLEXIÓN.
- D) HAY ADHERENCIA PERFECTA ENTRE EL ACERO DE REFUERZO Y EL CONCRETO.

1).- TEORIA ELASTICA. FLEXION

1.1.- DIAGRAMAS:

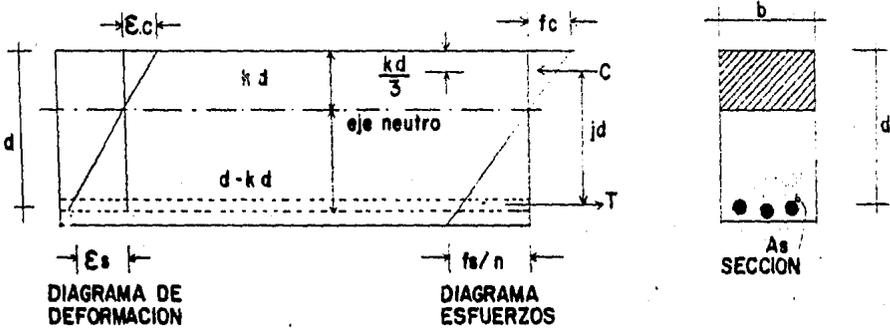


FIG. V.3

1.2.- DEDUCCION DE LAS EXPRESIONES:

1.2.1.- OBTENCION DE LAS CONSTANTES.

A PARTIR DEL DIAGRAMA DE DEFORMACIONES, TENEMOS QUE:

$$E = \frac{f}{\epsilon}; \text{ MÓDULO DE ELASTICIDAD} = \frac{\text{ESFUERZO UNITARIO}}{\text{DEFORMACION UNITARIA}}$$

PARA EL ACERO Y EL CONCRETO, SE TIENE:

$$E_s = \frac{f_s}{\epsilon_s}; \quad E_c = \frac{f_c}{\epsilon_c} \quad (A)$$

DESPEJANDO LAS DEFORMACIONES ϵ_s Y ϵ_c , QUEDA:

$$\epsilon_s = f_s/E_s, \quad \epsilon_c = f_c/E_c$$

PUESTO QUE LAS DEFORMACIONES DEL ACERO Y EL CONCRETO SON PROPORCIONALES A SUS DISTANCIAS AL EJE NEUTRO, SE PUEDE ESCRIBIR:

$\epsilon_c : kd :: \epsilon_s : (d - kd)$ O TAMBIÉN:

$$\frac{\epsilon_c}{d} = \frac{\epsilon_s}{d - kd}$$

PONIENDO LA EXPRESIÓN EN TÉRMINOS DE RELACIÓN DE DEFORMACIÓN:

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{kd}{d - kd}; \text{ SUSTITUYENDO (A) EN ESTA ECUACIÓN}$$

$$\frac{f_c/EC}{f_s/ES} = \frac{kd}{d(1 - k)} = \frac{k}{1 - k}$$

$$\frac{f_c ES}{f_s EC} = \frac{k}{1 - k}$$

RELACIONANDO LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD DEL ACERO Y EL CONCRETO OBTENEMOS LA PRIMERA CONSTANTE:

$$n = \frac{ES}{EC} \quad \text{CONSTANTE DE RELACIÓN DE MÓDULOS DE ELASTICIDAD - DEL ACERO Y EL CONCRETO.}$$

SUSTITUYENDO LA CONSTANTE n , TENEMOS QUE:

$$\frac{f_c ES}{f_s EC} = n \frac{f_c}{f_s} = \frac{k}{1 - k}; \text{ DE DONDE:}$$

$$\frac{k}{1 - k} = \frac{nf_c}{f_s}; \quad 1 - k = \frac{k f_s}{n f_c}$$

DESPEJANDO:

$$1 = \frac{k f_s}{n f_c} + k = k \left(\frac{f_s}{n f_c} + 1 \right)$$

Y FINALMENTE, TENEMOS LA SEGUNDA CONSTANTE:

$$k = \frac{1}{1 + f_s/nf_c} \quad \text{CONSTANTE DE RELACIÓN DE ESFUERZOS DEL ACERO - Y CONCRETO.}$$

"J" (COEFICIENTE DEL BRAZO DEL PAR RESISTENTE), ES LA RELACIÓN QUE GUARDA LA DISTANCIA QUE EXISTE ENTRE LAS RESULTANTES DE LOS ESFUERZOS DE COMPRESIÓN Y TENSIÓN, Y LA DISTANCIA DEL PERALTE EFECTIVO DE LA SECCIÓN.

CALCULANDO LA TERCERA CONSTANTE "J"

$$d = \frac{k d}{3} + Jd ; \text{DESPEJANDO}$$

$$d = d (k/3 + J) ; \frac{d}{d} = k/3 + J$$

$$k/3 + J = 1 ; \text{Y } J = 1 - k/3$$

$J = 1 - k/3$ CONSTANTE QUE MULTIPLICADO POR EL PERALTE EFECTIVO NOS DA EL BRAZO DE PALANCA DEL PAR.

1.2.2.- OBTENCION DE LOS ESFUERZOS DEL CONCRETO Y DEL ACERO.

A PARTIR DE LA EXPRESIÓN:

$$\frac{f_c}{f_s} = \frac{k}{n(1-k)} ; \text{TENEMOS QUE:}$$

$$f_c = \frac{f_s k}{n(1-k)} \quad \text{ESFUERZO DEL CONCRETO A COMPRESIÓN EN LA FIBRA-EXTREMA.}$$

$$f_s = \frac{f_c n (1-k)}{k} \quad \text{ESFUERZO DEL ACERO.}$$

1.2.3.- MOMENTO RESISTENTE DEL CONCRETO.

CALCULANDO EL VOLUMEN DEL DIAGRAMA DE ESFUERZOS A COMPRESIÓN, OBTENEMOS LA FUERZA RESULTANTE:

$$C = f_c \times kd \times b/2 = 1/2 f_c kbd$$

EL BRAZO DE PALANCA DEL PAR DE FUERZAS ES FUNCIÓN DEL PERALTE - EFECTIVO DEL ELEMENTO, EXPRESADO COMO "jd", ENTONCES TOMANDO MOMENTOS - CON RESPECTO A LA FUERZA T SE TIENE:

$$M_c = C j d = 1/2 f_c k b d \times j d = 1/2 f_c j k b d^2$$

AGRUPANDO EL TÉRMINO $1/2 f_c j k$ EN UNA CONSTANTE.

$$K = 1/2 f_c j k \quad \text{CONSTANTE DE PROPORCIONALIDAD DEL CONCRETO}$$

TENEMOS, ENTONCES QUE:

$$M_c = K b d^2 \quad \text{MOMENTO RESISTENTE DEL CONCRETO.}$$

1.2.4.- MOMENTO RESISTENTE DEL ACERO DE REFUERZO.

LA FUERZA DE TENSIÓN DEL ACERO ES:

$$T = A_s f_s$$

TOMANDO MOMENTOS CON RESPECTO A LA FUERZA RESULTANTE DE LAS FUERZAS A COMPRESIÓN SE PUEDE DEDUCIR:

$$M_s = T j d = A_s f_s j d \quad \text{DE AHÍ QUE:}$$

$$M_s = A_s f_s j d \quad \text{MOMENTO RESISTENTE DEL ACERO DE REFUERZO.}$$

1.2.5.- OBTENCIÓN DEL ACERO NECESARIO.

POR EQUILIBRIO DE FUERZAS INTERNAS, LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS, DE COMPRESIÓN DEBE SER IGUAL Y DE SENTIDO CONTRARIO A LAS DE TENSIÓN $T = C$

PARA MANTENER EL EQUILIBRIO POR MOMENTOS:

$$M_c = M_s = M \quad \text{EN DONDE:}$$

M_c = MOMENTO RESISTENTE DEL CONCRETO.

M_s = MOMENTO RESISTENTE DEL ACERO DE REFUERZO.

M = MOMENTO ACTUANTE.

ENTONCES EL ACERO NECESARIO PARA CONSERVAR EL EQUILIBRIO INTERNO DE LA SECCIÓN ES: $A_s f_{sJd} = M$, Y

$$A_s = \frac{M}{f_{sJd}} ; \text{ ACERO NECESARIO.}$$

1.2.6.- RESUMEN DE CONSTANTES DE LA TEORIA ELASTICA.

$$1) n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{E_c}$$

$$2) k = \frac{1}{1 + f_s/nf_c}$$

$$3) j = 1 - k/3$$

$$4) K = 1/2 f_{ck} j$$

$$5) M_c = k b d^2$$

$$6) A_s = \frac{M}{f_{sJd}}$$

4).- CONSTANTES PARA DISEÑO.

CONSIDERANDO TRES TIPOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO CALCULAMOS LOS VALORES DE LAS DIFERENTES CONSTANTES, Y LOS REUNIMOS EN LA SIGUIENTE TABLA:

RESUMEN DE CONSTANTES PARA DISEÑO.

f_c	f_c	f_s	n	k	j	K	ν_{ct}	ν_{cz}
(KG/cm^2)	(KG/cm^2)	(KG/cm^2)				(KG/cm^2)	(KG/cm^2)	(KG/cm^2)
150	67.50	2,100	11.43	0.269	0.91	8.262	3.31	6.12
200	90.00	2,100	9.90	0.29	0.90	11.75	3.82	7.07
250	112.50	2,100	8.85	0.321	0.893	16.12	4.269	7.91

FIG. V. 4.

2).- ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL.

EL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL, COMO MEDIDA DE TENSIÓN DIAGONAL EN MIEMBROS DE CONCRETO REFORZADO SE OBTIENE POR:

$$v = V/bd \quad \text{DONDE:}$$

$$v = \text{ESFUERZO CORTANTE (KG}/\text{CM}^2)$$

V = FUERZA CORTANTE ACTUANTE.

b = ANCHO DE LA SECCIÓN.

d = PERALTE EFECTIVO DE LA SECCIÓN.

LA FUERZA CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO ES:

$$V_c = v_c b d \quad \text{DONDE}$$

v_c = ESFUERZO CORTANTE PERMISIBLE QUE RESISTE EL CONCRETO.

LA SEPARACIÓN DE ESTRIBOS COLOCADOS PERPENDICULARMENTE AL REFUERZO LONGITUDINAL ESTA DADO POR LA EXPRESIÓN:

$$s = \frac{a_v f_v d}{V - V_c} ; \text{ EN LA QUE}$$

S = SEPARACIÓN DE ESTRIBOS.

a_v = ÁREA TOTAL DEL ACERO DE REFUERZO EN EL ALMA DE TENSIÓN -
DENTRO DE UNA DISTANCIA S, MEDIDA EN DIRECCIÓN PARALELA -
AL REFUERZO LONGITUDINAL.

f_v = ESFUERZO DE TENSIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL.

d = PERALTE EFECTIVO.

V = CORTANTE ACTUANTE SOBRE LA SECCIÓN.

V_c = CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO.

2.1).- RESTRICCIONES DEL REFUERZO TRANSVERSAL.

2.1.1.- EL REFUERZO ESTARÁ ESPACIADO DE TAL MANERA QUE CUALQUIER LÍNEA -
A 45°, QUE REPRESENTA UNA GRIETA DIAGONAL EN POTENCIA Y QUE SE EXTIENDA -
DESDE EL MEDIO PERALTE $d/2$ DEL MIEMBRO A LAS VARILLAS LONGITUDINALES, SEA
CRUZADO AL MENOS POR UNA LÍNEA DE REFUERZO.

2.1.2.- CUANDO SE REQUIERA REFUERZO POR CORTANTE, EL ÁREA MÍNIMA EN cm^2 ,
SERÁ:

$$A_v = \frac{3,5 \text{ bs}}{F_y}$$

2.1.3.- LA RESISTENCIA A LA FLUENCIA DE DISEÑO DEL REFUERZO PARA CORTAN-
TE NO DEBE EXCEDER DE 4,200 kg/cm^2 .

3).- ACERO POR TEMPERATURA.

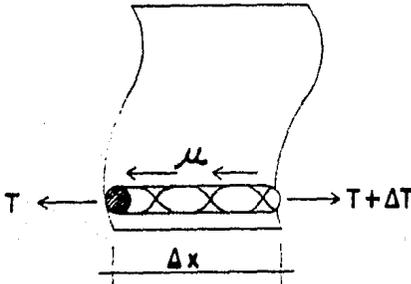
CUANDO LAS ZAPATAS SOLO LLEVAN ACERO DE REFUERZO POR FLEXIÓN EN-
UN SENTIDO, HAY QUE COLOCAR ARMADO POR FRAGUADO Y TEMPERATURA EN UNA CAN-
TIDAD DE 0,2% DEL ÁREA DE CONCRETO, CON UNA SEPARACIÓN MÁXIMA DE 30 CENTÍ-
METROS.

$$A_t = P A_c = 0,002 \text{ bs}$$

TAMBIÉN SI EL ACERO DE REFUERZO POR FLEXIÓN ES MENOS QUE EL DE TEMPERATURA, DEBE EMPLEARSE ESTE ÚLTIMO.

4).- ACERO POR ADHERENCIA.

UNA VEZ DEFINIDO EL ACERO DE REFUERZO POR FLEXIÓN EN LA ZAPATA Y CONOCIENDO EL CORTANTE AL PAÑO DEL PEDESTAL O DE LA COLUMNA ORIGINADO POR UN ÁREA DE REACCIÓN SIMILAR AL CONSIDERADO POR FLEXIÓN COMO SE MUESTRA:



Y SUPONIENDO QUE LOS ESFUERZOS DE ADHERENCIA μ ESTÁN DISTRIBUIDOS UNIFORMEMENTE ENTRE DOS SECCIONES CUALQUIERA PRÓXIMAS ENTRE SÍ, EL EQUILIBRIO DE UNA LONGITUD CORTA DE VARILLA REQUIERE QUE:

$$\Delta T = M \Sigma_0 \Delta x$$

DONDE Σ_0 = SUMA DE DIÁMETROS DE LAS VARILLAS ASÍ MISMO, LA FUERZA T DE TENSIÓN INTERNA DEBE VARIAR EN LA MISMA PROPORCIÓN QUE EL MOMENTO-FLEXIONANTE EXTERNO "M" POR LO TANTO:

$$\Delta M = V \Delta x \text{ EN CONSECUENCIA}$$

$$\Delta T = \frac{\Delta M}{j d}, \text{ IGUALANDO LAS ECUACIONES}$$

$$\mu \Delta x = \frac{V \Delta x}{\Sigma_0 j d}; \text{ DESPEJANDO SE TIENE:}$$

$$\mu = \frac{V}{\sum o \text{ Jd.}} \quad \text{ESFUERZO DE ADHERENCIA ACTUANTE.}$$

EL ESFUERZO DE ADHERENCIA ACTUANTE DEBE SER MENOR O IGUAL AL -
ESFUERZO DE ADHERENCIA PERMISIBLE EN FUNCIÓN DE LA CALIDAD DEL CONCRETO-
Y DE LA VARILLA USADA.

5).- ESFUERZOS PERMISIBLES SEGUN EL ACI-63 PARA LA TEORIA ELASTICA.

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ KG/CM}^2 \quad \text{MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO.}$$

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'_c} \quad \text{MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO.}$$

$$f_c = 0.30 f'_c \quad \text{ESFUERZO PERMISIBLE SOBRE EL ÁREA TOTAL DEL CONCRETO.}$$

$$v_c = 0.27 \sqrt{f'_c} \quad \text{ESFUERZO PERMISIBLE AL CORTANTE-EN TRABES.}$$

$$v_c = 0.50 \sqrt{f'_c} \quad \text{ESFUERZO PERMISIBLE AL CORTANTE - EN LOSAS Y ZAPATAS.}$$

$$F_y = 4,200 \text{ KG/CM}^2 \quad \text{ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO.}$$

$$f_s = 0.5 F_y = 2,100 \text{ KG/CM}^2 \quad \text{ESFUERZO PERMISIBLE DEL ACERO PARA DISEÑO.}$$

$$P_{\text{MIN}} = 0.2\% = 0.002 \quad \text{PORCENTAJE MÍNIMO DE ACERO POR - TEMPERATURA QUE DEBE LLEVAR EL - ÁREA DE CONCRETO.}$$

$$\mu_{\text{ADM}} = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{\phi} \leq 35 \text{ KG/CM}^2 \quad \text{ESFUERZO DE ADHERENCIA PARA VARI- LLAS DEL LECHO INFERIOR.}$$

ϕ = DIÁMETRO DE LA VARILLA A USAR.

V.5.2.- CIMENTACION DE COLUMNAS.

PARA ESTE CASO EN ESPECIAL Y CONSIDERANDO LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL YA REALIZADO SEGUIREMOS TOMANDO EL MARCO DEL EJE - 10 COMO TIPO Y EL CIMIENTO QUE SE OBTENGA SERÁ APLICABLE A TODAS LAS COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA.

1.- ESTUDIO DE LAS CARGAS.

LAS CARGAS QUE SE CONSIDERAN PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DE LAS COLUMNAS SON:

- PESO PROPIO DEL MURO LATERAL.
- PESO PROPIO DE LA TRABE O DALA EN LA CUÁL SE SOPORTA EL MURO
- CARGA VERTICAL Y HORIZONTAL POR EFECTOS DE LA SUPER ESTRUCTURA BAJO LAS SIGUIENTES CONDICIONES:
 - A).- CARGA ESTÁTICA.
 - B).- CARGA ESTÁTICA REDUCIDA + CARGA POR SISMO.
 - C).- CARGA ESTÁTICA REDUCIDA + CARGA DE VIENTO LONGITUDINAL.
 - D).- CARGA ESTÁTICA REDUCIDA + CARGA DE VIENTO TRANSVERSAL.
- PESO PROPIO DEL DADO DE CIMENTACIÓN.
- PESO PROPIO DE LA ZAPATA.
- PESO PROPIO DEL MATERIAL DE RELLENO.

COMO RESULTADO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL SE OBTUVO UNA COLUMNA, PERFIL (IPR 14 x 6 3/4 DE 50.7 KG/M) Y UNA PLACA DE BASE PARA APOYAR ESTA COLUMNA CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS:

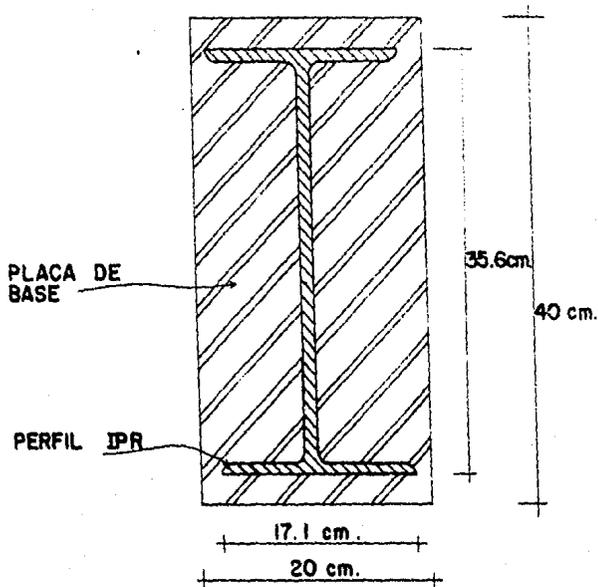


FIG.V.6

PARA QUE SE DISTRIBUYAN DE UNA MANERA UNIFORME LAS PRESIONES PRODUCIDAS POR LAS CARGAS ACTUANTES SOBRE EL TERRENO DE CIMENTACIÓN, SE ANCLARÁ ESTA PLACA DE BASE A UN DADO DE CIMENTACIÓN, QUE DESCANSARÁ SOBRE UNA ZAPATA AISLADA, Y ESTA A SU VEZ SOBRE EL TERRENO.

2.- DISEÑO DEL DADO DE LA CIMENTACION.

PARA EL DISEÑO DE LA SECCIÓN DEL DADO SE PROCEDERÁ COMO SIGUE:

- A) SE DISEÑARÁ LA SECCIÓN, DE TAL MANERA QUE LA PLACA DE BASE, NO TENGA PROBLEMAS PARA ANCLARSE A EL.
- B) SE REVISARÁ BAJO LOS EFECTOS DE LAS CARGAS ACTUANTES, DE TAL MANERA QUE LOS ESFUERZOS NO REBASEN LOS LÍMITES PERMISIBLES.

PARA ANCLAR LA PLACA DE BASE, EL DADO NECESITA UNA SECCIÓN DE -- 50 CMS X 30 CMS, YA QUE EN EL DISEÑO DE LA PLACA SE CONSIDERO QUE CUBRIRÁ EL 100% DEL ÁREA DE CONTACTO Y UNA ALTURA DE 80 CMS., INCLUYENDO LA ZAPATA, DEBIDO A QUE EL ESTRATO RESISTENTE DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN SE ENCUENTRA A ESA PROFUNDIDAD CON RESPECTO AL TERRENO NATURAL.

ENTONCES LA SECCIÓN PROPUESTA DEL DADO QUEDA COMO SIGUE:

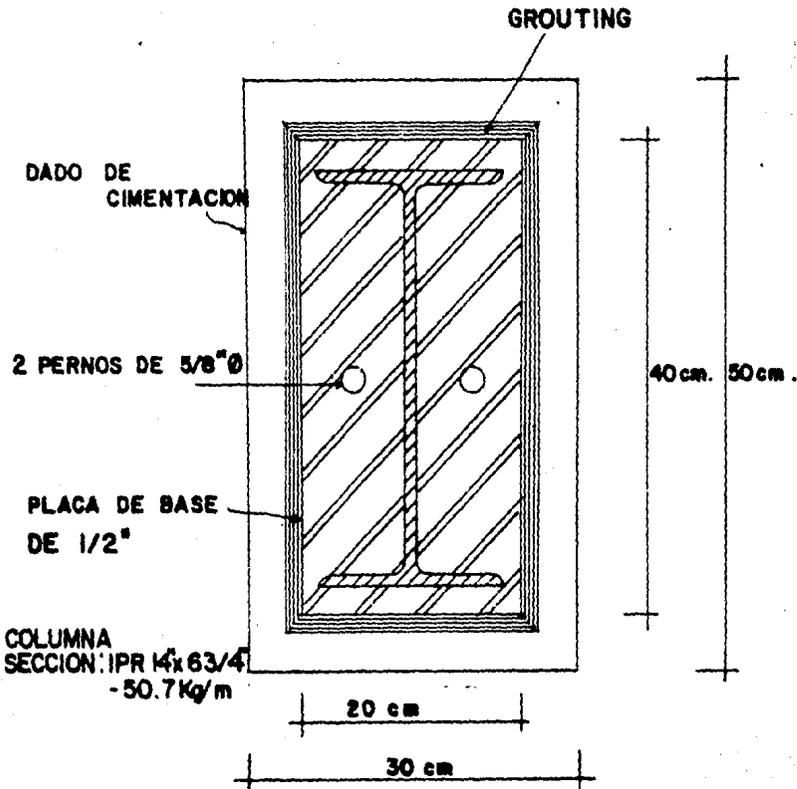
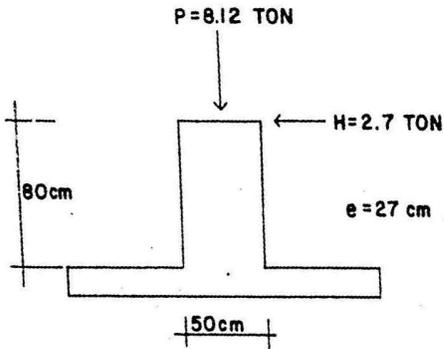


FIG. V. 7 .

DADO DE CIMENTACION

COMO LA SECCIÓN DEL DADO PRÁCTICAMENTE ESTA OBLIGADA A SER DE 50 X 30 CMS., POR LAS CARACTERÍSTICAS PROPIAS DE LA PLACA DE BASE, - - ENTONCES SOLO SE REVISARÁ QUE CUMPLA ESTE CON EL ACERO REQUERIDO POR LAS CARGAS TRANSMITIDAS DE LA COLUMNA.



MOENTO ACTUANTE

$$M = 2.7 \text{ TON.} \times 0.80$$

$$M = 2.16 \text{ TON-M}$$

EXCENTRICIDAD DE LA CARGA

$$e = \frac{M}{P} = \frac{2.16 \text{ TON-M}}{8.12 \text{ TON.}} = 0.27$$

FIG. V. 8

EL DADO SERÁ REVISADO COMO UNA COLUMNA CORTA SUJETA A COMPRESIÓN, DEBIDO A QUE LAS FUERZAS LATERALES SERÁN RESTRINGIDAS POR EL PROPIO TERRENO DE CIMENTACIÓN.

$$\begin{aligned} P &= 0.85 A_g (0.25 f'_c + \rho f_s) = \\ &= 0.85 \times 30 \times 50 (0.25 \times 200 + 0.01 \times 2100) = \\ &= 90,525 \text{ KG} = 90 \text{ TON} \gg 8.12 \text{ TON} \end{aligned}$$

$$A_{S\text{MIN}} = P_{\text{MIN}} \rho_{\text{bd}} = 0.0033 \times 30 \times 50 = 4.95 \text{ CM}^2$$

$$\text{USANDO 4 VARILLAS DE } 1/2''; A_g = 5.08 \text{ CM}^2 > A_{S\text{MIN}} = 4.95 \text{ CM}^2$$

REFUERZO POR TEMPERATURA:

$$A_t = P_{\text{MIN}} \rho_{\text{bd}} = 0.0015 A_c = 0.0015 \times 30 \times 50 = 2.25 \text{ CM}^2$$

USANDO 2 VARILLAS DE $1/2'' = 2.54 \text{ cm}^2 < 5.08 \text{ cm}^2$

NO NECESITA REFUERZO POR TEMPERATURA.

REFUERZO TRANSVERSAL.

RESTRICCIONES (ACI-318-71)

- 1) PARA VARILLAS MENORES DEL No. 10, USAR ESTIBOS DEL No. 3.
- 2) LA SEPARACIÓN DE LA VARILLA SERÁ MENOR DE LOS 3 VALORES SIGUIENTES:

2.1 $S = 16 \emptyset$ (ACERO LONGITUDINAL)

2.2 $S = 48 \emptyset$ (ACERO TRANSVERSAL)

2.3 $S = 30 \text{ CMS.}$

PARA VARILLA DE $1/2''$ $S = 16 \times 1.27 \text{ CMS.} = 20 \text{ CMS.}$

PARA ESTIBOS DE $3/8''$ $S = 48 \times 0.95 \text{ CMS.} = 45 \text{ CMS.}$

$20 \text{ CM.} < 30 \text{ CM.} < 45 \text{ CM.}$; SE ACEPTA USAR VARILLA DE $3/8''$ @ 20 CMS.

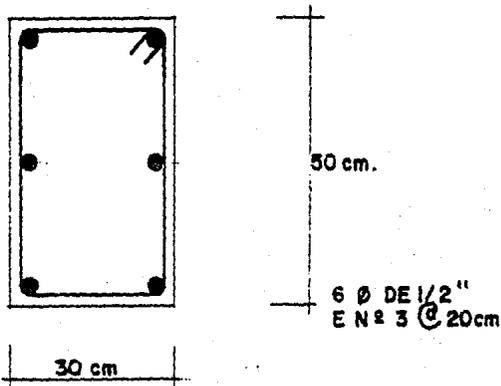


FIG. V.9

3).- DISEÑO DE LA ZAPATA AISLADA.

SE CONSIDERARÁ UNA ZAPATA TIPO PARA TODA LA ESTRUCTURA, LA CUÁL SERÁ REVISADA BAJO LOS EFECTOS PRODUCIDOS POR LAS SIGUIENTES CONDICIONES DE CARGA:

- 1) CARGA ESTÁTICA; $V = 6.92 \text{ TON}$; $H = 1.48 \text{ TON}$,
- 2) CARGA ESTÁTICA REDUCIDA + SISMO; $V = 7.13 \text{ TON}$; $H = 1.22 \text{ TON}$,
- 3) CARGA ESTÁTICA REDUCIDA + VIENTO TRANSVERSAL; $V = 8.12 \text{ TON}$; -
 $H = 2.70 \text{ TON}$.
- 4) CARGA ESTÁTICA REDUCIDA + VIENTO LONGITUDINAL; $V = 6.08 \text{ TON}$; -
 $H = 2.52 \text{ TON}$,

CARGAS ACTUANTES

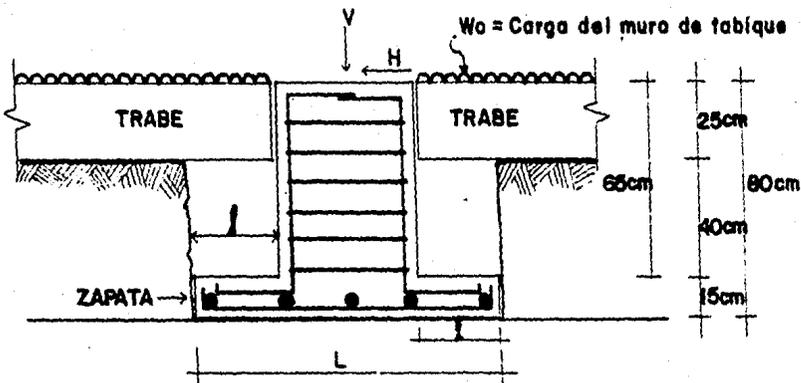


FIG. V.10

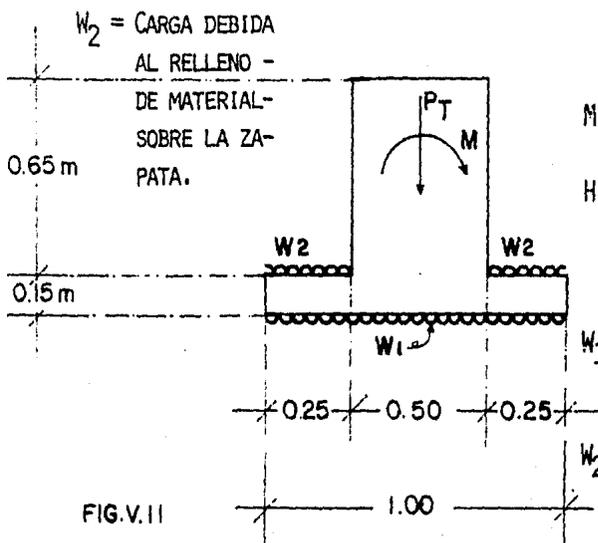


FIG.V.II

P_T = SUMA DE TODAS LAS CARGAS ACTUANTES SOBRE LA ZAPATA, INCLUYENDO EL PESO PROPIO DE ÉSTA.

M = MOMENTO ACTUANTE = $0.80 \times H$

H = CARGA HORIZONTAL, PRODUCIDA POR EFECTOS DE LA SUPERESTRUCTURA.

W_1 = REACCIÓN DEL TERRENO NATURAL.

W_2 = CARGA DEBIDA AL RELLENO DE MATERIAL SOBRE LA ZAPATA.

3.1).- REVISION DE LA PRIMERA CONDICION.

CARGA ESTÁTICA: $V = 6.92$ TON; $H = 1.48$ TON.

SE PROPONE UNA SECCIÓN DE 70 CMS X 100 CMS., EN LA BASE.

3.1.1.- CARGAS SOBRE LA CIMENTACION:

1) CARGA VERTICAL POR EFECTOS DE LA SUPERESTRUCTURA $V = 6.92$ TON.

2) PESO PROPIO DEL MURO DE TABIQUE:

ALTURA DEL MURO: 2.0 M

LONGITUD DEL MURO: 2.5 M

ESPESOR DEL MURO: 0.15 M

PESO ESPECÍFICO DEL MATERIAL: $\gamma M = 1500$ KG/M³

VOLUMEN DEL MURO: $\gamma M V_M = 1.5$ TON/M³ \times 0.75 M³ = 1.13 TON.

3) PESO PROPIO DE LA TRABE

$$\text{SECCIÓN } 20 \times 25 \text{ CM} = 0,2 \times 0,25 = 0,05 \text{ M}^2$$

$$\text{LONGITUD } 2,50 \text{ M} = 0,05 \text{ M}^2 \times 2,5 \text{ M} = 0,13 \text{ M}^3$$

$$\text{PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO} = 2,4 \text{ TON/M}^3$$

$$\text{PESO DE LA TRABE} = 2,4 \text{ TON/M}^3 \times 0,13 \text{ M}^3 = \underline{0,31 \text{ TON.}}$$

4) PESO PROPIO DEL DADO

$$\text{SECCIÓN } 30 \times 50 \text{ CMS.} = 0,30 \times 0,50 = 0,15 \text{ M}^2$$

$$\text{ALTURA DEL DADO} = H = 0,65 \text{ M}$$

$$\text{VOLUMEN DEL MATERIAL} = 0,15 \times 0,65 \text{ M} = 0,098 \text{ M}^3$$

$$\text{PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO} = 2,4 \text{ TON/M}^3$$

$$\text{CARGA DEL DADO} = 2,4 \text{ T/M}^3 \times 0,098 \text{ M}^3 = \underline{0,24 \text{ TON.}}$$

5) PESO DEL RELLENO DE TIERRA.

$$\text{ÁREA DE LA ZAPATA} = 1,00 \times 0,70 = 0,70 \text{ M}^2$$

$$\text{ÁREA DEL DADO} = 0,50 \times 0,30 = 0,15 \text{ M}^2$$

$$\text{ÁREA DEL RELLENO} = 0,70 - 0,15 = 0,55 \text{ M}^2$$

$$\text{ALTURA DEL RELLENO} = 0,40 \text{ M}$$

$$\text{VOLUMEN DEL RELLENO} = 0,55 \text{ M}^2 \times 0,4 \text{ M} = 0,22 \text{ M}^3$$

$$\text{PESO ESPECÍFICO DEL MATERIAL COMÚN} = 1,7 \text{ T/M}^3 = 1700 \text{ KG/M}^3$$

$$\text{CARGA DEL RELLENO} = 1,7 \text{ T/M}^3 \times 0,22 \text{ M}^3 = \underline{0,37 \text{ TON.}}$$

6) PESO PROPIO DE LA ZAPATA.

$$\text{ÁREA} = 1,00 \times 0,70 = 0,70 \text{ M}^2$$

$$\text{PERALTE} = 0,15 \text{ M}$$

$$\text{VOLUMEN} = 0,70 \text{ M}^2 \times 0,15 \text{ M} = 0,11 \text{ M}^3$$

$$\text{PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO} = 2,4 \text{ T/M}^3$$

$$\text{CARGA DE LA ZAPATA} = 2,4 \times 0,11 = \underline{0,26 \text{ TON.}}$$

$$\text{CARGA TOTAL} = \underline{PT} = \underline{9,23 \text{ TON.}}$$

7) MOMENTO DE VOLTEO GENERADO EN LA BASE COMO PRODUCTO DE LA FUERZA HORIZONTAL EN EL APOYO.

$$M = 0,8 \times H = 0,8 \text{ M} \times 1,48 \text{ TON.} = 1,18 \text{ TON-M}$$

LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO DE ACUERDO A ESTUDIOS DEL SUB-SUELO (NO SE INCLUYEN) ES IGUAL A: $q_u = 40 \text{ T/M}^2$.

3.1.2.- ESFUERZOS ACTUANTES SOBRE EL SUELO.

LOS ESFUERZOS EN LA BASE DE LA ZAPATA AL ACTUAR UNA CARGA Y UN MOMENTO, PUEDEN CALCULARSE POR LA FÓRMULA DE LA ESCUADRÍA COMO: - - - -

$\sigma = P/A \pm M/S$; EN DONDE EL ESFUERZO MÁXIMO NO DEBE EXCEDER LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO Y EL MÍNIMO NO DEBE SER MENOR QUE CERO A FIN DE EVITAR LA PRESENCIA DEL TENSIONES EN LA BASE.

A) CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN PROPUESTA.

$$\text{AREA} = A = 1.00 \times 0.70 = 0.70 \text{ M}^2$$

$$\text{MÓDULO DE SECCIÓN: } S = \frac{B L^2}{6} = \frac{0.7 \times 1.00^2}{6} = S = 0.12 \text{ M}^3$$

B) ESFUERZOS AXIALES.

$$\text{- POR CARGA VERTICAL: } \sigma_A = P/A = \frac{9.23 \text{ TON.}}{0.70 \text{ M}^2} = 13.19 \text{ T/M}^2$$

$$\text{- ESFUERZO POR FLEXIÓN: } \sigma_B = \frac{M}{S} = \frac{1.18 \text{ T-M}}{0.12 \text{ M}^3} = 9.83 \text{ T/M}^2$$

C) ESFUERZOS COMBINADOS.

$$\sigma_{\text{MIN}} = \sigma_A - \sigma_B = 13.19 \text{ T/M}^2 - 9.83 \text{ T/M}^2 = 3.36 \text{ T/M}^2$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = \sigma_A + \sigma_B = 13.19 \text{ T/M}^2 + 9.83 \text{ T/M}^2 = 23.02 \text{ T/M}^2$$

DE LO ANTERIOR SE DEDUCE QUE LA SECCIÓN PROPUESTA PUEDE REDUCIRSE POR CAPACIDAD DE CARGA, YA QUE $40 \text{ T/M}^2 > 23.02 \text{ T/M}^2$, SIN EMBARGO EL EFECTO DE LA FLEXIÓN OBLIGA A QUE SE RESPETE ESTÁ SECCIÓN A FIN DE QUE NO SE PRESENTEN TENSIONES EN LA BASE DE LA ZAPATA.

DIAGRAMA DE ESFUERZOS
1ª CONDICION (CARGA ESTATICA)

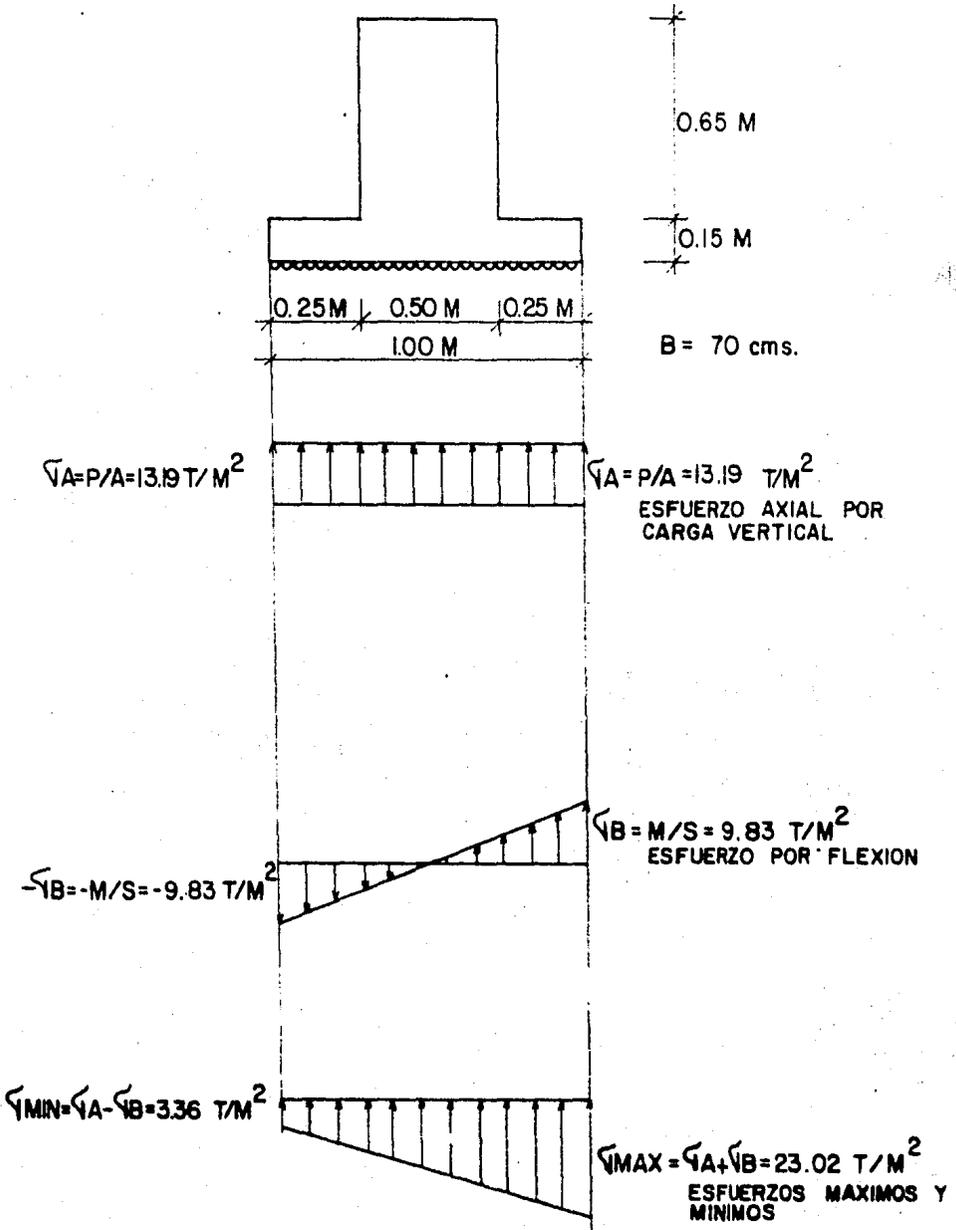


FIG. V.12

3.2.- SEGUNDA CONDICION:

CARGA ESTÁTICA REDUCIDA + CARGA DE SISMO:

$$V = 7.13 \text{ TON}; H = 1.22 \text{ TON.}$$

SE PROPONE LA SECCIÓN 60 X 100 CMS.

3.2.1.- CARGAS SOBRE LA CIMENTACION:

- | | |
|-------------------------------------|-----------|
| 1) CARGA VERTICAL: | 7.13 TON. |
| 2) PESO PROPIO DEL MURO DE TABIQUE: | 1.13 TON. |
| 3) PESO PROPIO DE LA TRABE: | 0.31 TON. |
| 4) PESO PROPIO DEL DADO: | 0.24 TON. |
| 5) PESO DEL RELLENO DE TIERRA: | 0.31 TON. |
| 6) PESO PROPIO DE LA ZAPATA: | 0.22 TON. |

$$\text{CARGA TOTAL: } P_T = 9.34 \text{ TON.}$$

$$\text{MOMENTO DE VOLTEO} = M = 0.8 \times 1.22 \text{ TON} = 0.976 \text{ T.M.}$$

3.2.2.- CARACTERISTICAS DE LA SECCION EN LA BASE

$$A = 0.60 \times 1.0 = 0.6 \text{ M}^2$$

$$S = \frac{BL^2}{6} = \frac{0.6 \times 1^2}{6} = 0.10 \text{ M}^3$$

3.2.3.- ESFUERZOS AXIALES.

$$\text{POR CARGA VERTICAL: } \sigma_A = \frac{P_T}{A} = \frac{9.34 \text{ TON.}}{0.6 \text{ M}^2} = 15.57 \text{ T/M}^2$$

$$\text{POR MOMENTO: } \sigma_B = \frac{M}{S} = \frac{0.976 \text{ TON.}}{0.10} = 9.76 \text{ T/M}^2$$

3.2.4.- ESFUERZOS COMBINADOS.

$$\sigma_{\text{MIN}} = \sigma_A - \sigma_B = 15.57 \text{ T/M}^2 - 9.76 \text{ T/M}^2 = 5.81 \text{ T/M}^2$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = \sigma_A + \sigma_B = 15.57 \text{ T/M}^2 + 9.76 \text{ T/M}^2 = 25.33 \text{ T/M}^2$$

$$\sigma_{\text{MIN}} > 0$$

$$\sigma_{\text{MAX}} < 40 \text{ T/M}^2 \therefore \text{ SE ACEPTA LA SECCIÓN NO HAY TENSIONES EN LA BASE.}$$

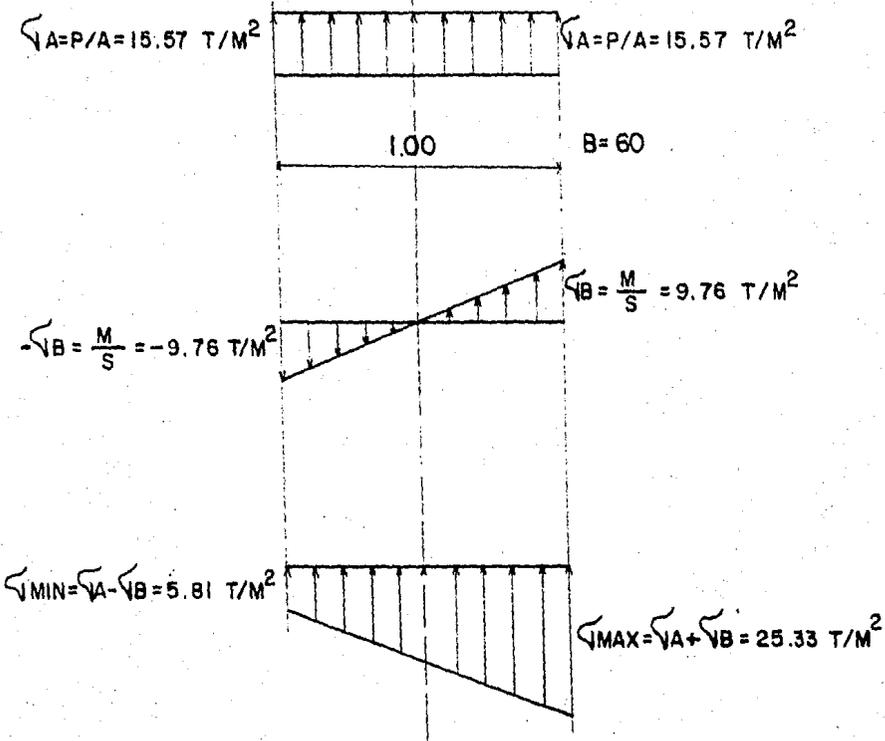


FIG. V.13

3.3.- TERCERA CONDICION:

CARGA ESTÁTICA REDUCIDA + CARGA DE VIENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL

$V = 8.12 \text{ TON}$; $H = 2.7 \text{ TON}$.

SE PROPONE LA SECCIÓN $80 \times 120 \text{ CMS}$.

3.3.1.- CARGAS SOBRE LA CIMENTACION:

1) CARGA VERTICAL	8.12 TON.
2) PESO PROPIO DEL MURO DE TABIQUE:	1.13 TON.
3) PESO PROPIO DE LA TRABE:	0.31 TON.
4) PESO PROPIO DEL DADO:	0.24 TON.
5) PESO DEL RELLENO DE TIERRA:	0.55 TON.
6) PESO PROPIO DE LA ZAPATA:	<u>0.35 TON.</u>
CARGA TOTAL:	$P_T = 10.7 \text{ TON.}$

MOMENTO DE VOLTEO: $M = 0.80 \text{ M} \times 2.7 \text{ TON.} = 2.16 \text{ T.M.}$

3.3.2.- CARACTERISTICAS DE LA SECCION:

$$A = 0.80 \times 1.20 = 0.96 \text{ M}^2$$

$$S = \frac{1}{6} BL^2 = \frac{1}{6} \times 0.8 \times 1.2^2 = 0.192 \text{ M}^3$$

$$S = 0.192 \text{ M}^3$$

3.3.3.- ESFUERZOS AXIALES:

$$\text{POR CARGA VERTICAL: } \sigma_A = P_T/A = 10.7 \text{ TON}/0.96 \text{ M}^2 = 11.15 \text{ T/M}^2$$

$$\text{POR MOMENTO: } \sigma_B = M/S = 2.16 \text{ T-M}/0.192 \text{ M}^3 = 11.25 \text{ T/M}^2$$

3.3.4.- ESFUERZOS COMBINADOS:

$$\sigma_{\text{MIN}} = \sigma_A - \sigma_B = 11.15 \text{ T/M}^2 - 11.25 \text{ T/M}^2 = 0.10 \text{ T/M}^2$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = \sigma_A + \sigma_B = 11.15 \text{ T/M}^2 + 11.25 \text{ T/M}^2 = 22.4 \text{ T/M}^2$$

$$\sigma_{\text{MIN}} = 0$$

$$\sigma_{\text{MAX}} < 40 \text{ T/M}^2$$

SE ACEPTA LA SECCIÓN NO HAY TENSIONES EN LA BASE.

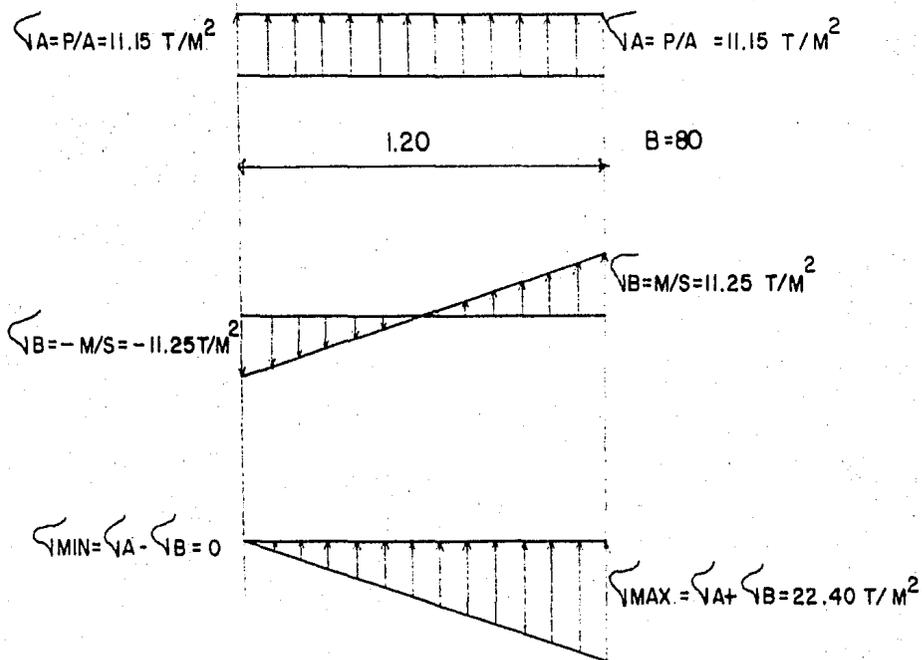


FIG. V.14

3.4.- CUARTA CONDICION:

CARGA ESTÁTICA REDUCIDA + CARGA DE VIENTO EN SENTIDO TRANSVERSAL

V = 6.08 TON; H = 2.52 TON.

SE PROPONE LA SECCIÓN 80 X 130 CMS.

3.4.1.- CARGAS SOBRE LA CIMENTACION.

- | | |
|-------------------------------------|-----------|
| 1) CARGA VERTICAL: | 6.08 TON. |
| 2) PESO PROPIO DEL MURO DE TABIQUE: | 1.13 TON. |
| 3) PESO PROPIO DE LA TRABE: | 0.31 TON. |
| 4) PESO PROPIO DEL DADO: | 0.24 TON. |
| 5) PESO DEL RELLENO DE TIERRA: | 0.61 TON. |
| 6) PESO PROPIO DE LA ZAPATA: | 0.37 TON. |

CARGA TOTAL: $P_T = 8.74 \text{ TON.}$ MOMENTO DE VOLTEO = $0.8 \text{ M} \times 2.52 \text{ TON.} = 2.01 \text{ T-M.}$

3.4.2.- CARACTERISTICAS DE LA SECCION:

$$A = 0.8 \times 1.3 = 1.04 \text{ M}^2$$

$$S = 1/6 BL^2 = 1/6 \times 0.8 \times 1.3^2 = 0.23 \text{ M}^3$$

$$S = 0.23 \text{ M}^3$$

3.4.3.- ESFUERZOS AXIALES:

$$\text{POR CARGA VERTICAL: } \sigma_A = P/A = 8.74 \text{ TON}/1.04 \text{ M}^2 = 8.4 \text{ T/M}^2$$

$$\text{POR MOMENTO: } \sigma_B = M/S = \frac{2.01 \text{ T-M}}{0.23 \text{ M}^3} = 8.74 \text{ TON/M}^2$$

3.4.4.- ESFUERZOS COMBINADOS:

$$\sigma_{\text{MIN}} = \sigma_A - \sigma_B = 8.40 - 8.74 = -0.34 \text{ T/M}^2$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = \sigma_A + \sigma_B = 8.40 + 8.74 = 17.14 \text{ T/M}^2$$

$$\sigma_{\text{MIN}} = -0.34 \text{ T/M}^2$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = 40 \text{ T/M}^2$$

SE ACEPTA LA SECCIÓN, LA TENSIÓN EN LA BASE ES MÍNIMA Y LA CAPACIDAD DE CARGA ES MUCHO MAYOR QUE LA REQUERIDA.

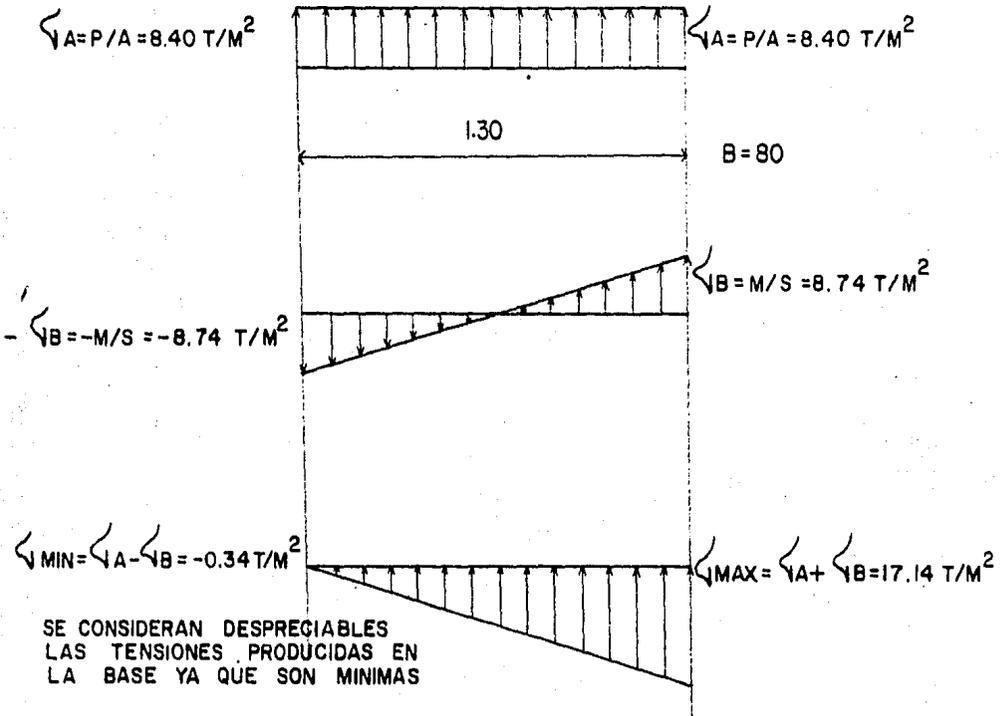


FIG. V.15

RESUMEN DE LOS ESFUERZOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LAS CUATRO CONDICIONES DE CARGAS ACTUANTES.

CONDICIONES	CARGAS DEL DISEÑO	ESFUERZOS	qu	SECCION
CARGA ESTÁTICA	PT=9.23 TON. M = 1.18 T.M.	$\begin{cases} \text{MAX}=23.02 \text{ T/M}^2 \\ \text{MIN}=3.36 \text{ T/M}^2 \end{cases}$	40 T/M ²	70X100 cm.
CARGA ESTÁTICA RED+SISMO	PT = 9.34 TON. M = 2.16 T-M	$\begin{cases} \text{MAX}=25.33 \text{ T/M}^2 \\ \text{MIN} = 0.0 \text{ T/M}^2 \end{cases}$	40 T/M ² 40 T/M ²	60X100 cm.
CARGA ESTÁTICA RED + VIENTO TRANSVERSAL	PT=10.70 TON M = 2.16 T-M	$\begin{cases} \text{MAX}=22.40 \text{ T/M}^2 \\ \text{MIN} = 0.0 \text{ T/M}^2 \end{cases}$	40 T/M ² 40 T/M ²	80X120 cm.
CARGA ESTÁTICA RED + VIENTO LONGITUDINAL	PT=8.74 TON M = 2.01 T-M	$\begin{cases} \text{MAX}=17.14 \text{ T/M}^2 \\ \text{MIN} = 0.34 \text{ T/M}^2 \end{cases}$	40 T/M ²	80X130 cm.

FIG. V.16

DE ACUERDO A LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ANÁLISIS PRELIMINAR SE DEDUCE QUE LA CONDICIÓN MÁS CRÍTICA LA CONSTITUYE LA CUARTA CONDICIÓN, CARGA ESTÁTICA REDUCIDA MAS CARGA DE VIENTO EN SENTIDO LONGITUDINAL, YA QUE ES QUIÉN MÁS SE APROXIMA A TENER TENSIONES EN LA BASE, TAMBIÉN SE OBSERVA QUE LA ZAPATA RIGE POR MOMENTO DE VOLTEO Y NO POR CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE; ENTONCES REVISAREMOS LA ZAPATA BAJO ESTÁ CONDICIÓN, CONSIDERANDO LOS SIGUIENTES EFECTOS:

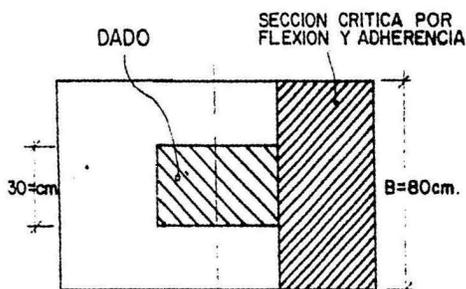
- LA FLEXION.
- EL CORTANTE.
- LA PENETRACION.
- LA ADHERENCIA.

DEFINIDAS LAS DIMENSIONES EN PLANTA DE LA ZAPATA EN BASE A LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO Y VERIFICADA LA INEXISTENCIA DE TENSIONES EN LA BASE, PUEDEN CALCULARSE LOS ESFUERZOS DE REACCIÓN DEL SUELO MISMOS, QUE ACTÚAN SOBRE LA ZAPATA PRODUCIENDO SOBRE ELLA ESFUERZOS DE FLEXIÓN Y CORTANTE CON LOS CUÁLES SE DIMENSIONA EL PERALTE ADECUADO PARA RESISTIR DICHOS EFECTOS, REVISANDO TAMBIÉN LA PENETRACIÓN Y LA ADHERENCIA.

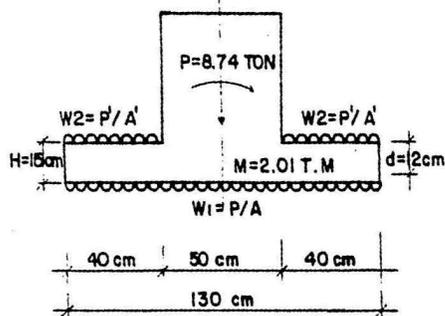
3.5.- REVISION EN EL SENTIDO LARGO DE LA ZAPATA.

3.5.1.- POR FLEXION:

LA ZONA CRÍTICA DE FALLA POR FLEXIÓN ES LA MOSTRADA EN LA FIGURA:



LA SECCIÓN CRÍTICA ESTÁ UBICADA SOBRE EL BORDE DEL PAÑO DE LA COLUMNA O DADO.



SUPONIENDO UN RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE LA VARILLA IGUAL A 3 CMS.
EL PERALTE EFECTIVO:
 $d = h - 3 = 15 - 3 = d = 12 \text{ cms.}$

CARGA DEL RELLENO DE MATERIAL:

$$\gamma_R = W_2 = P/A' = \frac{0.61 \text{ TON.}}{0.89 \text{ M}^2} = 0.69 \text{ T/M}^2$$

$$\gamma_A = W_1 = P/A = \frac{8.74 \text{ TON.}}{1.04 \text{ M}^2} = 8.4 \text{ T/M}^2$$

FIG. V.17

DIAGRAMA DE ESFUERZOS PARA MOMENTO Y CORTANTE

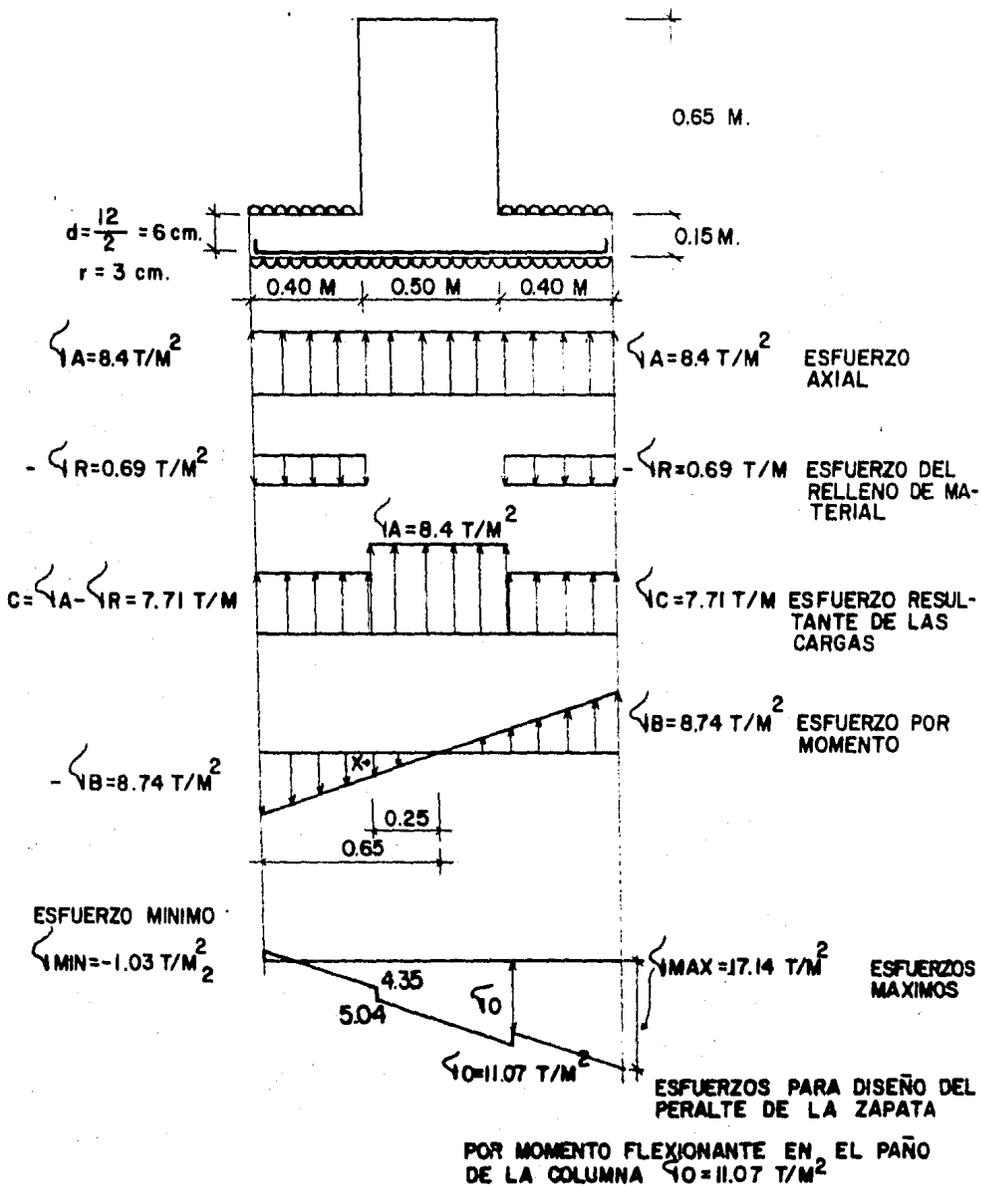
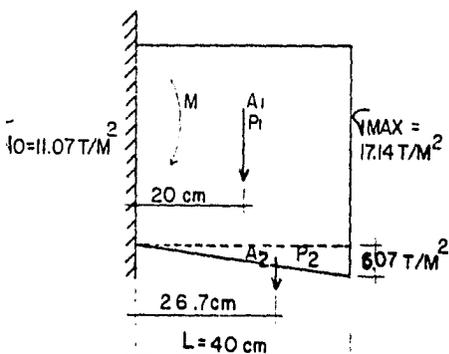


FIG. V.18

CONSIDERANDO QUE LA ZAPATA EN LA SECCIÓN CRÍTICA SE COMPORTA COMO UNA VIGA EN VOLADIZO, SUJETA A UNA CARGA TRAPEZIAL, ENTONCES EL MOMENTO FLEXIONANTE SE OBTENDRÁ COMO:



$$2/3l = 2/3 (40) = 26.7 \text{ cms.}$$

CONSIDERANDO: $B = 80 \text{ cms.}$

$$P_1 = q_0 \times A_1 = 11.07 \times 0.40 \times 0.80 = 3.54 \text{ TON.}$$

$$P_1 = 3.54 \text{ TON.}$$

$$P_2 = \frac{q_{\text{MAX}} - q_0}{2} \times A_2 = \frac{17.14 - 11.07}{2} \times 0.4 \times 0.8$$

$$P_2 = 0.97 \text{ TON.}$$

Y EL MOMENTO FLEXIONANTE ES:

$$M = P_1 \times l/2 + P_2 \times 2/3l = 3.54 \times 0.20 + 0.97 \times 0.267 =$$

$$M = 0.967 \text{ TON-M}$$

USANDO $f'_c = 200 \text{ KG/CM}^2$

$$d = \sqrt{\frac{M}{k_b}} = \sqrt{\frac{0.967 \times 10^5}{11.75 \times 80}} = 10.1 \text{ CMS.}$$

10.1 CMS. < 12; SE ACEPTA $d = 12 \text{ CMS.}$

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO:

$$A_s = \frac{M}{f_{s,d} \times d} = \frac{0.967 \times 10^5}{2100 \times 0.9 \times 12} = 4.26 \text{ CM}^2$$

ACERO POR TEMPERATURA:

$$A_T = 2\% A_g = 0.002 \times 80 \times 12 = 1.92 < 4.31 \text{ CM}^2$$

$$\text{POR LO TANTO: } A_s = 4.26 \text{ CM}^2$$

USANDO VARILLA DE 1/2":

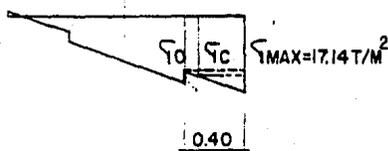
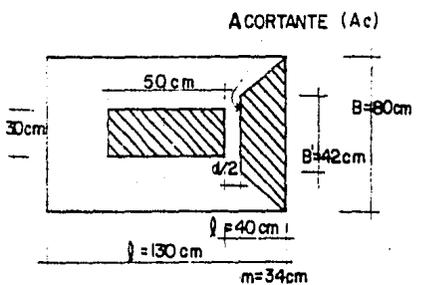
$$S = \frac{a_v}{A_s} \times 100 = \frac{1.27 \times 100}{4.26} = 29.8 \text{ CMS.}$$

USAR VARILLA DE 1/2" @ 29.8 CMS.

FIG. V.19

3.5.2.- REVISION POR CORTANTE:

FIG.V.20



$$\tau_0 = 11.07 T/M^2$$

$$\tau_{MAX} - \tau_0 = 17.14 - 11.07 = 6.07 T/M^2$$

POR TRIANGULOS SEMEJANTES

$$\frac{6.07}{0.40} = \frac{\tau_x}{0.06}$$

$$\tau_x = \frac{6.07 \times 0.06}{0.40} = 0.91 T/M^2$$

$$\tau_c = \tau_0 + \tau_x = 11.07 + 0.91 =$$

$$\tau_c = 11.98 T/M^2$$

LA SECCIÓN CRÍTICA SE ENCUENTRA A UNA DISTANCIA $d/2$ CON RESPECTO AL PAÑO DE LA COLUMNA.

OBTENCIÓN DE LA FUERZA CORTANTE.

DEL DIAGRAMA DE ESFUERZO TENEMOS QUE:

$$V = \left(\frac{\tau_{MAX} + \tau_c}{2} \right) = A_c =$$

$$V = \frac{(17.14 + 11.98) \times (0.42 + 0.8) \times 0.34}{2} =$$

$$V = 3.01 \text{ TON.}$$

Y EL ÁREA RESISTENTE AL CORTE ES:

$$A = B' \times d = 42 \text{ cm.} \times 12 \text{ cms.}$$

$$A = 504 \text{ cm}^2.$$

EL ESFUERZO ACTUANTE ES:

$$v_c = \frac{V}{A_v} = \frac{3010}{504} = 5.98 \text{ KG/CM}^2$$

EL ESFUERZO PERMISIBLE DEL CONCRETO ES:

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'_c} = 0.5 \sqrt{200} = 7.07 \text{ KG/CM}^2$$

SE ACEPTA EL PERALTE:

$$v < v_c; 5.98 < 7.07$$

d = 12 cms. ACEPTABLE.

3.5.3.- REVISION POR PENETRACION:

LA SUPERFICIE CRÍTICA DE FALLA POR PENETRACIÓN SE CONSIDERA LOCALIZADA A MEDIO PERALTE DEL APOYO DE LA ZAPATA, ES DECIR $d/2$ DEL PAÑO DEL PEDESTAL O DE LA COLUMNA EN SU CASO, POR CONSIDERARSE COMO LOSA.

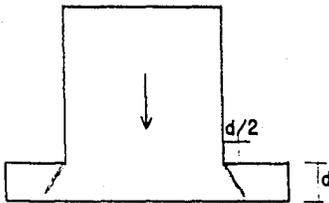
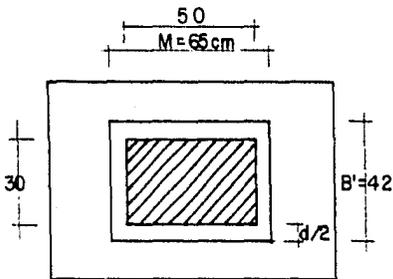


FIG. V.21

EL ESFUERZO DE PENETRACIÓN NO ES MÁS QUE EL ESFUERZO PRODUCIDO POR TENSIÓN-DIAGONAL, POR LO TANTO EL ESFUERZO PERMISIBLE ES:

$$v_{adm} = 0,5 \sqrt{f'_c} = 0,5 \sqrt{200} = 7,07 \text{ KG/CM}^2$$

Y EL ESFUERZO ACTUANTE EN LA SUPERFICIE CRÍTICA DE FALLA ESTA DADO POR:

$$v_A = \frac{P}{A_p}; \text{ DONDE:}$$

P = CARGA AXIAL QUE DESCARGA LA COLUMNA.

A_p = ÁREA DE LA SECCIÓN CRÍTICA DE FALLA POR PENETRACIÓN.

v_A = ESFUERZO ACTUANTE DEL CONCRETO POR TENSIÓN DIAGONAL.

OBTENCION DEL ESFUERZO ACTUANTE:

$$\begin{array}{l} \text{CARGA TOTAL:} \quad P_T = 8,74 \text{ TON.} \\ \text{- CARGA ZAPATA:} \quad \underline{- 0,37 \text{ TON.}} \\ \quad \quad \quad \quad \quad 8,37 \text{ TON.} \end{array}$$

AREA DE PENETRACION:

$$\begin{aligned} A_p &= 2 (42 + 62) \times 12 \text{ CM} = 2496 \text{ CM}^2 \\ v_p &= \frac{P}{A_p} = \frac{8370 \text{ KG}}{2496 \text{ CM}^2} = 3,35 \text{ KG/CM}^2 < v_{ADM} = 7,07 \text{ KG/CM}^2 \end{aligned}$$

SE ACEPTA EL PERALTE POR PENETRACIÓN.

3.5.4.- REVISION POR ADHERENCIA:

UNA VEZ DEFINIDO EL REFUERZO DE LA ZAPATA POR FLEXIÓN Y CONOCIENDO LA FUERZA CORTANTE AL PAÑO DEL PEDESTAL O DE LA COLUMNA ORIGINADO POR UN ÁREA DE REACCIÓN SIMILAR AL CONSIDERADO POR FLEXIÓN: TENEMOS QUE EL ESFUERZO POR ADHERENCIA ACTUANTE ES IGUAL:

$$\mu_a = \frac{V}{\sum o \cdot d}; \text{ EN DONDE}$$

μ_a = ESFUERZO DE ADHERENCIA ACTUANTE EN KG/CM²

V = CORTANTE ORIGINADO POR EL MOMENTO FLEXIONANTE EN KGS.

$\sum o$ = SUMA DE PERÍMETROS DE LAS VARILLAS.

d = PERALTE EFECTIVO.

Y EL ESFUERZO DE ADHERENCIA PERMISIBLE EN FUNCIÓN DE LA CALIDAD DEL CONCRETO Y DEL DIÁMETRO DE LA VARILLA UTILIZADA ES:

$$\mu_p = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{\emptyset} \leq 35 \text{ KG/CM}^2 \text{ PARA VARILLAS EN EL LECHO INFERIOR.}$$

\emptyset = DIÁMETRO DE LA VARILLA.

CALCULO DE ESFUERZO ACTUANTES Y PERMISIBLES:

DEL ANÁLISIS POR FLEXIÓN YA REALIZADO, EL CORTANTE ES IGUAL A: -
V = 3.07 TON.

ESFUERZO ACTUANTE:

$$\mu_a = \frac{V}{\sum o \cdot d}$$

DE ACUERDO AL ACERO LONGITUDINAL UTILIZADO.

VAR DE 1/2" @ 25 CMS.

$$\sum o = \pi \times D \times \text{No. VARILLAS} = \pi \times 1.27 \times \frac{100 \text{ CM}}{25 \text{ CM}} =$$

$$\sum o = 3.1416 \times 1.27 \times 4 \text{ VARILLAS} = 15.96$$

$$\mu_a = \frac{3070 \text{ KG}}{15.96 \times 0.9 \times 12} = \frac{3070 \text{ KG}}{172.37 \text{ CM}^2} = 17.81 \text{ CM}^2$$

Y EL ESFUERZO PERMISIBLE ES IGUAL A:

$$= \frac{3.2 \sqrt{200}}{1.27} = 35.63 > 35 \therefore \mu_p = 35 \text{ KG/CM}^2$$

COMO $\mu_a < \mu_p$; $17.81 \text{ KG/CM}^2 < 35 \text{ KG/CM}^2$; SE ACEPTA EL PERALTE POR ADHERENCIA.

3.5.5.- REVISION DE LA ZAPATA EN SENTIDO CORTO.

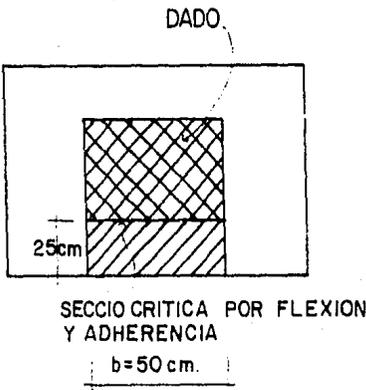


FIG. V.22

COMO EL VIENTO PRODUCE UN EFECTO REVER SIBLE SOBRE LA ZAPATA, ENTONCES EL ESFUERZO DE DISEÑO QUE SE CONSIDERA ES IGUAL A:

$$q_0 = 11.76 \text{ T/M}^2$$

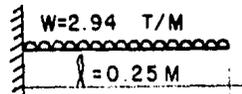
CALCULO DEL MOMENTO FLEXIONANTE:

SE ANALIZARÁ LA ZAPATA, COMO UNA VIGA-EN CANTILIVER CON CARGA UNIFORMEMENTE-DISTRIBUIDA IGUAL A:

$$P = q_0 \times A_c = 11.76 \text{ T/M}^2 \times 0.5 \times 0.25 = 1.47 \text{ TON.}$$

$$W = 1.47 \text{ TON}/0.5 \text{ M} = 2.94 \text{ T/M}$$

$$W = 2.94 \text{ T/M}$$



MOMENTO FLEXIONANTE:

$$M = \frac{WL^2}{2} = \frac{2.94 \times 0.25^2}{2}$$

$$M = 0.092 \text{ T.M.}$$

CORTANTE:

$$V = WL = 2.94 \times 0.25 = 0.74 \text{ TON.}$$

COMO LOS EFECTOS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS EN EL SENTIDO CORTO SON MENOS CRÍTICOS QUE EN EL SENTIDO LARGO, YA NO ES NECESARIO REVISAR EL PERALTE EFECTIVO. DE AHÍ SOLO PROCEDEREMOS A CALCULAR EL ACERO NECESARIO Y REVISAR SU ESFUERZO POR ADHERENCIA.

ACERO NECESARIO PARA $d = 12$ CMS.

$$A_s = \frac{M}{f_{sJd}} = \frac{0.092 \times 10^5}{2100 \times 0.9 \times 12} = 0.40 \text{ CM}^2$$

CALCULO DEL ACERO POR TEMPERATURA.

$$A_T = 0.2\% A_g = 0.002 \times b'd = 0.002 \times 50 \times 12 = 1.2 \text{ CM}^2$$

COMO $A_T > A_S$; ENTONCES SE TOMA

$$A_T = 1.2 \text{ CM}^2$$

USANDO VARILLA DE 3/8"

$$S = \frac{A_V}{A_s} \times 100 = \frac{0.71}{1.2} \times 100 = 59 \text{ CMS.}$$

USAR VARILLA DE 3/8" @ 30 CMS.

REVISION POR ADHERENCIA.

$$\mu_s = 3.1416 \times 0.95 \times \frac{130}{30} = 12.94$$

$$\mu_a = \frac{V}{\Sigma Jd} = \frac{740 \text{ KGS.}}{12.94 \times 0.9 \times 12} = 5.29 < 35 \therefore \text{ SE ACEPTA.}$$

DETALLE DE LA CIMENTACION.

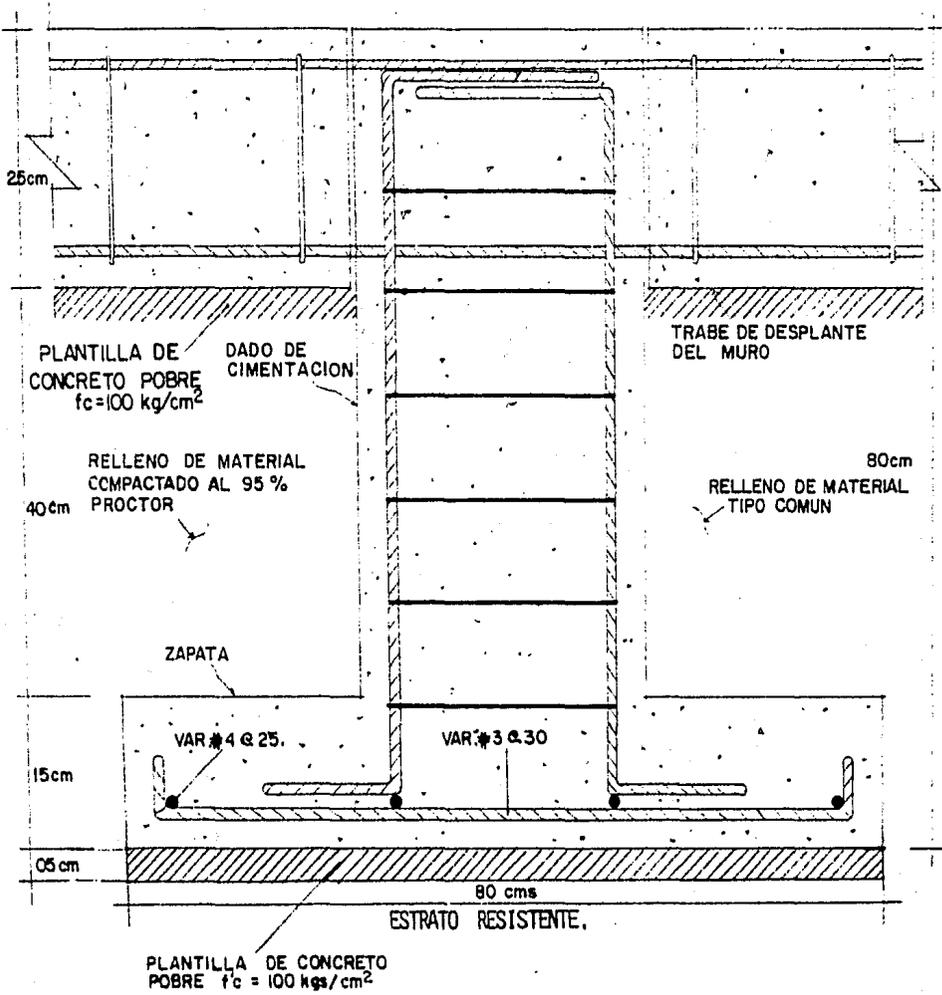


FIG. V.23

CAPITULO IV.

C O N C L U S I O N E S

EL SATISFACER LOS REQUERIMIENTOS ARQUITECTÓNICOS ASÍ COMO LOS INGENIERILES, SON CASOS COMUNES EN NUESTRO DESARROLLO PROFESIONAL, ASÍ PUES, LO EXPUESTO EN EL PRESENTE TRABAJO, ESTÁ ENFOCADO A TAL OBJETIVO, COMO SE PUEDE OBSERVAR EN EL CONTEXTO DEL MISMO, YA QUE LA SOLUCIÓN PROPUESTA, NO ES LA MÁS ECONÓMICA DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA INGENIERÍA CIVIL, SIENDO POSIBLE DETERMINAR OTRAS SOLUCIONES QUE SATISFAGAN LAS SOLICITACIONES A LAS QUE LA ESTRUCTURA ESTARÁ EXPUESTA, SIN EMBARGO, POR NECESIDADES ARQUITECTÓNICAS NO FUERON CONSIDERADAS EN EL DISEÑO, COMO FUÉ EL CASO DE LAS COLUMNAS DE LOS MARCOS CUYA ESCUADRÍA REBASA EN DEMASÍA, EN VIRTUD DE QUE FUERON LOS ELEMENTOS INCLINADOS DEL PÓRTICO LOS QUE DETERMINARON LAS DIMENSIONES MÍNIMAS CON LAS QUE DEBERÁ DE CONSTRUIRSE TODO EL MARCO, INCLUYENDO A LOS ELEMENTOS SECUNDARIOS SOBREPUESTOS A LAS COLUMNAS CUYA ÚNICA FINALIDAD ES DE ESTÉTICA.

ES IMPORTANTE HACER NOTAR, QUE EN EL DESARROLLO DE ÉSTE TRABAJO, HUBO CONSIDERACIONES BASADAS EN LA PRÁCTICA QUE INCIDIERON EN LA TOMA DE DECISIÓN PARA LA APLICACIÓN DE LAS TEORÍAS UTILIZADAS, SIENDO LAS DE MAYOR TRASCENDENCIA LAS SIGUIENTES:

- EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL FUÉ REALIZADO ÚNICAMENTE SOBRE UN MARCO, PARA LO QUE FUÉ CONSIDERADO EL SEGUNDO DEL EXTREMO MÁS ALTO, COMO EL MÁS DESFAVORABLE, PROCEDRIENDO A QUE EL DISEÑO DEL MISMO FUERA TIPO PARA TODOS LOS DEMÁS CAMBIANDO ÚNICAMENTE SUS LONGITUDES.
- EN EL ANÁLISIS POR VIENTO FUERON DESPRECIADAS LAS PRESIONES INTERIORES, DEBIDO A QUE EL PORCENTAJE DE ABERTURAS QUE PROPORCIONA EL ACCESO PRINCIPAL ES MÍNIMO, PUES NO FUERON CONSIDERADAS COMO ABERTURAS LAS VENTANAS DE LOS MUROS LONGITUDINALES.
- EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL FUÉ REALIZADO UTILIZANDO LAS AYUDAS DE DISEÑO, YA QUE UNO DE LOS OBJETIVOS DE ÉSTE TRABAJO DE TESIS, ES EL DE PROPORCIONAR UNA GUÍA PRÁCTICA Y RÁPIDA DE DISEÑO, COMO RESULTA SER EN EL DESARROLLO PROFESIONAL.
- EN EL DISEÑO DE CONEXIONES, SOLAMENTE UNA DE ELLAS REQUIRIÓ DE PROFUNDI-

ZAR EL DESARROLLO TÉCNICO YA QUE EL RESTO DE LAS MISMAS, SU DISEÑO FUÉ BASADO EN LA DEDUCCIÓN LÓGICA Y PRÁCTICA DE QUE ÚNICAMENTE ES NECESARIO TRANSMITIR MEDIANTE EL NUDO, LOS ELEMENTOS MECÁNICOS A LOS QUE ESTÁN SUJETOS LOS DOS MIEMBROS CUYA ESCUADRÍA ES IGUAL.

- EN LO QUE SE REFIERE A LA CIMENTACIÓN, ÚNICAMENTE SE DESARROLLÓ EL DISEÑO DE LAS ZAPATAS QUE SOPORTAN LOS MARCOS, YA QUE LA CIMENTACIÓN DEL MURO LONGITUDINAL ASÍ COMO DE LOS FRONTALES, SE REDUCEN A LAS DIMENSIONES MÍNIMAS POR ESPECIFICACIÓN.
- LOS MARCOS EN PÓRTICO FUERON CONSIDERADOS ARTICULADOS PARA EFECTOS DE NO TRANSMITIR MOMENTOS A LA CIMENTACIÓN.

FINALMENTE, EN LO EXPUESTO EN ÉSTE TRABAJO Y AL SER ANALIZADAS LAS DIFERENTES CONDICIONES A LAS QUE PUEDE ESTAR O ESTARÁ SUJETA LA ESTRUCTURA SE OBSERVA QUE LA MÁS DESFAVORABLE O LA DE MAYORES EFECTOS, ES LA CONDICIÓN SUJETA AL VIENTO, LO ANTERIOR DEBIDO A LA ALTURA O ESBELTEZ EN CONJUNTO DE LA ESTRUCTURA Y A LO LIGERO, ASÍ COMO A LA LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA EN LO QUE SERÁ ERIGIDA LA MISMA.

POR ÚLTIMO, PARA EL DISEÑO DE LAS CONEXIONES Y LA COLOCACIÓN DE LA TECHUMBRE FUÉ NECESARIO CONSIDERAR EL PROCESO CONSTRUCTIVO, DEBIDO A LAS DIFICULTADES QUE ESTE IMPLICA.

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

- * REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.D.F.
- * MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA C.F.E.
- * MANUAL AHMSA CONSTRUCCIONES DE ACERO
ALTOS HORNOS DE MÉXICO, S.A.
- * DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.
JACK C. McCORMAC.
- * DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.
BRESLER, LIN Y SCALZI.
- * DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.
WILLIAMS Y HARRIS.
- * MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION
AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.
- * MECÁNICA DE SUELOS.
JUÁREZ BADILLO Y RICO RODRÍGUEZ.
- * REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO
(ACI 318-77)
- * DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMIENTOS.
TOMLINSON M.J.
- * PÓRTICOS Y ARCOS.
LEONTOVICH, VALERIAN.