

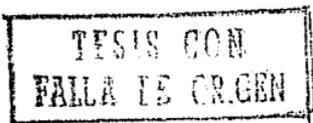
870115

Universidad Autónoma de Guadalajara

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

5  
2e

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



*[Handwritten signature]*  
CALCULO DE LA ESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA DE UN GIMNASIO

**TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

**JOSE ANTONIO JUAN CARLOS CASTELLO CAZARES**

GUADALAJARA, JAL.

MAYO 1990



## **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 N D I C E

	# de Hoja
CAPITULO I.- <u>INTRODUCCION.</u>	1
CAPITULO II.- <u>ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO.</u>	
2.1.- Introducción.	2
2.2.- Material de Cubierta.	2
2.3.- Tipo de Estructura.	3
CAPITULO III.- <u>ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS.</u>	
3.1.- Introducción.	6
3.2.- Resultados del Estudio de Mecánica de Suelos	6
CAPITULO IV.- <u>ANALISIS DE CARGAS.</u>	
4.1.- Combinaciones de Cargas.	16
4.2.- Análisis de la Carga Muerta.	17
4.3.- Análisis de la Carga Viva.	18
4.4.- Análisis de Fuerzas debidas al Viento.	18
4.5.- Análisis de Fuerzas debidas al Sismo.	22
CAPITULO V.- <u>ANALISIS ESTRUCTURAL.</u>	
5.1.- Introducción.	27
5.2.- El Método de la Distribución de Momentos para el Análisis del Marco Transversal.	29
5.3.- Análisis Estructural del Marco Transversal Tipo para la Combinación A-1: CARGA MUERTA + CARGA VIVA.	40
5.4.- Análisis Estructural del Marco Transversal Tipo para la Combinación A-3: CARGA MUERTA + CARGA VIVA + SISMO DIRECCION TRANSVERSAL.	57
5.5.- El Método de Kani para el Análisis del Marco Longitudinal Tipo.	65
5.6.- Análisis Estructural del Marco Longitudinal Bajo la Acción del Sismo Dirección Longitudinal.	66

<b>CAPITULO VI.- <u>DISEÑO GENERAL DE LA ESTRUCTURA.</u></b>	
6.1.- Introducción.	72
6.2.- Diseño del Larguero Tipo.	72
6.3.- Diseño de la Columna Tipo.	79
6.4.- Diseño de la Trabe Tipo.	87
6.5.- Diseño del Contraviento Longitudinal Tipo.	94
6.6.- Diseño de Aliesadores y Conexiones en el Marco.	97
6.7.- Diseño de la Viga en Voladizo.	112
6.8.- Diseño de la Placa de Base de la Columna.	115
<b>CAPITULO VII.- <u>CALCULO DE LA CIMENTACION.</u></b>	
7.1.- Introducción.	123
7.2.- Criterio para Seleccionar el Tipo de Cimentación.	123
7.3.- Capacidad de Carga Ultima del Suelo.	129
7.4.- Diseño de la Trabe de Liga Tipo.	132
7.5.- Diseño del Dado Tipo.	136
7.6.- Diseño de la Zapata Aislada Tipo.	145
7.7.- Diseño de la Zapata Corrida Tipo.	155
<b>CAPITULO VIII.- <u>PLANOS.</u></b>	159
<b>CAPITULO IX.- <u>CONCLUSIONES.</u></b>	160
<b><u>BIBLIOGRAFIA.</u></b>	162

CAPITULO I.- INTRODUCCION.

A TRAVES DE LOS AÑOS, SE HA CONSIDERADO QUE LA INGENIERIA CIVIL ES, A LA -- VEZ, UN ARTE Y UNA CIENCIA. ES ARTE EN TANTO QUE REQUIERE EL USO DEL JUICIO Y LA EXPERIENCIA, Y ES CIENCIA EN CUANTO ESE JUICIO ES MODERADO POR LOS RESULTADOS DE TEORIAS E INVESTIGACIONES.

DOS DE LOS CAMPOS DE LA INGENIERIA CIVIL QUE DURANTE MI CARRERA ME PARECIE-- RON INTERESANTES, FUERON EL ANALISIS Y EL DISEÑO ESTRUCTURAL. POR LO ANTE-- RIOR, EN EL PRESENTE TRABAJO SE PRESENTA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL - DE UN MARCO RIGIDO DE ACERO DE SECCION TRANSVERSAL VARIABLE, ADEMAS DE PRE-- SENTAR EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS DEL TERRENO EN DONDE SE CONSTRUIRA-- LA ESTRUCTURA, EL ANALISIS DE LAS ACCIONES QUE PUDIERAN AFECTAR A LA ESTRUC-- TURA EN UN MOMENTO DADO Y EL DISEÑO DE LA CIMENTACION. COMO SE COMENTARA EN EL CAPITULO 5, EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MARCO CON LAS CARACTERISTICAS DA-- DADAS, REPRESENTA UN PROBLEMA PARTICULAR, YA QUE SE TRATA DE UNA ESTRUCTURA - INDETERMINADA.

EL MARCO RIGIDO ES UNA ESTRUCTURA FLEXIBLE QUE TIENE LA CARACTERISTICA DE - QUE LAS JUNTAS ENTRE SUS ELEMENTOS TRANSMITEN MOMENTOS, FUERZAS AXIALES Y - FUERZAS CORTANTES, ES DECIR, QUE DICHS ELEMENTOS ESTAN RIGIDAMENTE CONECTA-- DOS ENTRE SI PARA IMPEDIR LA ROTACION RELATIVA DE ELLOS CUANDO SE APLIQUEN-- CARGAS. LOS MARCOS RIGIDOS SE UTILIZAN EN EDIFICIOS QUE REQUIERAN GRANDES - AREAS SIN OBSTRUCCIONES CAUSADAS POR COLUMNAS INTERMEDIAS. ALGUNAS VENTAJAS DE LOS MARCOS RIGIDOS SON SU ATRACTIVA APARTENCIA, ECONOMIA, AHORRO EN ALTU-- RA LIBRE Y PRACTICAMENTE NO TIENEN UNA LIMITACION EN EL CLARO, HABIENDOSE - CONSTRUIDO MARCOS DE MAS DE 60 METROS DE CLARO. DEBIDO A LAS ANTERIORES VEN-- TAJAS, EL EMPLEO DE LOS MARCOS RIGIDOS HA IDO EN AUMENTO, Y MARCA UNA NUEVA ETAPA. EN LA INGENIERIA ESTRUCTURAL. ADEMAS DE ANALIZAR AL VIENTO Y AL SISMO EN EL PLANO DEL MARCO, SE DEBEN DE ANALIZAR EN EL SENTIDO LONGITUDINAL DEL-- SISTEMA ESTRUCTURAL, DISEÑANDO LOS CONTRAVIENTOS NECESARIOS. LOS MARCOS RI-- GIDOS SON MAS ECONOMICOS CUANDO SON DE SECCION VARIABLE, ESPECIALMENTE PARA CLAROS GRANDES (SE BUSCA QUE DISMINUYA EL MOMENTO FLEXIONANTE EN EL CENTRO-- DE LA TRABE, AUMENTANDO EL MOMENTO FLEXIONANTE EN EL ACODAMIENTO).

## CAPITULO II.- ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO.

### 2.1.- INTRODUCCION.

LAS ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO, JUNTO CON LOS PLANOS, PROPORCIONAN A LOS FABRICANTES, CONSTRUCTORES Y SUPERVISORES, INFORMACION REFERENTE A LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR UTILIZAR, EN CUANTO A MATERIALES, FORMAS, PROPORCIONES Y DISPOSICION DE LOS MISMOS, ETC., ADEMAS DE PROPORCIONAR TODOS LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS POR EL PROPIETARIO Y POR LOS DISEÑADORES (INGENIEROS Y/O ARQUITECTOS) PARA LA ESTRUCTURA TERMINADA.

EN EL PRESENTE PROYECTO, SE REQUIERE DISEÑAR UN EDIFICIO DE UN PISO, CUYAS AREAS QUE INTEGRAN EL CONJUNTO ARQUITECTONICO SON: UNA CANCHA DE BASKET-BOL CON TRIBUNAS, UN GIMNASIO, TRES CANCHAS DE SQUASH, UN SALON PARA JUEGOS DE MESA Y UNA AREA PARA SERVICIOS SANITARIOS. LA DISTRIBUCION ARQUITECTONICA DE DICHAS AREAS SE PRESENTA EN EL PLANO No. 1 (CAPITULO 8). EL EDIFICIO SE CONSTRUIRA EN UN CLUB DEPORTIVO DE LA CIUDAD DE POZA RICA, VERACRUZ, DENOMINADO "DEPORTIVO PETROLERO, A. C.". LAS DIMENSIONES DEL PROYECTO, EN PLANTA, SON 78 METROS DE LARGO Y 28 METROS DE ANCHO (2184 m<sup>2</sup>).

COMO SE PUEDE OBSERVAR EN LA PLANTA ARQUITECTONICA, UNO DE LOS REQUISITOS ARQUITECTONICOS ES QUE SE REQUIERE DISEÑAR UNA ESTRUCTURA QUE SOPORTE EL MATERIAL DE CUBIERTA QUE TENGA UN CLARO UNICO DE 28.00 METROS (ENTRE EJES DE COLUMNAS). TAMBIEN SE TIENE EL REQUISITO DE QUE LA ALTURA LIBRE DE LAS COLUMNAS DEBE SER DE 8.00 METROS, POR LO MENOS, DESDE EL NIVEL DE PISO TERMINADO.

### 2.2.- MATERIAL DE CUBIERTA.

LOS TIPOS DE CUBIERTA QUE MAS SE UTILIZAN EN CONSTRUCCIONES CON CARACTERISTICAS COMO LAS DE NUESTRO PROYECTO, SON: LAS LAMINAS METALICAS, LAS LAMINAS DE ASBESTO-CEMENTO ESTRUCTURALES Y LAS LOSAS PREFABRICADAS DE CONCRETO REFORZADAS CON ACERO PRETENSADO O NO. EN LA SELECCION DEL TIPO DE MATERIAL DE LA CUBIERTA, SE DEBEN DE CONSIDERAR EL COSTO DEL SUMINISTRO Y COLOCACION DEL MATERIAL, RESISTENCIA, PESO, AISLAMIENTO, ACUSTICA, APARIENCIA INFERIOR Y EL COSTO DEL MANTENIMIENTO POSTERIOR A LA COLOCACION.

EN NUESTRO CASO, SE EMPLEARAN LOSAS PREFABRICADAS "SIPOREX", LAS CUALES SE PROPORCIONAN EN PIEZAS DE 50 cm DE ANCHO Y DE DIFERENTES LONGITUDES Y ESPESORES. LAS LOSAS ESTAN REFORZADAS CON PARRILLAS DE ACERO CUYAS CARACTERISTICAS DEPENDEN DE LAS CARGAS Y LOS CLAROS. LAS LOSAS TIENEN LAS SIGUIENTES VENTAJAS: LIGEREZA ( $650 \text{ kg/m}^3$ ), AISLAMIENTO TERMICO Y AISLAMIENTO DEL RUIDO DE LLUVIA ADECUADOS A LAS NECESIDADES DEL PROYECTO, SELLO PERFECTO QUE NO PERMITE LA ENTRADA DE AGUA, POLVO Y AIRE, RAPIDA COLOCACION, INCOMBUSTIBILIDAD, ACABADO APARENTE, LIMPIEZA DE OBRA, FACILIDAD PARA HACER TODO TIPO DE INSTALACIONES, UN BAJO COSTO DE MANTENIMIENTO Y ECONOMIA DIRECTA E INDIRECTA, DADOS LOS AHORROS EN PESO Y TIEMPO. EL ARMADO ESTA PROTEGIDO CON UNA CAPA DE ANTICORROSIVO. LAS LOSAS TIENEN UNA RANURA PARA SU "JUNTEO" CON MORTERO 1:3 DE CEMENTO Y ARENA, ALOJANDO EN ELLA LAS VARILLAS DE ANCLAJE Y LAS VARILLAS DE CONTINUIDAD. LAS LOSAS SE DEBERAN DE FIJAR A LOS LARGUEROS MEDIANTE ALGUN SISTEMA DE ANCLAJE ADECUADO. EN EL PLANO No. 3 (CAPITULO 8), SE MUESTRA EL DETALLE DEL ANCLAJE DE LAS LOSAS CON LOS LARGUEROS. DESPUES DE LA COLOCACION DE LAS LOSAS, SE DEBERAN DE IMPERMEABILIZAR.

EL FABRICANTE PROPORCIONA UNA TABLA CON LA QUE SE ENCUENTRA LA LONGITUD MAXIMA A LA QUE PUEDE SEPARARSE LOS APOYOS DE LAS LOSAS, PARA DIFERENTES ESPESORES DE LAS MISMAS Y DIFERENTES VALORES DE LA SOBRECARGA UTIL. ESTA TABLA SE REALIZO AL DISEÑAR LAS LOSAS COMO VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS, CON UNA RESISTENCIA A LA COMPRESION DEBIDA A LA FLEXION ENTRE  $25$  Y  $30 \text{ kg/cm}^2$  Y CONSIDERANDO UNA FLECHA MAXIMA DE  $1/360$  DEL CLARO. CONSIDERANDO UN PESO DE  $60 \text{ kg/m}^2$  PARA LA CARGA VIVA Y UN PESO DE  $20 \text{ kg/m}^2$  PARA EL IMPERMEABILIZANTE, SE TIENE UNA SOBRECARGA UTIL DE  $80 \text{ kg/m}^2$ . PARA UNA SOBRECARGA UTIL DE  $100 \text{ kg/m}^2$  Y CONSIDERANDO LOSAS DE 10 cm DE ESPESOR, DE LA TABLA SE ENCUENTRA QUE LA SEPARACION DE LOS LARGUEROS NO DEBE DE EXCEDER DE 325 cm. EL PESO DE LAS LOSAS DE 10 cm DE ESPESOR ES DE  $65 \text{ kg/m}^2$ .

### 2.3.- TIPO DE ESTRUCTURA.

AL SELECCIONAR EL TIPO DE ESTRUCTURA SE DEBEN DE TOMAR EN CUENTA EL PESO DE LA CUBIERTA, CLARO REQUERIDO Y LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS QUE PRESENTA CADA TIPO DE ESTRUCTURA. LA SELECCION DE LA ESTRUCTURA DEPENDERA DEL PROYECTO ARQUITECTONICO, Y SE RECOMIENDA QUE EN LA MISMA HAYA SIMETRIA EN RIGIDEZES, MATERIALES Y TIPOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, CON EL FIN DE REDUCIR LOS E-

PECTOS DE TORSION DEBIDOS A ASIMETRIA. TAMBIEN SE RECOMIENDA QUE LAS ESTRUCTURAS CUENTEN CON UNA CIERTA UNIFORMIDAD EN LOS CLAROS ADYACENTES. LOS TIPOS DE ESTRUCTURAS QUE MAS SE UTILIZAN PARA CUBRIR CLAROS COMO EL DEL PROYECTO EN CONSIDERACION, SON: LOS MARCOS RIGIDOS, LAS ARMADURAS, LOS ARCOS, LAS TRABES DE ALMA LLENA, LAS VIGAS DE ACERO LAMINADAS REFORZADAS CON CUBREPLACAS Y LOS SISTEMAS SUSPENDIDOS.

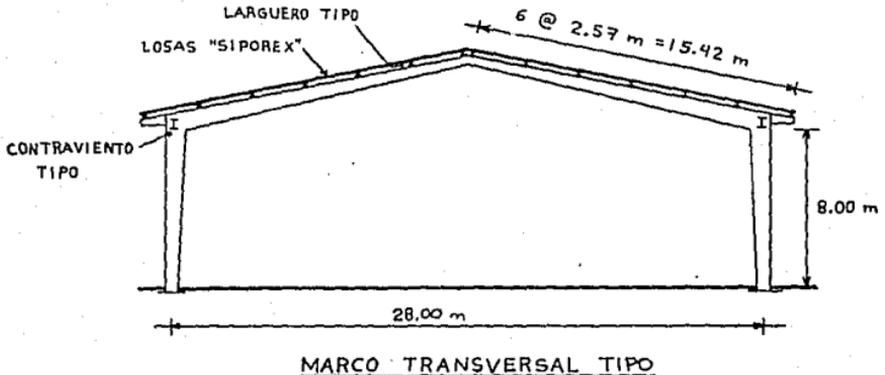
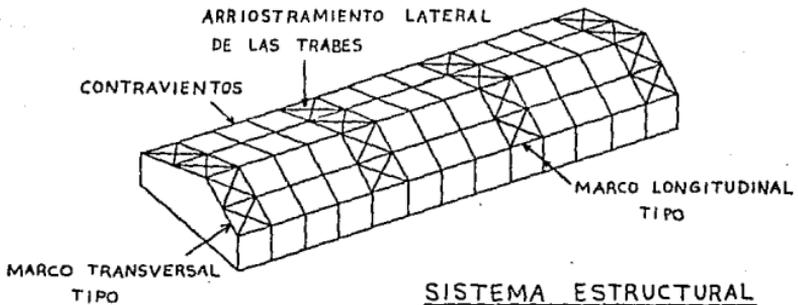
EN NUESTRO PROYECTO, SE UTILIZARAN MARCOS RIGIDOS DE ACERO DE UN CLARO UNICO DE 28.00 METROS, COLOCADOS EN EL PLANO TRANSVERSAL DE LA CONSTRUCCION. LAS COLUMNAS Y LAS TRABES DE LOS MARCOS SE FABRICARAN CON PLACA DE ACERO ESTRUCTURAL A-36, FORMANDO UNA SECCION "I", Y SE FABRICARAN CON PERALTE VARIABLE, YA QUE ESTOS MARCOS RESULTAN MAS ECONOMICOS CUANDO LOS CLAROS SON GRANDES. LOS APOYOS DE LOS MARCOS SE CONSIDERARAN EMPOTRADOS. LA CUBIERTA DE LOS MARCOS SERA A DOS AGUAS, TENIENDO CADA TRABE UNA PENDIENTE DEL 20 %.

CON EL OBJETO DE QUE LA ESTRUCTURA EN CONJUNTO RESISTA LAS FUERZAS LATERALES DEBIDAS AL VIENTO Y AL SISMO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL DE LA CONSTRUCCION, SE DEBERAN DE DISEÑAR LOS CONTRAVIENTOS QUE ESTARAN COLOCADOS EN EL SENTIDO LONGITUDINAL DE LA CONSTRUCCION. ADEMAS, SE DEBERA DE PROPORCIONAR A LAS TRABES UN ARRIOSTRAMIENTO ADECUADO, PARA EVITAR EL PANDEO LATERAL DE LAS MISMAS. DEBIDO A QUE LA DIMENSION LONGITUDINAL DEL PROYECTO, EN PLANTA, ES DE 78.00 METROS, SE COLOCARAN 14 MARCOS RIGIDOS TIPO, TENIENDO 13 CLAROS DE 6.00 METROS; LA SEPARACION DE LOS MARCOS ES RAZONABLE.

SE HA ELEGIDO ESTE TIPO DE ESTRUCTURA DEBIDO A QUE PRESENTA LAS SIGUIENTES VENTAJAS: APARIENCIA ATRACTIVA: ECONOMIA, DEBIDO A LA RAPIDEZ Y SENCILLEZ EN EL MONTAJE Y DEBIDO AL EMPLEO DE LA SOLDADURA; NO SE TIENE LA NECESIDAD DE UNA ARRIOSTRAMIENTO EXCESIVO Y SE OBTIENE UN AHORRO EN ALTURA LIBRE. EL TIPO DE CIMENTACION SE ELIGIRA DESPUES DE CONOCER LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS (CAPITULO 3), DEBIENDO SER EL MAS ADECUADO.

LOS MUROS EXTERIORES DE LA CONSTRUCCION TENDRAN LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS. DESDE EL NIVEL DE PISO TERMINADO HASTA UNA ALTURA DE 3.70 METROS SOBRE EL MISMO, EL MURO SERA A BASE DE PIEZAS MACIZAS DE TABIQUE RECOCIDO DE 14 cm DE ESPESOR, UTILIZANDO PIEZAS DE 7 x 14 x 28 cm. EL MURO TENDRA UN ACABADO APARENTE EN SU CARA AL EXTERIOR. PARA FINES DE DISEÑO, SE CONSIDERARA UN PESO DE 1600 kg/m<sup>3</sup> PARA ESTE TIPO DE MURO. SOBRE EL MURO DE TABIQUE Y HASTA

LLEGAR AL NIVEL INFERIOR DE LAS LOSAS DE CUBIERTA, EL MURO SERA A BASE DE -  
PIEZAS DE CELOSIA DE CONCRETO Y MARMOL, DE LA COMPANIA "BLOQUES Y CELOSIAS,  
S. A.", UTILIZANDO LAS PIEZAS No. 116 DEL CATALOGO DE PRODUCTOS DE DICHA --  
COMPANIA. CADA PIEZA TIENE UN PESO DE 6.8 kg Y SE TIENEN 11.3 pzas/m<sup>2</sup> DE MU  
RO. TANTO LOS MUROS DE TABIQUE COMO LOS DE CELOSIA, DEBERAN DE ESTAR REFOR-  
ZADOS CON DALAS DE REPARTICION, CERRAMIENTOS Y CASTILLOS DE CONCRETO REFOR-  
ZADO, PARA RIGIDIZARLOS Y AYUDAR AL MURO EN CONJUNTO A TRABAJAR EN CASO DE-  
SISMOS, PRESIONES DE VIENTO O ASENTAMIENTOS, EVITANDO LA APARICION DE GRIE-  
TAS.



### CAPITULO III.- ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS.

#### 3.1.- INTRODUCCION.

AL CONSTRUIR UNA ESTRUCTURA, SE ALTERA EL ESTADO DE EQUILIBRIO DEL TERRENO, AL SOMETERLO A CARGAS GRANDES EN UN PERIODO DE TIEMPO MUY CORTO. SEGUN EL TIPO DE SUELO Y LA MAGNITUD DE LA PRESION APLICADA, EL TERRENO SE DEFORMARA EN MAYOR O MENOR GRADO (ASENTAMIENTO), PERO SI LA PRESION APLICADA SOBREPASA LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO, LA CIMENTACION SE HUNDIRA BRUSCAMENTE EN EL MISMO (HUNDIMIENTO).

EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONSISTE EN OBTENER MUESTRAS REPRESENTATIVAS DEL SUBSUELO A DIFERENTES PROFUNDIDADES Y REALIZARLES VARIAS PRUEBAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO, CUYOS RESULTADOS SE ANALIZARAN. CON LO ANTERIOR SE CONOCERAN LAS PROPIEDADES ESTRATIGRAFICAS, FISICAS Y MECANICAS DEL SUBSUELO A DIFERENTES PROFUNDIDADES CON EL OBJETO DE ESTIMAR SU COMPORTAMIENTO DURANTE Y DESPUES DE LA CONSTRUCCION. OTROS PROPOSITOS DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS SON: RECOMENDAR EL TIPO MAS ADECUADO DE CIMENTACION Y SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO; DEFINIR CUAL DEBE SER EL MATERIAL SOBRE EL QUE LA CIMENTACION SE DESPLANTARA, LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA MISMA Y LA PRESION ADMISIBLE DEL SUELO DE DESPLANTE, ADOPTANDO UN FACTOR DE SEGURIDAD ADECUADO CONTRA UNA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA, ADEMAS DE QUE LOS ASENTAMIENTOS DEL TERRENO SEAN ADMISIBLES. EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS DEBE SER CONVENIENTE Y ADECUADO EN CADA CASO, ADAPTANDOSE A LAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO NATURAL O ESTABILIZADO, AL TIPO O IMPORTANCIA DE LA OBRA Y A LA MAGNITUD DE LAS CARGAS APLICADAS.

#### 3.2.- RESULTADOS DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

LA EXPLORACION DEL SUBSUELO EMPIEZA AL REALIZAR UNA EXPLORACION PRELIMINAR DEL SUBSUELO QUE, EN NUESTRO CASO, CONSISTIO EN VISITAR EL LUGAR EN DONDE SE CONSTRUIRA LA ESTRUCTURA EN PROYECTO, OBSERVANDO QUE EL TERRENO SE ENCUENTRA UBICADO EN UNA ZONA PLANA, EN LA QUE SE ENCUENTRA EL CLUB DEPORTIVO. SE OBSERVO QUE EL TERRENO SUPERFICIAL ESTA FORMADO POR ARCILLA ARENOSA. SE ENCONTRO QUE EXISTE UNA CONSTRUCCION CERCANA CON CARACTERISTICAS SEMEJANTES A LAS DE LA ESTRUCTURA EN PROYECTO; SE HA INVESTIGADO QUE DICHA CONSTRUCCION NO PRESENTA PROBLEMAS RELATIVOS A HUNDIMIENTOS, ASENTAMIENTOS PER-

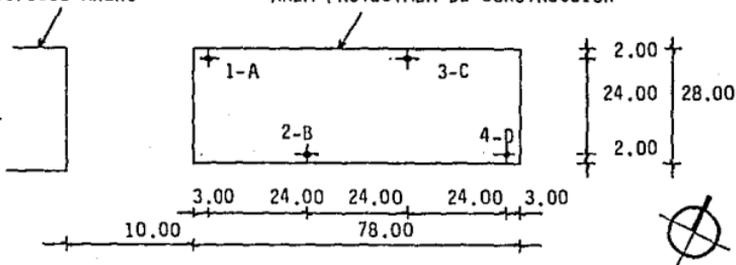
JUDICIALES, AGRIETAMIENTOS, ETC. AL REVISAR EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUE--  
LOS REALIZADO EN DICHO LUGAR, SE ENCONTRO QUE EL SUBSUELO ESTA FORMADO POR--  
UN ESTRATO UNIFORME DE ARCILLA, HASTA LA PROFUNDIDAD EXPLORADA DE 10 ME--  
TROS.

SEGUN LA INFORMACION OBTENIDA EN ESTA ETAPA PRELIMINAR, ADEMAS DE CONSIDE--  
RAR LA IMPORTANCIA DE LA OBRA Y LA MAGNITUD DE LAS CARGAS APLICADAS, SE HA--  
DECIDIDO REALIZAR EL SIGUIENTE PROGRAMA DE EXPLORACION. SE REALIZARAN CUA--  
TRO SONDEOS MEDIANTE UNA MAQUINA DE PERFORACION CON BARRENA ROTATORIA, LA -  
CUAL UTILIZA UNA BROCA QUE, AL GIRAR RAPIDAMENTE, AFLOJA EL MATERIAL EN EL-  
FONDO DEL SONDEO. LA PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS SERA DE 11 METROS. LAS MUES-  
TRAS INALTERADAS SE OBTENDRAN MEDIANTE TUBOS DE PARED DELGADA, QUE SE ENRO-  
SARAN EN LA BARRENA ROTATORIA AL QUITAR LA BROCA. LOS TUBOS DE PARED DELGA-  
DA SON UNOS MUESTREADORES DE ACERO, DE FORMA TUBULAR, SIN COSTURAS, DE UN -  
DIAMETRO NO MENOR DE 5 cm Y DE UNA LONGITUD NO MENOR DE 60 cm; EL EXTREMO -  
INFERIOR DEL TUBO SE AFILA Y SE DOBLA LIGERAMENTE HACIA ADENTRO PARA FORMAR  
LA CUCHILLA; AL EXTREMO SUPERIOR SE LE HACE UNA ROSCA PARA CONECTARLO A LAS  
BARRAS DE PERFORACION. LAS PROPIEDADES QUE SE DETERMINARAN, MEDIANTE LAS --  
PRUEBAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO, SON:

- DESCRIPCION Y CLASIFICACION EN CAMPO, VISUAL Y MEDIANTE PRUEBAS DE CAMPO.
- IDENTIFICACION DE ESTRUCTURA, COLOR, TEXTURA Y EXISTENCIA O NO DE MATERIA ORGANICA.
- LIMITES DE CONSISTENCIA.
- CLASIFICACION DE MUESTRAS DE SUELOS SEGUN EL "SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS".
- CONTENIDO NATURAL DE AGUA.
- PESO VOLUMETRICO NATURAL.
- RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE.
- COMPRESIBILIDAD (PRUEBAS DE CONSOLIDACION).
- EXPANSIBILIDAD (PRUEBAS DE SATURACION BAJO CARGA).

EDIFICIO ANEXO

AREA PROYECTADA DE CONSTRUCCION



LOCALIZACION DE LOS SONDEOS

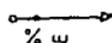
	0 - 1 m	1 - 3 m	3-11 m
DESCRIPCION Y CLASIFICACION EN CAMPO	ARCILLA ARENOSA C/GRAVA	ARCILLA UNIFORME	ARCILLA UNIFORME
COLOR	GRIS VERDOSA Y CAFE AMARILLENTO.	GRIS VERDOSA Y CAFE AMARILLENTO	GRIS VERDOSA Y CAFE AMARILLENTO
TEXTURA	ARENOSA	SUAVE	SUAVE
COMPOSICION MINERALOGICA	CARBONATO DE CALCIO	CARBONATO DE CALCIO	CARBONATO DE CALCIO
ESTRUCTURA	- - -	DISPERSA	DISPERSA
ESTIMACION EN CAMPO DE LA CONSISTENCIA	BLANDA	MEDIA	FIRME A MUY FIRME
ESTIMACION DE MATERIA ORGANICA	NULA	NULA	NULA

CARACTERISTICAS FISICAS DEL SUBSUELO

RESULTADOS DEL SONDEO 1-A

PROF. m	COLUMNA ESTRATI- GRAFICA	CLASIFI- CACION SUCS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA (%) Y LIMITES DE ATTERBERG (%)						PESO VO- LUMETRICO NATURAL (TON/M <sup>3</sup> )	RESISTEN- CIA A LA COMPRESION SIMPLE (TON/M <sup>2</sup> )
			10	20	30	40	50	60		
			%							
0									1.72	
1										
2		CH	14	0				54	1.78	13
3		CH		27	0			52		16
4		CH		26	0			55	1.86	23
5		CL	19	0				48		29
6									1.95	
7		CH		23	0			55		32
8		CH		27	0			58	1.93	37
9		CL		20	0			47		
10										38
11	CH		23	0			52			

(LIMITE PLASTICO)



(LIMITE LIQUIDO)

% w



ARCILLA



ARENA



GRAVA



LIMO



MATERIA  
ORGANICA

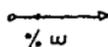


RELLENO

RESULTADOS DEL SONDEO 2-B

PROF. m	COLUMNA ESTRATI- GRAFICA	CLASIFI- CACION SUCS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA (%) Y LIMITES DE ATTERBERG (%)						PESO VO- LUMETRICO NATURAL (TON/M <sup>3</sup> )	RESISTEN- CIA A LA COMPRESION SIMPLE (TON/M <sup>2</sup> )
			10	20	30	40	50	60		
0										
1		CH	17.0	→				51	1.67	
2		CH	22.0	→				56		17
		CL	19.0	→				48	1.81	20
3		CH	22.0	→				52		27
4		CH	25.0	→				56	1.90	
5		CH	26.0	→				60	1.87	38
6		CH	25.0	→				53	1.95	35
7		CL	22.0	→				48		
8		CL	26.0	→				46	2.03	45
9		CL	23.0	→				43		

(LIMITE PLASTICO)



(LIMITE LIQUIDO)



RESULTADOS DEL SONDEO 3-C

PROF. m	COLUMNA ESTRATI- GRAFICA	CLASIFI- CACION SUCS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA (%) Y LIMITES DE ATTERBERG (%)						PESO VO- LUMETRICO NATURAL (TON/M <sup>3</sup> )	RESISTEN- CIA A LA COMPRESION SIMPLE (TON/M <sup>2</sup> )
			10	20	30	40	50	60		
0										
1		CH	18	0				52	1.75	13
2		CH	21	0				55	1.81	19
3		CL	0	22				49		18
4		CH	19	0				53	2.00	24
5		CH	22	0				51		29
6		CH	27	0				58	1.88	40
7		CH	29	0				56		
8		CH	26	0				60	1.94	36
9										
10			CL	21	0			49		48
11		CL	18	0			45			

(LIMITE PLASTICO) (LIMITE LIQUIDO)  
% W

ARCILLA

ARENA

GRAVA

LIMO

MATERIA  
ORGANICA

RELLENO

RESULTADOS DEL SONDEO 4-D

PROF. m	COLUMNA ESTRATI- GRAFICA	CLASIFI- CACION SUCS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA (%) Y LIMITES DE ATTERBERG (%)						PESO VO- LUMETRICO NATURAL (TON/M <sup>3</sup> )	RESISTEN- CIA A LA COMPRESION SIMPL.(TON/M <sup>2</sup> )	
			10	20	30	40	50	60			
0											
1		CL	13					48	1.72	15	
2		CH		20				53		19	
3		CH		24				51	1.85	27	
4		CH		28				56		28	
5		CH		23				53	1.91	34	
6		CH			26			56		37	
7		CH			28			59	2.05		
8		CH			26			51		33	
9		CH									
10		CL		21				48	1.87	41	
11		CL		23				46			

(LIMITE PLASTICO)  (LIMITE LIQUIDO)  
%w

  
ARCILLA

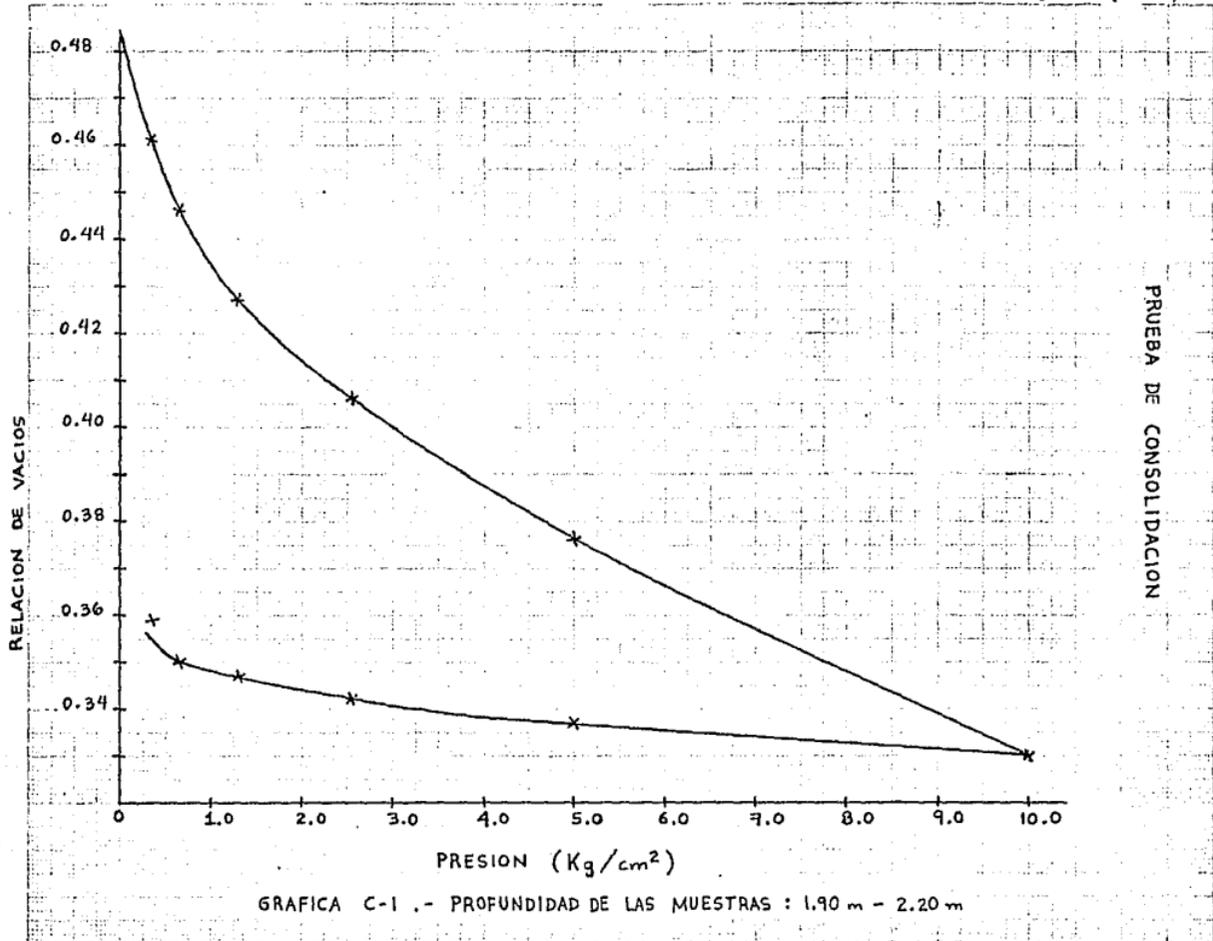
  
ARENA

  
GRAVA

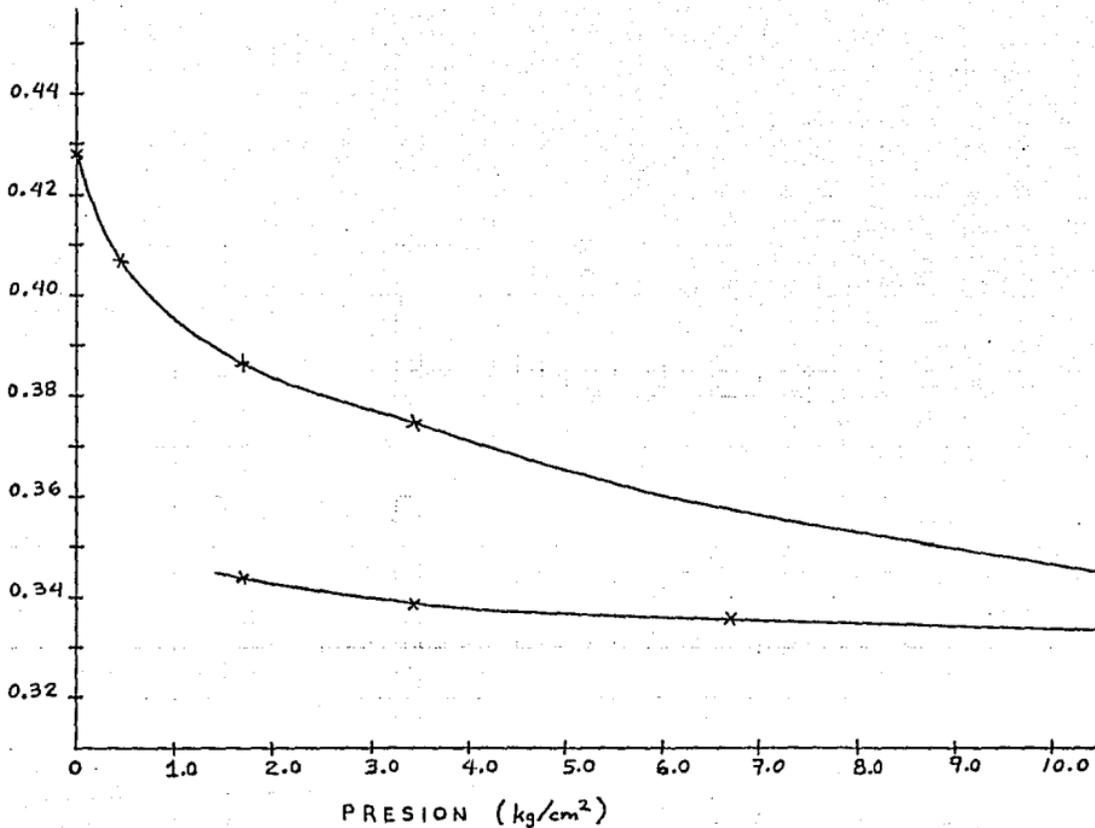
  
LIMO

  
MATERIA  
ORGANICA

  
RELLENO



RELACION DE VACIOS



GRAFICA C-2 .- PROFUNDIDAD DE LAS MUESTRAS : 2.90 m - 3.20 m

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE EXPANSION BAJO CARGA  
EN MUESTRAS SOMETIDAS A UNA PRESION DE 10 ton/m<sup>2</sup>

PROFUNDIDAD DE LAS MUESTRAS ( m )	PORCENTAJE DE EXPANSION EN LAS MUESTRAS BAJO SATURACION	SONDEO AL QUE PERTENECEN LAS MUESTRAS	GRADO DE EXPANSION
0.70	6,4 %	2-B	ALTO
1.20	5,0 %	3-C	ALTO
1.70	3,3 %	2-B	MEDIO
2.20	2,3 %	1-A	MEDIO
2.70	1,7 %	4-D	MEDIO
3.20	0,3 %	3-C	BAJO

OBSERVACIONES. EL SUBSUELO ES UN DEPOSITO NATURAL FORMADO A BASE DE UN ESTRATO UNIFORME DE ARCILLA NORMALMENTE CONSOLIDADA, HASTA LA PROFUNDIDAD EXPLORADA DE 11.00 METROS, Y NO PRESENTA PROBLEMAS ESPECIFICOS O COMPLEJOS-QUE OBLIGUEN A DISEÑAR ALGUN TIPO DE CIMENTACION ESPECIFICO. DESDE LA SUPERFICIE DEL TERRENO HASTA LOS PRIMEROS METROS DE PROFUNDIDAD, EL SUBSUELO PRESENTA UNA COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIBILIDAD ELEVADAS, LAS CUALES SON LAS CARACTERISTICAS PROPIAS DE LAS ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS, DEBIENDO SE DE DETERMINAR LA PROFUNDIDAD EN LA QUE EL SUBSUELO TENGA UNA COMPRESIBILIDAD Y UNA EXPANSIBILIDAD MODERADAS. EL NIVEL DE LAS AGUAS FREATICAS SE ENCONTRO A UNA PROFUNDIDAD PROMEDIO DE 7,40 METROS.

CAPITULO IV.- ANALISIS DE CARGAS.

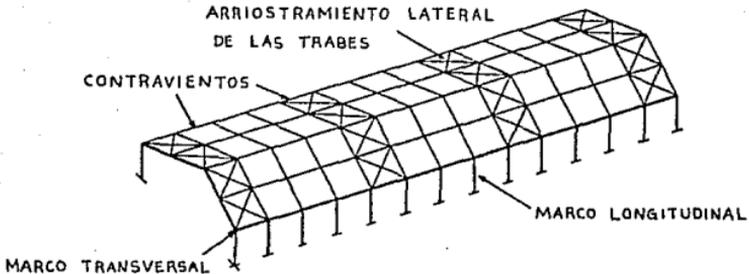
4.1.- COMBINACIONES DE CARGAS.

AL DISEÑAR UNA ESTRUCTURA SE DEBE DEFINIR CUALES ACCIONES PUEDEN AFECTARLA EN UN MOMENTO DADO, REPRESENTANDOLAS, PARA FINES DE DISEÑO, POR MEDIO DE -- CARGAS Y DEFORMACIONES, CUYOS EFECTOS SOBRE LA ESTRUCTURA SE SUPONEN EQUIVA LENTES A LOS DE LAS ACCIONES REALES. LAS ACCIONES NO OBRAN EN FORMA AISLADA SOBRE LA ESTRUCTURA, SINO QUE PUEDEN ACTUAR EN COMBINACION. LAS ACCIONES SO BRE LA ESTRUCTURA EN PROYECTO QUE SE HABRAN DE ANALIZAR SON: CARGA MUERTA, - CARGA VIVA, VIENTO, SISMO, ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES Y CAMBIOS DE TEMPERA TURA.

SEGUN EL PARRAFO 2.6.2.1 DEL CAPITULO C.1.2 DEL MANUAL DE DISEÑO DE LA COMI SION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, LOS EFECTOS EN LA ESTRUCTURA DEBIDOS A LOS A- SENTAMIENTOS DIFERENCIALES SE PODRAN DESPRECIAR CUANDO NO SE EXCEDAN LOS VA LORES PERMISIBLES DADOS EN LA TABLA 1.6 DEL MANUAL. SEGUN DICHA TABLA, EL - ASENTAMIENTO DIFERENCIAL PERMISIBLE PARA MARCOS DE ACERO ES 0.006 L, EN DON DE "L" ES LA DISTANCIA ENTRE COLUMNAS; EN NUESTRO CASO, EL ASENTAMIENTO DI- FERENCIAL PERMISIBLE ES:  $0.006 \times 2800 \text{ cm} = 16.8 \text{ cm}$ . EN NUESTRO CASO, AL DI- SEÑAR LA CIMENTACION DE MANERA QUE LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES NO EXCE- DAN A LOS PERMISIBLES, DICHS EFECTOS SE DESPRECIARAN. SEGUN EL PARRAFO --- 2.6.2.2 DEL MISMO CAPITULO DEL MANUAL, LOS EFECTOS EN LA ESTRUCTURA DEBIDOS A LOS CAMBIOS DE TEMPERATURA SE PODRAN DESPRECIAR EN ESTRUCTURAS DE ACERO - CUYAS DIMENSIONES NO EXCEDAN DE 45 METROS; POR LO ANTERIOR, DICHS EFECTOS- EN LA ESTRUCTURA EN PROYECTO SE DESPRECIARAN.

EL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL PROYECTO CONSISTE EN UNA RETICULA ORTOGONAL EN - TRES DIRECCIONES. PARA FACILITAR EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL, EL SISTE MA PUEDE IDEALIZARSE AL SUPONERSE FORMADO POR MARCOS PLANOS EN DOS DIRECCIO NES, EN EL SENTIDO TRANSVERSAL Y EN EL SENTIDO LONGITUDINAL DE LA ESTRUCTU RA REAL, CON LO QUE SE ESTARA DESPRECIANDO EL ESTADO REAL TRIDIMENSIONAL. - POR LO ANTERIOR, SE TENDRAN 14 MARCOS TRANSVERSALES TIPO (MARCOS CON CUBIER TAS A DOS AGUAS Y UN SOLO CLARO, EN EL SENTIDO TRANSVERSAL DE LA CONSTRUC-- CION) Y 2 MARCOS LONGITUDINALES TIPO (MARCOS FORMADOS POR LAS COLUMNAS DE - LOS MARCOS TRANSVERSALES Y POR LOS CONTRAVIENTOS, EN EL SENTIDO LONGITUDI--

NAL). EN LA SIGUIENTE FIGURA SE MUESTRAN DICHS MARCOS.



LAS COMBINACIONES DE CARGAS SE DIVIDIRAN EN DOS GRUPOS:

GRUPO A: FUERZAS RESISTIDAS POR EL MARCO TRANSVERSAL TIPO:

- A-1: (CARGA MUERTA) + (CARGA VIVA).
- A-2: (CARGA MUERTA) + (CARGA VIVA) + (VIENTO TRANSVERSAL).
- A-3: (CARGA MUERTA) + (CARGA VIVA) + (SISMO TRANSVERSAL).

GRUPO B: FUERZAS RESISTIDAS POR EL MARCO TRANSVERSAL TIPO Y POR EL MARCO LONGITUDINAL TIPO. LOS RESULTADOS SE UTILIZARAN PARA DISEÑAR EL CONTRAVIENTO TIPO Y PARA REVISAR LA FLEXION BIAIXIAL EN LA COLUMNA TIPO:

- B-1: SE APLICARA EL PRINCIPIO DE SUPERPOSICION PARA:
  - (CARGA MUERTA) + (CARGA VIVA), EN EL MARCO TRANSVERSAL.
  - (VIENTO LONGITUDINAL), EN EL MARCO LONGITUDINAL.
- B-2: SE APLICARA EL PRINCIPIO DE SUPERPOSICION PARA:
  - (CARGA MUERTA) + (CARGA VIVA), EN EL MARCO TRANSVERSAL.
  - (SISMO LONGITUDINAL), EN EL MARCO LONGITUDINAL.

#### 4.2.- ANALISIS DE LA CARGA MUERTA.

EL PESO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES QUE SOPORTARA LA ESTRUCTURA SE -- PRESENTA A CONTINUACION. EL PESO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (LARGUEROS, TRABES, COLUMNAS, ETC.) SE PRESENTA EN EL CAPITULO 5.

LOSA "SIPOREX" DE 10 cm DE ESPESOR :	65 kg/m <sup>2</sup>
IMPERMEABILIZANTE SOBRE LAS LOSAS :	20 kg/m <sup>2</sup>
INSTALACIONES ELECTRICAS :	10 kg/m <sup>2</sup>
FALSO PLAFOND (AREA DE JUEGOS DE MESA) :	10 kg/m <sup>2</sup>
TOTAL =	105 kg/m <sup>2</sup>

#### 4.3.- ANALISIS DE LA CARGA VIVA.

SEGUN LA TABLA I-3 DEL CAPITULO C.1.2 DEL MANUAL DE DISEÑO DE LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, EL VALOR NOMINAL MAXIMO DE LA CARGA VIVA, QUE SE EMPLEARA EN EL DISEÑO POR FUERZAS GRAVITACIONALES, PARA CUBIERTAS Y AZOTEAS CON PENDIENTE MAYOR DE 5 % Y MENOR DE 20 %, ES IGUAL A 60 kg/m<sup>2</sup> DE SUPERFICIE DE CUBIERTA. EN NUESTRO CASO, SE EMPLEARA ESTE VALOR DE LA CARGA VIVA EN LAS COMBINACIONES QUE INCLUYEN CARGA MUERTA Y FUERZAS DE VIENTO O DE SISMO. EL VALOR DE LA CARGA VIVA QUE, EN COMBINACION CON LA CARGA MUERTA, SE DEBE EMPLEAR PARA ESTIMAR EL ASENTAMIENTO EN ARCILLAS, DEBE SER MENOR QUE EL VALOR MAXIMO ANTERIOR, YA QUE LAS CARGAS DE CORTA DURACION TIENEN Poca O NINGUNA INFLUENCIA EN EL ASENTAMIENTO DE LA ARCILLA; EN LA TABLA ANTERIORMENTE COMENTADA, SE RECOMIENDA UTILIZAR EL 9 % DEL VALOR NOMINAL MAXIMO DE LA CARGA VIVA, PARA EL CALCULO DEL ASENTAMIENTO; EN NUESTRO CASO, SE UTILIZARA OTRO CRITERIO: SE UTILIZARAN EL 75 % DE LOS RESULTADOS DE LA COMBINACION A-1, CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA MAXIMA, PARA ESTIMAR EL ASENTAMIENTO DE LA ARCILLA.

#### 4.4.- ANALISIS DE FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO.

LAS FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO SOBRE UNA ESTRUCTURA SON DIFICILES DE EVALUAR DEBIDO A LA COMPLEJIDAD DEL FENOMENO Y A LA INCERTIDUMBRE SOBRE LOS DATOS ESTADISTICOS DE LOS VIENTOS MAXIMOS QUE SE HAN DE UTILIZAR. SIN EMBARGO, -- CON LOS ACTUALES METODOS ANALITICOS Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS CONVENCIONALES, BASADOS EN LA EXPERIENCIA Y EN PRUEBAS EXPERIMENTALES, SE PUEDEN OBTENER RESULTADOS BASTANTE CONFIABLES. EN NUESTRO CASO, SE UTILIZARAN LAS RECOMENDACIONES DE DISEÑO QUE PROPORCIONA EL MANUAL DE DISEÑO DE LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, EN EL CAPITULO C.1.4. LA ESTRUCTURA SE ANALIZARA SUPONIENDO QUE EL VIENTO PUEDE ACTUAR POR LO MENOS EN DOS DIRECCIONES PERPENDICULARES ENTRE SI, TOMANDO LAS DIRECCIONES TRANSVERSAL Y

LONGITUDINAL DE LA CONSTRUCCION. SE CONSIDERARA QUE LA ESTRUCTURA SE ENCUENTRA AISLADA, SIN LA PROTECCION DE EDIFICIOS. LOS PASOS A SEGUIR, SON:

1).- CLASIFICAR A LA ESTRUCTURA SEGUN SU DESTINO (PARRAFO 4.2.2). LA ESTRUCURA EN PROYECTO PERTENECE AL GRUPO A, QUE COMPRENDE A ESTRUCTURAS QUE, EN-CASO DE FALLAR, CAUSARIAN PERDIDAS DIRECTAS O INDIRECTAS EXCEPCIONALMENTE - ALTAS EN COMPARACION CON EL COSTO PARA AUMENTAR SU SEGURIDAD.

2).- CLASIFICAR A LA ESTRUCTURA SEGUN LAS CARACTERISTICAS DE SUS RESPUESTAS ANTE EL VIENTO (PARRAFO 4.2.3). LA ESTRUCTURA EN PROYECTO PERTENECE AL TIPO 1, QUE COMPRENDE A ESTRUCTURAS POCO SENSIBLES A LAS RAFAGAS Y A LOS EFECTOS DINAMICOS EOLICOS.

3).- DETERMINAR LA ZONA EOLICA DEL LUGAR EN DONDE SE CONSTRUIRA LA ESTRUTURA (PARRAFO 4.3.2) SEGUN EL PLANO DE REGIONALIZACION EOLICA (FIGURA I.1 DEL MANUAL). LA CIUDAD DE POZA RICA SE ENCUENTRA EN LA ZONA 4. EN LA TABLA I.1- DEL MANUAL SE PROPORCIONA LA VELOCIDAD REGIONAL PARA CADA ZONA EOLICA Y PA-RA ESTRUCTURAS DEL GRUPO "A" Y DEL GRUPO "B"; LA VELOCIDAD REGIONAL QUE CO-RRESPONDE A LA ZONA 4 Y A ESTRUCTURAS DEL GRUPO "A" ES DE 185 km/hr.

4).- LA VELOCIDAD BASICA  $v_b$  DEL VIENTO (PARRAFO 4.3.3) SERA IGUAL AL PRO-DUCTO DE UNA CONSTANTE K Y A LA VELOCIDAD REGIONAL. LA CONSTANTE K SE OBTIE-NE DE LA TABLA I.3 DEL MANUAL Y DEPENDE DE LA TOPOGRAFIA DEL LUGAR, QUE EN-NUESTRO CASO CONSISTE EN ZONAS ARBOLADAS Y BARRIOS RESIDENCIALES, CORRESPON-DIENDOLE UN VALOR DE K IGUAL A 0.80, LA VELOCIDAD BASICA  $v_b$  SERA IGUAL A:  
 $0.80 \times 185 = 148 \text{ km/hr.}$

5).- DEBIDO A QUE LA ALTURA MAXIMA DE LA ESTRUCTURA EXCEDE DE 10 METROS, LA VELOCIDAD BASICA SE AFECTARA POR UN FACTOR (PARRAFO 4.3.4) QUE DEPENDE DE - LA ALTURA MAXIMA Z DE LA ESTRUCTURA (IGUAL A 11.40 m, EN NUESTRO CASO) Y DE UNA CONSTANTE  $\alpha$ , QUE EN NUESTRO CASO SERA IGUAL A 0.22, APLICABLE A TERRE-NOS ARBOLADOS Y BARRIOS RESIDENCIALES.

$$v_b' = v_b \left( \frac{z}{10} \right)^{\alpha} = (148) \left( \frac{11.40}{10.00} \right)^{0.22} = 152 \text{ km/hr}$$

6).- LA VELOCIDAD DE DISEÑO  $v_d$  (PARRAFO 4.3.5) SERA IGUAL AL PRODUCTO DE-



ANALISIS DE LAS FUERZAS DEL VIENTO ACTUANTE EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DE LA CONSTRUCCION. LOS VALORES DE LOS COEFICIENTES DE C SE MUESTRAN EN LA FIGURA PRESENTADA EN LA HOJA ANTERIOR. SE CONSIDERARA QUE LOS MUROS DE FACHADA DE BARLOVENTO Y DE SOTAVENTO SOPORTARAN LA FUERZA TOTAL UNIFORMEMENTE -- DISTRIBUIDA DEL VIENTO, MISMA QUE TRANSMITIRAN A LAS COLUMNAS DEL MARCO. -- LAS FUERZAS SOBRE LOS MARCOS INTERMEDIOS (QUE SON LAS MAS CRITICAS) SE PRESENTAN A CONTINUACION. LA FUERZA DE PRESION POR METRO LINEAL EN LA COLUMNA DE BARLOVENTO ES:

$$p = 110 \times 0.75 \times 6.00 \text{ m} = 495 \text{ kg/m}$$

LA FUERZA DE SUCCION POR METRO LINEAL EN LA COLUMNA DE SOTAVENTO ES:

$$p = - 110 \times 0.68 \times 6.00 \text{ m} = - 449 \text{ kg/m}$$

LAS FUERZAS DE SUCCION EN LOS LARGUEROS DE LA TRABE DE BARLOVENTO SON:

$$P_1 = - (110 \times 1.75)(6.00 \text{ m})(1.38 \text{ m}) = - 1594 \text{ kg}$$

$$P_2 = - (110 \times 1.75)(6.00 \text{ m})(2.57 \text{ m}) = - 2968 \text{ kg}$$

$$P_3 = P_4 = P_5 = - (110 \times 1.00)(6.00 \text{ m})(2.57 \text{ m}) = - 1696 \text{ kg}$$

$$P_6 = - (110 \times 1.0)(6.00)(2.52) - (110 \times 0.40)(6.00)(0.05) = - 1676 \text{ kg}$$

$$P_7 = - (110 \times 0.40)(6.00 \text{ m})(1.44 \text{ m}) = - 380 \text{ kg}$$

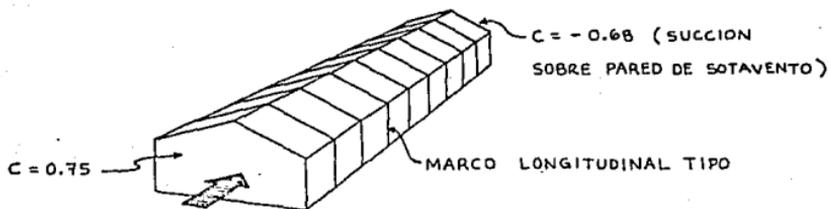
LAS FUERZAS DE SUCCION EN LOS LARGUEROS DE LA TRABE DE SOTAVENTO SON:

$$P_1 = - (110 \times 0.68)(6.00 \text{ m})(1.38 \text{ m}) = - 619 \text{ kg}$$

$$P_2 = P_3 = P_4 = P_5 = P_6 = - (110 \times 0.68)(6.00 \text{ m})(2.57 \text{ m}) = - 1153 \text{ kg}$$

$$P_7 = - (110 \times 0.68)(6.00 \text{ m})(1.44 \text{ m}) = - 647 \text{ kg}$$

ANALISIS DE LAS FUERZAS DEL VIENTO ACTUANTE EN LA DIRECCION LONGITUDINAL DE LA CONSTRUCCION. LOS VALORES DE LOS COEFICIENTES DE C SE MUESTRAN EN LA FIGURA PRESENTADA EN LA HOJA SIGUIENTE. LOS MUROS DE BARLOVENTO Y DE SOTAVENTO SOPORTARAN LA FUERZA TOTAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA DEL VIENTO, MISMA QUE SERA SOPORTADA POR LOS DOS MARCOS LONGITUDINALES.



$$\text{FUERZA TOTAL / m}^2 = 110 C = (110)(0.75 + 0.68) = 157.3 \text{ kg/m}^2$$
$$\text{AREA DE CADA MURO DE FACHADA} = 295 \text{ m}^2$$

LA FUERZA EN CADA MARCO LONGITUDINAL ES:

$$157.3 \text{ kg/m}^2 \times 295 \text{ m}^2 / 2 \text{ MARCOS} = 23202 \text{ kg}$$

#### 4.5.- ANALISIS DE FUERZAS DEBIDAS AL SISMO.

LOS EFECTOS DEL SISMO SOBRE UNA ESTRUCTURA SE ESTUDIAN Y SE ANALIZAN PARA PROTEGER A LA SOCIEDAD DE LA PERDIDA DE VIDAS Y HERIDAS SERIAS Y EVITAR QUE LOS EDIFICIOS SE DERRUMBEN O SUFRAN DAÑOS. EL DISEÑO DE EDIFICIOS RESISTENTES A SISMOES ES UN PROCESO COMPLICADO DEBIDO AL COMPORTAMIENTO ERRATICO DEL SUELO, AL CARACTER PROBABILISTICO DE LOS TEMBLORES, A LA COMPLEJA RESPUESTA ESPACIAL DE LA ESTRUCTURA EN LA ETAPA NO ELASTICA Y A OTROS FACTORES. TANTO EN EL CAMPO TEORICO COMO EXPERIMENTAL, SE HAN REALIZADO PROFUNDOS ESTUDIOS, QUE SIMPLIFICADOS Y EXPRESADOS EN FORMA DE METODOS SENCILLOS DE CALCULO, FACILITAN EL DISEÑO SISMICO, LOGRANDO DISEÑAR Y CONSTRUIR ESTRUCTURAS CON UN COMPORTAMIENTO SATISFACTORIO BAJO EFECTOS SISMICOS. EN NUESTRO CASO, SE UTILIZARAN LAS RECOMENDACIONES QUE PROPORCIONA EL MANUAL DE DISEÑO DE LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, EN EL CAPITULO C.1.3. LOS PASOS A SEGUIR SON:

1).- CLASIFICAR A LA ESTRUCTURA SEGUN SU DESTINO (PARRAFO 3.2.2). LA ESTRUCTURA EN PROYECTO PERTENECE AL GRUPO "A", QUE COMPRENDE A CONSTRUCCIONES -- QUE, EN CASO DE FALLAR, CAUSARIAN PERDIDAS DIRECTAS O INDIRECTAS EXCEPCIONALMENTE ALTAS EN COMPARACION CON EL COSTO NECESARIO PARA AUMENTAR SU SEGURIDAD.

2).- CLASIFICAR A LA ESTRUCTURA SEGUN LAS CARACTERISTICAS DE SUS RESPUESTAS ANTE UN SISMO (PARRAFO 3.2.3), LAS CUALES DEPENDEN DE SU ESTRUCTURACION. LA ESTRUCTURA EN PROYECTO PERTENECE AL TIPO 1, QUE COMPRENDE A EDIFICIOS EN -- QUE LAS FUERZAS LATERALES SE RESISTEN EN CADA NIVEL POR MARCOS CONTINUOS, - CONTRAVENTEADOS O NO, POR DIAFRAGMAS O MUROS.

3).- DETERMINAR LA INTENSIDAD SISMICA DEL LUGAR ( PARRAFO 3.2.4). SI EN LA- LOCALIDAD NO SE TIENEN ESTUDIOS DE RIESGO SISMICO, LA INTENSIDAD SISMICA, - PARA ESTRUCTURAS CONVENCIONALES, SE DETERMINA MEDIANTE EL PLANO DE REGIONA- LIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA (FIGURA I.2 DEL MANUAL). LA CIU-- DAD DE POZA RICA SE ENCUENTRA EN LA ZONA "A".

4).- DETERMINAR LAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE CIMENTACION SEGUN LA CLA- SIFICACION DE SUELOS PARA FINES DE DISEÑO SISMICO (PARRAFO 3.2.5). EN NUES- TRO CASO, EL TERRENO ES DEL TIPO II, YA QUE LA ARCILLA ES DE MEDIANA COMPA- CIDAD.

5).- ESTIMAR LA SOLICITACION SISMICA EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE U NA DE LAS TRES FORMAS PROPUESTAS EN EL PARRAFO 3.1.2.5. EN NUESTRO CASO, LO ANTERIOR CONSISTIRA EN CONSIDERAR UNA FUERZA HORIZONTAL ESTATICA EQUIVALEN- TE  $F_b$  EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA, IGUAL AL PRODUCTO DEL PESO DE LA ESTRU- CTURA  $W$  Y DE UN COEFICIENTE SISMICO  $c$ . EN LA TABLA I.1 SE DAN VALORES PARA - EL COEFICIENTE SISMICO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B, SEGUN LA ZONA SISMICA- Y EL TIPO DE SUELO; PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO "A", LOS VALORES OBTENIDOS - DE LA TABLA SE MULTIPLICARAN POR 1.3. COMO LA ESTRUCTURA EN PROYECTO SE EN- CUENTRA EN LA ZONA "A" Y SE DESPLANTARA EN UN SUELO TIPO II, EL VALOR DE  $c$ - OBTENIDO DE LA TABLA, ES DE 0.12, QUE, MULTIPLICADO POR 1.3, RESULTA IGUAL- A 0.156. EN EL PARRAFO 3.2.7, SE COMENTA QUE LOS COEFICIENTES SISMICOS OBTENIDOS DE LA TABLA I.1 PUEDEN REDUCIRSE AL DIVIDIRLOS ENTRE UN FACTOR DE DUC- TILIDAD  $Q$ , QUE DEPENDE DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA; PARA ELLO, - SE HAN AGRUPADO A LAS ESTRUCTURAS EN CINCO GRUPOS. LA ESTRUCTURA EN PROYEC- TO PERTENECE AL CASO 3, QUE COMPRENDE A MARCOS DE ACERO, CONCRETO REFORZADO O MADERA, CONTRAVENTEADOS O NO POR MUROS DE CONCRETO, EN QUE LAS FUERZAS LA- TERALES SON RESISTIDAS POR ELLOS. SEGUN LA TABLA I.2, EL FACTOR DE DUCTILI- DAD PARA EL CASO 3, ES IGUAL A 2. LA FUERZA SISMICA HORIZONTAL EN LA BASE - DE LA ESTRUCTURA ES:

$$F_b = \left( \frac{c}{q} \right) W = \left( \frac{0.156}{2} \right) W = 0.078 W$$

6).- EL CRITERIO DE ANALISIS POR CONSIDERAR SERA EL RECOMENDADO EN LOS PARRAFOS 3.3.1 Y 3.3.2: LAS ESTRUCTURAS SE ANALIZARAN SUPONIENDO QUE EL SISMO PUEDE ACTUAR POR LO MENOS EN DOS DIRECCIONES PERPENDICULARES ENTRE SI, TOMANDO LAS DIRECCIONES TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA CONSTRUCCION; NO SE CONSIDERARA LA ACCION DE UNA FUERZA SISMICA VERTICAL, DEBIDO A QUE LA ESTRUCTURA SE ENCUENTRA EN LA ZONA "A"; EL SISMO SE ANALIZARA MEDIANTE EL METODO ESTATICO, QUE SE APLICA A ESTRUCTURAS CON ALTURA MENOR DE 60 METROS Y QUE, PARA ESTRUCTURAS DE UN PISO, CONSISTE EN CONSIDERAR UNA FUERZA ESTATICA HORIZONTAL APLICADA EN LA PARTE SUPERIOR DEL MARCO ANALIZADO, IGUAL A LA FUERZA SISMICA HORIZONTAL EN LA BASE  $F_b$ . A CONTINUACION SE CALCULARAN EL PESO DE LA ESTRUCTURA Y LA FUERZA SISMICA HORIZONTAL EN LA BASE  $F_b$ , PARA EL MARCO TRANSVERSAL TIPO Y PARA EL MARCO LONGITUDINAL TIPO.

A).- MARCO TRANSVERSAL TIPO.

- PESO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES:

$$(105 \text{ kg/m}^2)(15.67 + 15.67 \text{ m})(6.00 \text{ m}) = 19750 \text{ kg}$$

- PESO DE LOS LARGUEROS (PERFIL IPR DE 20.7 cm X 25.3 kg/m):

$$(25.3 \text{ kg/m})(6.00 \text{ m})(14 \text{ LARGUEROS}) = 2130 \text{ kg}$$

- PESO DE LAS TRABES DE LOS MARCOS (VER CAPITULO 5):

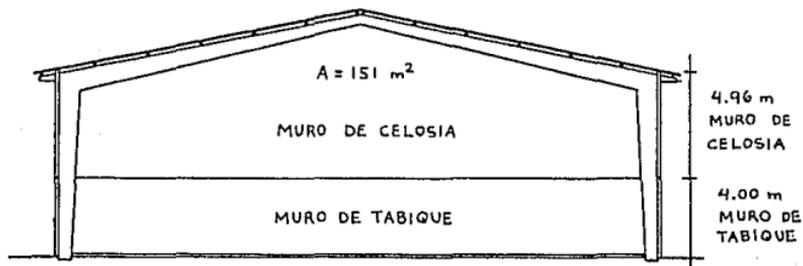
$$(2053 \text{ kg/TRABE})(2 \text{ TRABES}) = 4110 \text{ kg}$$

- PESO DE LAS COLUMNAS DE LOS MARCOS (VER CAPITULO 5):

$$(1270 \text{ kg/COLUMNA})(2 \text{ COLUMNAS}) = 2540 \text{ kg}$$

- PESO DE LOS CONTRAVIENTOS (PERFIL IPR DE 35.56 cm X 63.8 kg/m):

$$(63.8 \text{ kg/m})(6.00 \text{ m})(2 \text{ LARGUEROS}) = 770 \text{ kg}$$



- PESO DEL MURO DE TABIQUE (SENTIDO LONGITUDINAL):

$$(1600 \text{ kg/m}^3)(0.14 \text{ m})(4.00 \text{ m})(6.00 \text{ m})(2 \text{ PZAS.}) = 10760 \text{ kg}$$

- PESO DEL MURO DE CELOSIA (SENTIDO LONGITUDINAL):

$$(77 \text{ kg/m}^2)(4.96 \text{ m})(6.00 \text{ m})(2 \text{ PZAS.}) = 4590 \text{ kg}$$

$$\text{PESO TOTAL} = 44650 \text{ kg}$$

$$\text{FUERZA EN LA BASE } F_b = c W = (0.078)(44650 \text{ kg}) = 3500 \text{ kg}$$

$$\text{FUERZA EN LA PARTE SUPERIOR DEL MARCO TRANSVERSAL} = 3500 \text{ kg}$$

B).- MARCO LONGITUDINAL TIPO.

- PESO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES:

$$(105 \text{ kg/m}^2)(15.67 \text{ m})(78.00 \text{ m}) = 128340 \text{ kg}$$

- PESO DE LOS LARGUEROS (PERFIL IPR DE 20.7 cm X 25.3 kg/m):

$$(25.3 \text{ kg/m})(78.00 \text{ m})(7 \text{ LARGUEROS/TRABE}) = 13820 \text{ kg}$$

- PESO DE LAS TRABES INCLINADAS DE LOS MARCOS (VER CAPITULO 5):

$$(2053 \text{ kg/TRABE})(14 \text{ TRABES}) = 28750 \text{ kg}$$

- PESO DE LAS COLUMNAS DE LOS MARCOS (VER CAPITULO 5):

$$(1270 \text{ kg/COLUMNA})(14 \text{ COLUMNAS}) = 17780 \text{ kg}$$

- PESO DE LOS CONTRAVIENTOS (PERFIL IPR DE 35.56 cm X 63.8 kg/m):

$$(63.9 \text{ kg/m})(78.00 \text{ m}) = 5000 \text{ kg}$$

- PESO DEL MURO DE TABIQUE (SENTIDO LONGITUDINAL):

$$(1600 \text{ kg/m}^3)(0.14 \text{ m})(4.00 \text{ m})(78.00 \text{ m}) = 69890 \text{ kg}$$

- PESO DEL MURO DE CELOSIA (SENTIDO LONGITUDINAL):

$$(77 \text{ kg/m}^2)(4.96 \text{ m})(78.00 \text{ m}) = 29790 \text{ kg}$$

- PESO DEL MURO DE TABIQUE CONSTRUIDO EN UNO DE LOS DOS MARCOS TRANSVERSALES EXTREMOS (SENTIDO TRANSVERSAL):

$$(1600 \text{ kg/m}^3)(0.14 \text{ m})(27.2 \text{ m})(4.00 \text{ m}) = 24390 \text{ kg}$$

- PESO DEL MURO DE CELOSIA CONSTRUIDO EN UNO DE LOS DOS MARCOS TRANSVERSALES EXTREMOS (SENTIDO TRANSVERSAL):

$$(77 \text{ kg/m}^2)(151 \text{ m}^2) = 11630 \text{ kg}$$

---

$$\text{PESO TOTAL} = 329390 \text{ kg}$$

$$\text{FUERZA EN LA BASE } F_b = c W = (0.078)(330000 \text{ kg}) = 25740 \text{ kg}$$

$$\text{FUERZA EN LA PARTE SUPERIOR DEL MARCO LONGITUDINAL} = 25740 \text{ kg}$$

EN EL CALCULO ANTERIOR DE LA FUERZA HORIZONTAL SISMICA EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA, SE HA REDONDEADO EL PESO TOTAL DE LA MISMA A 330000 kg, PARA TOMAR EN CUENTA EL PESO DE LOS ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO.

## CAPITULO V.- ANALISIS ESTRUCTURAL.

### 5.1.- INTRODUCCION.

A TRAVES DE LOS AÑOS, EL ANALISIS Y EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS HAN SIDO - REFINADOS MEDIANTE LA APLICACION DE LA TEORIA DE LAS ESTRUCTURAS Y DE LA ME CANICA ESTRUCTURAL Y A LOS RESULTADOS DE LAS INVESTIGACIONES DE LABORATORIO Y ESTUDIOS DE CAMPO, LO QUE HA SERVIDO PARA CONOCER, CADA VEZ MAS, LA RELACION ENTRE EL COMPORTAMIENTO REAL DE LAS ESTRUCTURAS Y LAS PREDICCIONES TEO RICAS.

EL OBJETIVO DEL ANALISIS ESTRUCTURAL ES LA DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS - INTERNOS (MOMENTOS FLEXIONANTES, FUERZAS AXIALES, FUERZAS CORTANTES Y ES--- FUERZOS DE TORSION) Y DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES QUE SEAN -- SIGNIFICATIVOS, SOBRE LOS ELEMENTOS QUE INTEGRAN UN SISTEMA ESTRUCTURAL, SO LICITADO POR LAS COMBINACIONES DE ACCIONES.

DEBIDO A QUE LOS APOYOS DEL MARCO TRANSVERSAL TIPO Y LOS DEL MARCO LONGITU DINAL TIPO SON EMPOTRADOS, DICHAS ESTRUCTURAS SERAN INDETERMINADAS, LAS CUA LES TIENEN LA CARACTERISTICA DE QUE EL ANALISIS Y EL DISEÑO ESTAN RELACIONA DOS ESTRECHA E INTERDEPENDIENTEMENTE, YA QUE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO PUEDEN DISEÑARSE HASTA CONOCER LOS ESFUERZOS INTERNOS, Y ESTOS NO SE PUEDEN DETERMINAR HASTA QUE SE HAN DETERMINADO LAS DIMENSIONES O TAMAÑOS RELATIVOS DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA. EN EL PRESENTE TRABAJO SE HA REALIZADO - EL PROCEDIMIENTO QUE SE CONOCE COMO METODO DE DISEÑO CICLICO O METODO DE DI SEÑO POR TANTEOS, EL CUAL CONSISTE, PRIMERAMENTE, EN REALIZAR UNA SUPOSI--- CION INICIAL DE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA, O BIEN, SUPONER DIMENSIONES RELATIVAS ENTRE LAS DIMENSIONES DE LOS EXTREMOS DE DI-- CHOS ELEMENTOS. EN NUESTRO CASO, SE REALIZARON CUATRO TANTEOS, Y EN EL PRESENTE TRABAJO UNICAMENTE SE PRESENTA EL ANALISIS DEL ULTIMO TANTEO. EL PRO CEDIMIENTO QUE SE SIGUIO SE DESCRIBE A CONTINUACION.

- 1) PARA LA COLUMNA AB DEL MARCO TRANSVERSAL, SE SUPUSO UN VALOR PARA  $r_B$  EN TRE 0.35 Y 0.40, TENIENDO  $a_A = r_A = 0$  Y  $a_B = 1.00$  (LAS DEFINICIONES DE LOS COEFICIENTES SE DEFINIRAN EN EL ARTICULO 5.2);
- (2) PARA LA TRABE BC, SUPONER UN VALOR PARA  $r_B$  ENTRE 0.65 Y 0.70, TENIENDO  $a_C = r_C = 0$  Y  $a_B = 1.00$ ;
- (3) CON LAS ANTERIORES CONSTANTES, ENCONTRAR LOS FACTORES DE RIGIDEZ Y LOS

FACTORES DE TRANSPORTE PARA LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS; (4) PARA LA TRABE - BC, ENCONTRAR LOS VALORES DE LOS COEFICIENTES PARA MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO CORRESPONDIENTE A CADA UNA DE LAS CARGAS TRANSMITIDAS POR LOS LARGUEROS SOBRE LA TRABE (CALCULANDO EL VALOR DE  $b$  PARA CADA CARGA), CONSIDERANDO LOS VALORES DE  $a_B$ ,  $r_B$ ,  $a_C$  Y  $r_C$  PROPUESTOS EN EL PASO (2); (5) SUPONER UN VALOR PARA LA RELACION ("I" MINIMO-COLUMNA / "I" MINIMO- TRABE) ENTRE 2.3 Y 2.6; (6) CALCULAR EL FACTOR DE DISTRIBUCION PARA LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS; (7) SUPONER UN PESO PARA LA TRABE ENTRE 100 Y 120 kg/m; (8) REALIZAR EL ANALISIS ESTRUCTURAL PARA LAS COMBINACIONES DE CARGAS QUE PAREZCAN SER LAS MAS CRITICAS, PARA EL MARCO TRANSVERSAL; (9) REALIZAR EL ANALISIS ESTRUCTURAL DEL MARCO RIGIDO LONGITUDINAL PARA LA COMBINACION DE CARGA QUE PAREZCA SER LA MAS CRITICA, SUPONIENDO QUE TANTO LAS COLUMNAS COMO LOS CONTRAVIENTOS TIENEN MOMENTO DE INERCIA CONSTANTE; (10) REALIZAR UN DISEÑO PRELIMINAR PARA LAS SECCIONES DE LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA, SEGUN LOS RESULTADOS DE LOS PASOS (8) Y (9), DE MANERA QUE LA CONSTANTE  $r_B$  TENGA APROXIMADAMENTE EL MISMO VALOR QUE EL PROPUESTO EN EL PASO (1); (11) REALIZAR UN DISEÑO PRELIMINAR PARA LAS SECCIONES DE LOS EXTREMOS DE LA TRABE, CON LOS RESULTADOS DE EL PASO (8), DE MANERA QUE LA CONSTANTE  $r_B$  Y LA RELACION ("I" MINIMO-COLUMNA / "I" MINIMO-TRABE) TENGAN APROXIMADAMENTE LOS MISMOS VALORES QUE LOS PROPUESTOS EN LOS PASOS (2) Y (5); (12) CON LAS DIMENSIONES ANTERIORES PARA LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA Y DE LA TRABE, SE ENCONTRARAN LOS CORRESPONDIENTES VALORES DE LOS FACTORES DE RIGIDEZ, DE LOS FACTORES DE TRANSPORTE Y DE LOS COEFICIENTES PARA MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO PARA CADA CARGA, PARA LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS, Y SE CALCULARAN LOS FACTORES DE DISTRIBUCION PARA DICHS EXTREMOS; (13) VOLVER A REALIZAR EL ANALISIS ESTRUCTURAL PARA EL MARCO TRANSVERSAL Y EL ANALISIS ESTRUCTURAL PARA EL MARCO LONGITUDINAL PARA LAS COMBINACIONES DE CARGAS MAS CRITICAS, AHORA CON LOS NUEVOS VALORES ANTERIORES Y CONSIDERANDO EL PESO REAL DE LA TRABE; (14) REVISAR SI LAS SECCIONES-PROPUESTAS EN EL DISEÑO PRELIMINAR SON ACEPTABLES; EN CASO CONTRARIO, SE VOLVERAN A DISEÑAR LAS SECCIONES DE LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS, REPITIENDO EL PROCEDIMIENTO DESDE EL PASO (10).

EL ANALISIS ESTRUCTURAL DEL MARCO TRANSVERSAL TIPO SE REALIZARA MEDIANTE EL METODO DE LA DISTRIBUCION DE MOMENTOS Y EL ANALISIS ESTRUCTURAL DEL MARCO LONGITUDINAL TIPO SE REALIZARA MEDIANTE EL METODO DE KANI. AMBOS METODOS SON DE LOS CONOCIDOS COMO METODOS EXACTOS. PARA EL MARCO TRANSVERSAL TIPO,-

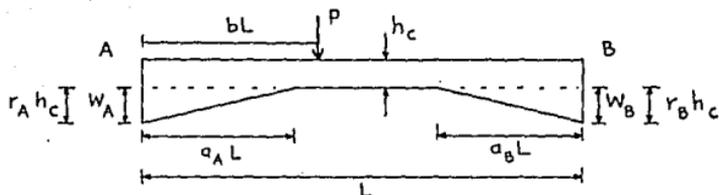
SE ANALIZARAN LAS COMBINACIONES A-1 Y A-3, Y PARA EL MARCO LONGITUDINAL TIPO, SE ANALIZARAN LA ACCION DEL SISMO ACTUANTE EN LA DIRECCION LONGITUDINAL.

### 5.2.- EL METODO DE LA DISTRIBUCION DE MOMENTOS PARA EL ANALISIS DEL MARCO TRANSVERSAL.

EL METODO DE LA DISTRIBUCION DE MOMENTOS, IDEADO POR EL PROF. HARDY CROSS, ES UN METODO POR APROXIMACIONES SUCESIVAS CON EL QUE SE PUEDE OBTENER LA RIGIDEZ Y EL GRADO DE PRECISION QUE SE DESEE, DEPENDIENDO DEL NUMERO DE ITERACIONES REALIZADAS. EL METODO CONSISTE EN PARTIR DE UNA ESTRUCTURA IDEALIZADA CON NUDOS RIGIDOS, CONDICIONADOS ESTOS, A QUE NO PERMITAN GIROS NI DESPLAZAMIENTOS EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS QUE CONCURREN EN LOS NUDOS, PARA POSTERIORMENTE, LLEGAR A LA ESTRUCTURA REAL, AL DESHACER LA RIGIDEZ SUPUESTA, PERMITIENDO EN FORMA SUCESIVA GIROS Y DESPLAZAMIENTOS.

LA RIGIDEZ ABSOLUTA EN EL EXTREMO DE UNA BARRA ES IGUAL A  $kEI/L$ , EN DONDE  $k$  ES EL FACTOR DE RIGIDEZ,  $E$  ES EL MODULO DE ELASTICIDAD DEL MATERIAL,  $L$  ES LA LONGITUD DE LA BARRA E  $I$  ES EL MOMENTO DE INERCIA DE LA BARRA (O EL MENOR MOMENTO DE INERCIA DE LA BARRA, SI ESTA ES DE SECCION VARIABLE). LA RIGIDEZ RELATIVA ES IGUAL A  $I/L$  SI LA BARRA ES DE SECCION CONSTANTE, O IGUAL A  $kI/L$  SI LA BARRA ES DE SECCION VARIABLE. LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO INDUCIDOS EN LOS EXTREMOS DE UNA BARRA, DEBIDO AL DESPLAZAMIENTO RELATIVO  $\Delta$  ENTRE DICHOS EXTREMOS, SIN PERMITIR QUE LOS MISMOS GIREN, SERAN IGUALES A  $6EI\Delta/L^2$  SI LA BARRA ES DE SECCION CONSTANTE, PERO SI LA BARRA ES DE SECCION VARIABLE, SERAN IGUALES A  $kEI(1+c)\Delta/L^2$ . EL MOMENTO EN EL EXTREMO DE UNA BARRA SE CONSIDERARA POSITIVO SI GIRA EN EL SENTIDO DE LAS MANECILLAS DEL RELOJ, Y NEGATIVO EN CASO CONTRARIO.

EL FACTOR DE RIGIDEZ, EL FACTOR DE TRANSPORTE Y LOS COEFICIENTES PARA MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LOS EXTREMOS DE BARRAS DE SECCION VARIABLE, SE DETERMINAN MEDIANTE CALCULOS MUY LABORIOSOS. AFORTUNADAMENTE, LA ASOCIACION DE CEMENTO PORTLAND HA PUBLICADO UNAS TABLAS, TITULADAS "HANDBOOK OF FRAME-CONSTANTS", QUE ELIMINA LA NECESIDAD DE LOS CALCULOS. EN NUESTRO CASO, LOS COEFICIENTES ANTERIORMENTE COMENTADOS SE ENCONTRARAN MEDIANTE DICHAS TABLAS. LA NOMENCLATURA QUE SE UTILIZA EN LAS TABLAS ES:



LAS TABLAS PROPORCIONAN VALORES DE LOS COEFICIENTES ANTERIORMENTE COMENTADOS PARA DIFERENTES VALORES DE  $a_A$ ,  $r_A$ ,  $a_B$  Y  $r_B$  PARA LOS EXTREMOS DE BARRAS DE SECCION TRANSVERSAL RECTANGULAR. CUANDO LA SECCION NO ES RECTANGULAR, COMO EN NUESTRO CASO, ES NECESARIO DETERMINAR, ANTES DE CONSULTAR LAS TABLAS, UNA BARRA EQUIVALENTE QUE TENGA UNA SECCION RECTANGULAR CON LA MISMA LONGITUD Y CON LA MISMA VARIACION DEL MOMENTO DE INERCIA QUE EL MIEMBRO ORIGINAL, A LO LARGO DE SU LONGITUD. LO ANTERIOR SE COMENTA EN LA PAGINA 512 DEL LIBRO "ANALISIS DE ESTRUCTURAS INDETERMINADAS", DE J. STERLING. SI, POR CONVENIENCIA, EL ANCHO DE LA SECCION TRANSVERSAL RECTANGULAR DE LA BARRA EQUIVALENTE SE SUPONE ARBITRARIAMENTE IGUAL A 12 cm, SU MOMENTO DE INERCIA ES:

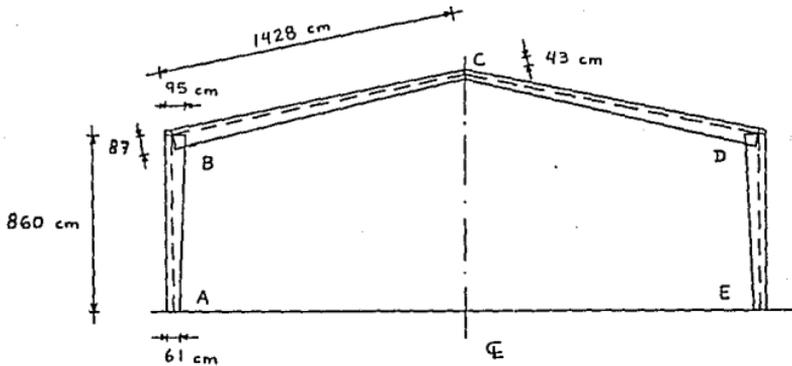
$$I_{EQUIV} = \frac{b d^3}{12} = \frac{(12 \text{ cm})(d_{EQUIV})^3}{12} = (d_{EQUIV})^3$$

$$I_{REAL} = I_{EQUIV} \quad \therefore \quad I_{REAL} = (d_{EQUIV})^3$$

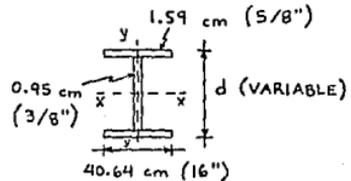
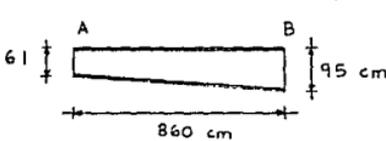
$$\text{POR LO TANTO: } d_{EQUIV} = \sqrt[3]{I_{REAL}}$$

ACTUALMENTE NO EXISTE UN CRITERIO UNICO RESPECTO A LA DEFINICION DE LA COLOCACION DE LOS EJES LONGITUDINALES PARA LAS BARRAS DE SECCION VARIABLE. LA ASOCIACION DE CEMENTO PORTLAND RECOMIENDA QUE SE TOMA COMO EJE LONGITUDINAL DE UN MIEMBRO RECTO DE SECCION VARIABLE, A LA LINEA PARALELA AL PATIN EXTERIOR Y QUE PASE A TRAVES DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION TRANSVERSAL MAS PEQUEÑA. LAS LONGITUDES DE LAS BARRAS SE CONSIDERARAN IGUALES A LAS DISTANCIAS ENTRE LAS INTERSECCIONES DE LOS EJES. LA FORMA DE LOS MIEMBROS SE DEFINIRAN AL EXTENDER EL ACARTELAMIENTO (O PATIN INTERIOR) HASTA LAS LINEAS TRAZADAS PERPENDICULARMENTE A LOS EJES DE LOS MIEMBROS A TRAVES DE LOS PUN-

TOS DE INTERSECCION MENCIONADOS ANTERIORMENTE. DEBIDO A QUE LA ESTRUCTURA - EN PROYECTO ES SIMETRICA CON RELACION A SU EJE CENTRAL VERTICAL, UNICAMENTE SE ANALIZARAN LAS PROPIEDADES DE UNA DE LAS MITADES DE LA ESTRUCTURA. DESPUES DE REALIZAR TRES TAUTEOS, SE PROPONEN LAS SIGUIENTES DIMENSIONES PARA LAS BARRAS DE LA ESTRUCTURA:



A CONTINUACION SE ENCONTRARAN EL FACTOR DE RIGIDEZ Y EL FACTOR DE TRANSPORTE EN LOS EXTREMOS DE LA BARRA AB, MEDIANTE LAS TABLAS.



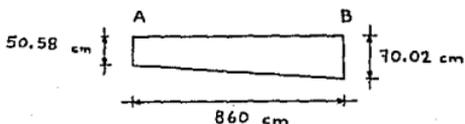
$$\text{EXTREMO A: } I_x = \frac{(40.64)(61)^3}{12} - \frac{(39.69)(57.82)^3}{12} = 129366 \text{ cm}^4$$

$$d_{\text{EQUIV}} = \sqrt[3]{129366} = 50.58 \text{ cm}$$

$$\text{EXTREMO B: } I_x = \frac{(40.64)(95)^3}{12} - \frac{(39.69)(91.82)^3}{12} = 343222 \text{ cm}^4$$

$$d_{EQUIV} = \sqrt[3]{343222} = 70.02 \text{ cm}$$

EL MIEMBRO EQUIVALENTE PARA LA COLUMNA AB ES:



LOS COEFICIENTES DE LA COLUMNA EQUIVALENTE AB SON:  $a_A = r_A = 0$ ,  $a_B = 1$  Y:

$$r_B = (h_B - h_A) / h_A = (70.02 - 50.58) / 50.58 = 0.384$$

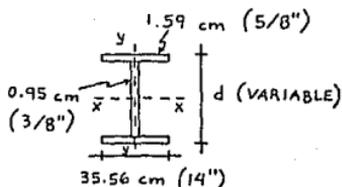
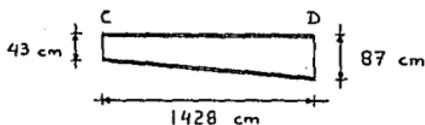
LOS VALORES DE LOS FACTORES DE TRANSPORTE C Y DE LOS FACTORES DE RIGIDEZ k- PARA LOS EXTREMOS A Y B DEL MIEMBRO AB, SE ENCONTRARON POR INTERPOLACION LINEAL SEGUN LOS VALORES PROPORCIONADOS POR LA TABLA # 52 (PAGINA 22):

$a_A = 0$ Y $r_A = 0$					
$a_B$	$r_B$	$C_{AB}$	$C_{BA}$	$k_{AB}$	$k_{BA}$
	0.384	0.637	0.391	5.12	8.33
1.00	0.4	0.642	0.388	5.17	8.57
	0.6	0.709	0.350	5.74	11.63

POR LA SIMETRIA DE LA ESTRUCTURA, LOS VALORES DE LOS FACTORES DE TRANSPORTE C Y LOS FACTORES DE RIGIDEZ k PARA LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS AB Y DE SON:

$$\begin{aligned} C_{AB} &= C_{ED} = 0.637 \\ C_{BA} &= C_{DE} = 0.391 \\ k_{AB} &= k_{ED} = 5.12 \\ k_{BA} &= k_{DE} = 8.33 \end{aligned}$$

A CONTINUACION SE ENCONTRARON EL FACTOR DE RIGIDEZ Y EL FACTOR DE TRANSPORTE EN LOS EXTREMOS DE LA BARRA CD, MEDIANTE LAS TABLAS.



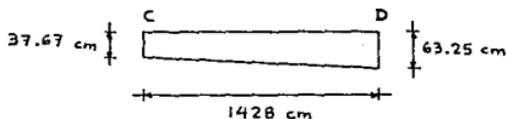
$$\text{EXTREMO C: } I_x = \frac{(35.56)(43)^3}{12} - \frac{(34.61)(39.82)^3}{12} = 53500 \text{ cm}^4$$

$$d_{\text{EQUIV}} = \sqrt[3]{53500} = 37.67 \text{ cm}$$

$$\text{EXTREMO D: } I_x = \frac{(35.56)(87)^3}{12} - \frac{(34.61)(83.82)^3}{12} = 252873 \text{ cm}^4$$

$$d_{\text{EQUIV}} = \sqrt[3]{252873} = 63.25 \text{ cm}$$

EL MIEMBRO EQUIVALENTE PARA LA TRABE CD ES:



LOS COEFICIENTES DE LA TRABE EQUIVALENTE CD SON:  $a_c = r_c = 0$ ,  $a_D = 1$  Y:

$$r_D = (h_D - h_C) / h_C = (63.25 - 37.67) / 37.67 = 0.680$$

LOS VALORES DE LOS FACTORES DE TRANSPORTE C Y DE LOS FACTORES DE RIGIDEZ k- PARA LOS EXTREMOS C Y D DEL MIEMBRO CD, SE ENCONTRARÁN POR INTERPOLACION LINEAL SEGUN LOS VALORES PROPORCIONADOS POR LA TABLA # 52 (PAGINA 22):

$a_C = 0$ Y $r_C = 0$					
$a_D$	$r_D$	$C_{CD}$	$C_{DC}$	$k_{CD}$	$k_{DC}$
	0.6	0.709	0.350	5.74	11.63
1.00	0.680	0.734	0.339	5.96	13.20
	1.0	0.834	0.294	6.86	19.46

POR LA SIMETRIA DE LA ESTRUCTURA, LOS VALORES DE LOS FACTORES DE TRANSPORTE C Y DE LOS FACTORES DE RIGIDEZ k PARA LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS BC Y CD -- SON:

$$\begin{aligned}
 C_{CD} &= C_{CB} = 0.734 \\
 C_{DC} &= C_{BC} = 0.339 \\
 k_{CD} &= k_{CB} = 5.96 \\
 k_{DC} &= k_{BC} = 13.20
 \end{aligned}$$

EL MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO EN UNO DE LOS EXTREMOS DE UNA BARRA DEBIDO A UNA FUERZA CONCENTRADA, LOCALIZADA A UNA DISTANCIA  $b_L$  DEL EXTREMO IZQUIERDO, SERA IGUAL AL COEFICIENTE PARA MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO CME EN EL EXTREMO -- CONSIDERADO MULTIPLICADO POR EL PRODUCTO DE LA FUERZA P Y DE LA LONGITUD L- DE LA BARRA. LOS COEFICIENTES PARA MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO PARA FUERZAS -- CONCENTRADAS, PARA LOS EXTREMOS DE LA TRABE CD, PARA  $a_C = r_C = 0$ ,  $a_D = 1$  Y  $r_D = 0.680$ , SE ENCONTRARAN POR INTERPOLACION LINEAL, SEGUN LOS VALORES PROPORCIONADOS POR LA TABLA # 52 (PAGINA 22). LOS COEFICIENTES SE ENCONTRARAN PARA LOS VALORES DE b PRESENTADOS EN LA TABLA: 0.1, 0.3, 0.5, 0.7 Y 0.9.

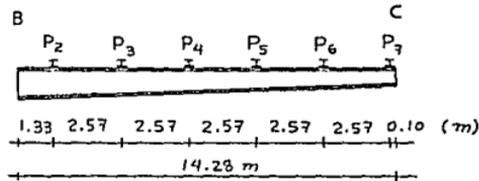
EN LA TABLA PRESENTADA EN LA HOJA SIGUIENTE SE REALIZA LA INTERPOLACION LINEAL PARA LOS COEFICIENTES CME PARA LOS EXTREMOS CD Y DC DE LA TRABE CD.

		VALORES DE $r_D$			
		0.6	0.680	1.0	
VALORES DE b	0.1	$M_{CD}$	0.0744	0.0736	0.0706
		$M_{DC}$	0.0168	0.0179	0.0224
	0.3	$M_{CD}$	0.1154	0.1124	0.1005
		$M_{DC}$	0.1001	0.1045	0.1221
	0.5	$M_{CD}$	0.0850	0.0818	0.0691
		$M_{DC}$	0.1717	0.1764	0.1951
	0.7	$M_{CD}$	0.0375	0.0358	0.0289
		$M_{DC}$	0.1766	0.1791	0.1893
	0.9	$M_{CD}$	0.0048	0.0045	0.0035
		$M_{DC}$	0.0858	0.0862	0.0877

POR LA SIMETRÍA DE LA ESTRUCTURA, LOS COEFICIENTES PARA MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO PARA LOS EXTREMOS BC Y CB DE LA TRABE BC, SON:

VALORES DE b	0.1	$M_{BC}$	0.0862
		$M_{CB}$	0.0045
	0.3	$M_{BC}$	0.1791
		$M_{CB}$	0.0358
	0.5	$M_{BC}$	0.1764
		$M_{CB}$	0.0818
	0.7	$M_{BC}$	0.1045
		$M_{CB}$	0.1124
	0.9	$M_{BC}$	0.0179
		$M_{CB}$	0.0736

LOS COEFICIENTES PARA MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO ENCONTRADOS ANTERIORMENTE PARA LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS BC Y CD CORRESPONDEN A CINCO VALORES DE  $b$  QUE SON DIFERENTES A LOS VALORES REALES DE  $b$ :



$$b_2 = 1.33 / 14.28 = 0.09$$

$$b_3 = 3.90 / 14.28 = 0.27$$

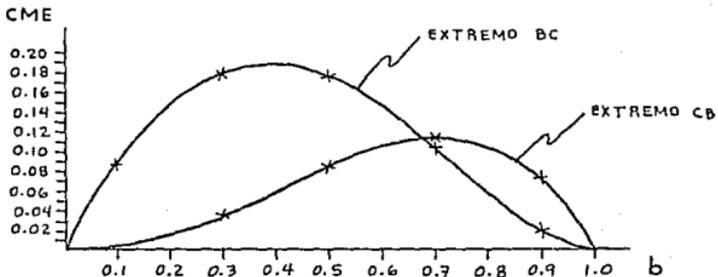
$$b_4 = 6.47 / 14.28 = 0.45$$

$$b_5 = 9.04 / 14.28 = 0.63$$

$$b_6 = 11.61 / 14.28 = 0.81$$

$$b_7 = 14.18 / 14.28 = 0.99$$

PARA DETERMINAR LOS COEFICIENTES CME PARA LOS VALORES REALES DE  $b$ , LA ASOCIACION DE CEMENTO PORTLAND NO RECOMIENDA ENCONTRARLOS MEDIANTE INTERPOLACION LINEAL, YA QUE NO EXISTE UNA VARIACION LINEAL ENTRE UNO Y OTRO VALOR. POR LO ANTERIOR, SE RECOMIENDA GRAFICAR LOS VALORES ENCONTRADOS ANTERIORMENTE Y TRAZAR LAS CURVAS QUE CORRESPONDEN A LOS EXTREMOS IZQUIERDO Y DERECHO DE LA TRABE BC. POSTERIORMENTE SE ENCONTRARAN LOS COEFICIENTES CME PARA LOS VALORES REALES DE  $b$ , MEDIANTE LAS CURVAS.



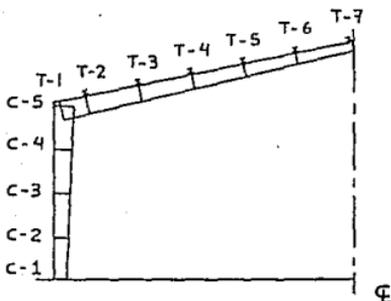
VALORES DE b	CME PARA EL EXTREMO BC	CME PARA EL EXTREMO CB
0.09	0.081	0.004
0.27	0.170	0.030
0.45	0.182	0.070
0.63	0.140	0.110
0.81	0.055	0.100
0.99	0.011	0.002

PARA CALCULAR LOS FACTORES DE DISTRIBUCION EN LOS EXTREMOS DE BARRAS DE SECCION VARIABLE, SE DEBE CONSIDERAR UN MOMENTO DE INERCIA DE REFERENCIA PARA CADA BARRA, QUE, EN NUESTRO CASO, SERA EL MENOR MOMENTO DE INERCIA DE CADA BARRA. EL MOMENTO DE INERCIA DE REFERENCIA PARA LAS BARRAS AB Y DE SERA DE  $129366 \text{ cm}^4$  Y EL DE LAS BARRAS BC Y CD SERA DE  $53500 \text{ cm}^4$ . SI EL MOMENTO DE INERCIA DE REFERENCIA RELATIVO PARA LAS BARRAS BC Y CD ES IGUAL A "1", EL MOMENTO DE INERCIA DE REFERENCIA RELATIVO PARA LAS BARRAS AB Y DE SERA IGUAL A:  $(129366 / 53500)I = 2.418 I$ . EN LA SIGUIENTE TABLA SE CALCULAN LOS FACTORES DE DISTRIBUCION PARA LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS QUE CONCURREN EN LOS NUDOS B, C Y D. EL FACTOR DE DISTRIBUCION DE LOS EXTREMOS AB Y ED ES IGUAL A CERO (APOYOS EMPOTRADOS).

NUDO	A	B		C		D		E
EXTREMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED
k	5.12	8.33	13.20	5.96	5.96	13.20	8.33	5.12
I REL.	2.418I	2.418I	I	I	I	I	2.418I	2.418I
L	8.60	8.60	14.28	14.28	14.28	14.28	8.60	8.60
kI/L	1.440I	2.342I	0.924I	0.417I	0.417I	0.924I	2.342I	1.440I
FD	0	0.72	0.28	0.50	0.50	0.28	0.72	0

DEBIDO A QUE LAS BARRAS DE LA ESTRUCTURA EN PROYECTO SON DE SECCION VARIABLE, EN ALGUNAS SECCIONES DE CADA BARRA SE DEBERA DE REVISAR QUE LOS ESFUERZOS AXIALES, CORTANTES Y FLEXIONANTES NO EXCEDAN LOS VALORES PERMISIBLES. -

EN LA COLUMNA SE REVISARAN CINCO SECCIONES Y EN LA TRABE SE REVISARAN SIETE SECCIONES (EN DONDE SE LOCALIZAN LOS LARGUEROS).



A CONTINUACION SE REALIZARA EL DISEÑO PRELIMINAR DEL LARGUERO. LA CARGA --- MUERTA Y LA CARGA VIVA POR UNIDAD DE LONGITUD EN UN LARGUERO INTERMEDIO ES:

$$(105 + 60 \text{ kg/m}^2) \times 2.57 \text{ m} + 20 \text{ kg/m (PESO PROPIO)} = 444 \text{ kg/m}$$

$$\text{MOMENTO FLEXIONANTE MAXIMO} = w L^2 / 8 = (444)(6.00)^2(100)/8 = 199800 \text{ kg-cm}$$

SUPONIENDO UN ESFUERZO FLEXIONANTE PERMISIBLE IGUAL A  $1518 \text{ kg/cm}^2$ , EL MODULO DE SECCION REQUERIDO ES:

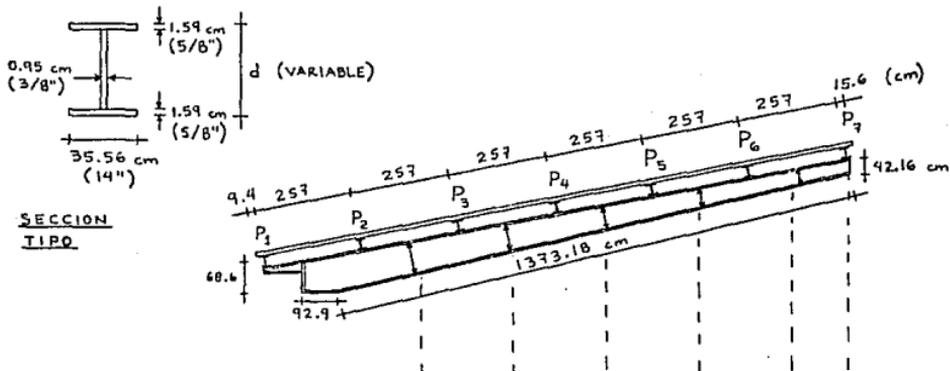
$$S_x = M / F_b = 199800 \text{ kg-cm} / 1518 \text{ kg/cm}^2 = 132 \text{ cm}^3$$

CONSIDERANDO QUE LA DEFLEXION MAXIMA EN EL LARGUERO NO DEBE DE EXCEDER DE -  $1/360$  DEL CLARO, IGUAL A  $600/360 = 1.67 \text{ cm}$ , EL MOMENTO DE INERCIA REQUERIDO ES:

$$I_x = \frac{5 w L^4}{384 E \Delta} = \frac{5 \times 4.44 \text{ kg/cm} \times (600 \text{ cm})^4}{384 \times 2039000 \text{ kg/cm}^2 \times 1.67 \text{ cm}} = 2200 \text{ cm}^4$$

SE PROPONE UN PERFIL DE ACERO LAMINADO IPR DE  $20.7 \text{ cm} \times 25.3 \text{ kg/m}$ , EL CUAL TIENE LAS SIGUIENTES PROPIEDADES:  $S_x = 249 \text{ cm}^3$  e  $I_x = 2576 \text{ cm}^4$ . EL PESO DE UN LARGUERO SOBRE UNO DE LOS MARCOS TRANSVERSALES INTERMEDIOS ES IGUAL A: -  $25.3 \text{ kg/m} \times 6.00 \text{ m} = 152 \text{ kg}$ .

PARA CALCULAR EL PESO DE LA TRABE TIPO DEL MARCO TRANSVERSAL, ES CONVENIENTE DIVIDIR A LA MISMA EN SIETE SECCIONES, DE MANERA QUE A CADA SECCION LE CORRESPONDA UN LARGUERO. EN LA SIGUIENTE TABLA SE CALCULA EL PESO DE CADA SECCION DE TRABE, LA SUMA DEL PESO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES Y DE LA CARGA VIVA ("CM + CV") SOBRE CADA SECCION, EL PESO DEL LARGUERO SOBRE CADA SECCION (SE CALCULO EN LA HOJA ANTERIOR) Y LA SUMA DE LOS TRES VALORES ANTERIORES.



SECCION TIPO

PERALTE (cm)		83	74	65	57	48	43
AREA (cm <sup>2</sup> )		189	181	172	165	156	151
AREA PROMEDIO (cm <sup>2</sup> )			185	177	169	161	154
PESO/METRO (kg/m)			145	139	133	127	121
LONGITUD (m)			2.57	2.57	2.57	2.57	1.29
PESO TRABE	26	474	375	360	344	329	156
( CM + CV )	1365	2544	2544	2544	2544	2544	1427
PESO LARGUERO	152	152	152	152	152	152	152
SUMA (kg)	1543	3170	3071	3056	3040	3025	1735
SECCION	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>	P <sub>7</sub>

$$\text{AREA (cm}^2\text{)} = (113.08) + (d - 3.18)(0.95)$$

$$\text{PESO/METRO (kg/m)} = (7840 \text{ kg/m}^3)(\text{AREA, cm}^2) / 10000$$

LA SUMA DEL PESO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES Y DE LA CARGA VIVA SOBRE CADA SECCION, SE CALCULO ASI:

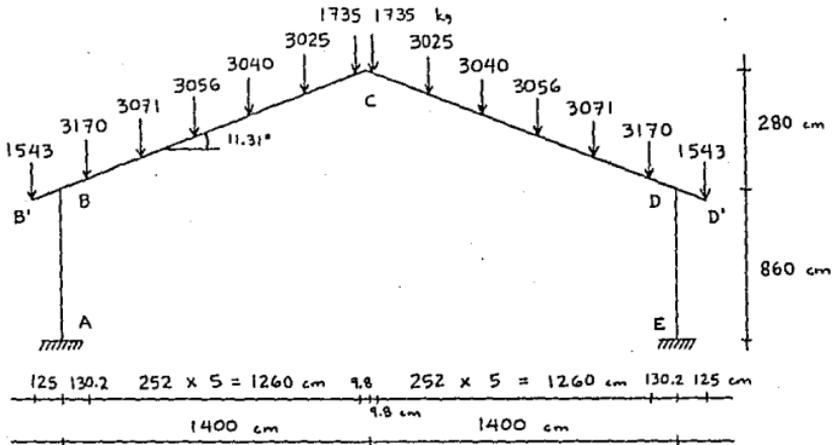
$$P_1 = (105 + 60 \text{ kg/m}^2) \times 6.00 \text{ m} \times 1.379 \text{ m} = 1365 \text{ kg}$$

$$P_2 \text{ A } P_6 = (105 + 60 \text{ kg/m}^2) \times 6.00 \text{ m} \times 2.57 \text{ m} = 2544 \text{ kg}$$

$$P_7 = (105 + 60 \text{ kg/m}^2) \times 6.00 \text{ m} \times 1.441 \text{ m} = 1427 \text{ kg}$$

5.3.- ANALISIS ESTRUCTURAL DEL MARCO TRANSVERSAL TIPO PARA LA COMBINACION

A-1: CARGA MUERTA + CARGA VIVA.



PRIMERA ETAPA. EL MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO EN EL EXTREMO B-B' DE LA BARRA B-B' ES: 1543 kg X 1.25 m = + 1929 kg-m. EL MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO EN EL EXTREMO D-D' DE LA BARRA D-D' ES: - 1929 kg-m.

LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LOS EXTREMOS BC Y CB DE LA TRABE BC SE CALCULAN EN LA TABLA QUE SE PRESENTA EN LA HOJA SIGUIENTE.

P (kg)	L (m)	$M_{BC}$		$M_{CB}$	
		c	M = PLc (kg-m)	c	M = PLc (kg-m)
3170	14.00	0.081	- 3594.78	0.004	+ 177.52
3071	14.00	0.170	- 7308.98	0.030	+ 1289.82
3056	14.00	0.182	- 7786.69	0.070	+ 2994.88
3040	14.00	0.140	- 5958.40	0.110	+ 4681.60
3025	14.00	0.055	- 2329.25	0.100	+ 4235.00
1735	14.00	0.011	- 267.19	0.002	+ 48.58

$$\bar{M}_{DC} = - 27246 \text{ kg-m} \quad \bar{M}_{CB} = + 13428 \text{ kg-m}$$

DEBIDO A LA SIMETRIA EN LAS DIMENSIONES DEL MARCO Y EN LAS CARGAS, LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LOS EXTREMOS DE LA TRABE CD SON:  $\bar{M}_{CD} = - 13428 \text{ kg-m}$  Y  $\bar{M}_{DC} = + 27246 \text{ kg-m}$ .

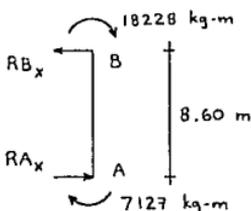
SEGUNDA ETAPA. DISTRIBUCION DE LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO (EN LA SIGUIENTE TABLA, LOS FACTORES DE DISTRIBUCION ESTAN EN CENTESIMAS Y LOS FACTORES DE TRANSPORTE EN MILESIMAS).

	A		B			C		D		E
	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DD'	DE	ED
FD	0	72	0	28	50	50	28	0	72	0
FT	637	391	0	339	734	734	339	0	391	637
ME			1929	-27246	13428	-13428	27246	-1929		
1D		18228		7089	0	0	-7089		-18228	
T	7127				2403	-2403				-7127
2D					0	0				
	7127	18228	1929	-20157	15831	-15831	20157	-1929	-18228	-7127

EL MARCO TIENE DOS GRADOS DE LIBERTAD, ES DECIR, SE CONSIDERARAN DOS SISTEMAS DE DEFORMACIONES, CUYOS VALORES SE SUPONDRAN, OBTENIENDO VALORES INCORRECTOS DE MOMENTOS DISTRIBUIDOS EN CADA SISTEMA, LOS CUALES SE CORREGIRAN MEDIANTE FACTORES DE CORRECCION, MISMOS QUE SE CALCULARAN AL PLANTEAR DOS ECUACIONES BASADAS EN EL EQUILIBRIO ESTATICO EN LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA. LA PRIMERA ECUACION SE OBTENDRA AL REALIZAR LA SUMA DE MOMENTOS RESPEC-

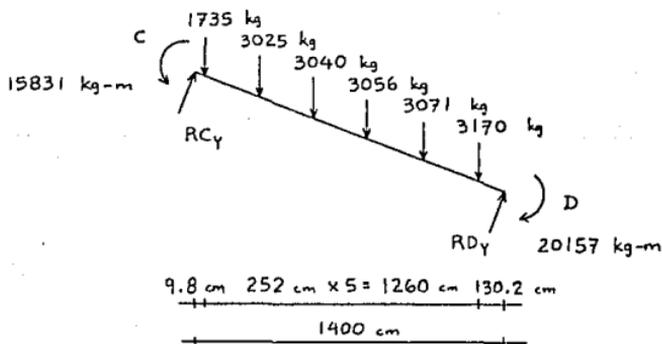
TO A UN PUNTO CUALQUIERA PARA EL CUERPO ABCD, LA CUAL DEBE SER IGUAL A CERO, PARA LAS FUERZAS Y MOMENTOS OBTENIDOS EN LA SEGUNDA ETAPA Y EN LAS DOS FASES DE LA TERCERA ETAPA. LA SEGUNDA ECUACION SE OBTENDRA AL REALIZAR LA SUMA DE MOMENTOS RESPECTO A UN PUNTO CUALQUIERA PARA EL CUERPO BCDE, LA CUAL DEBE SER IGUAL A CERO, PARA LAS FUERZAS Y MOMENTOS OBTENIDOS EN LA SEGUNDA ETAPA Y EN LAS DOS FASES DE LA TERCERA ETAPA.

A) SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO ABCD (SEGUNDA ETAPA). HACIENDO SUMA DE MOMENTOS EN EL PUNTO B DE LA BARRA AB:

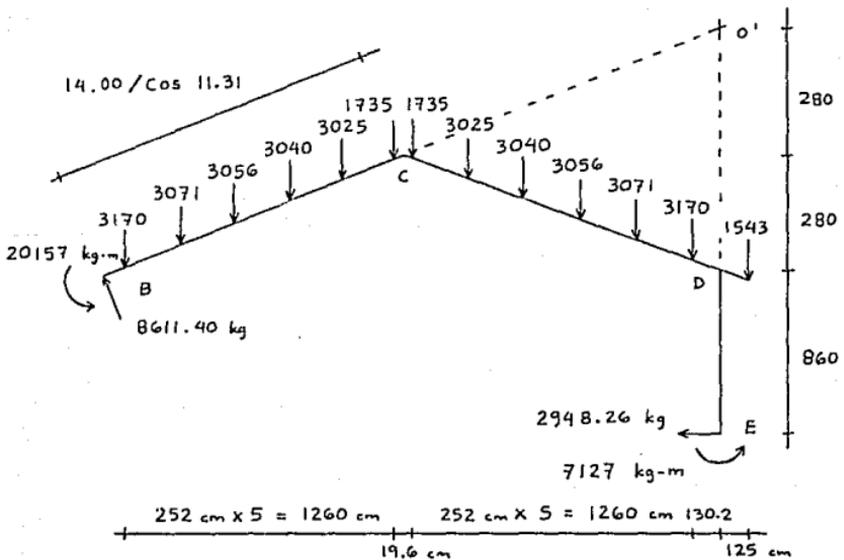
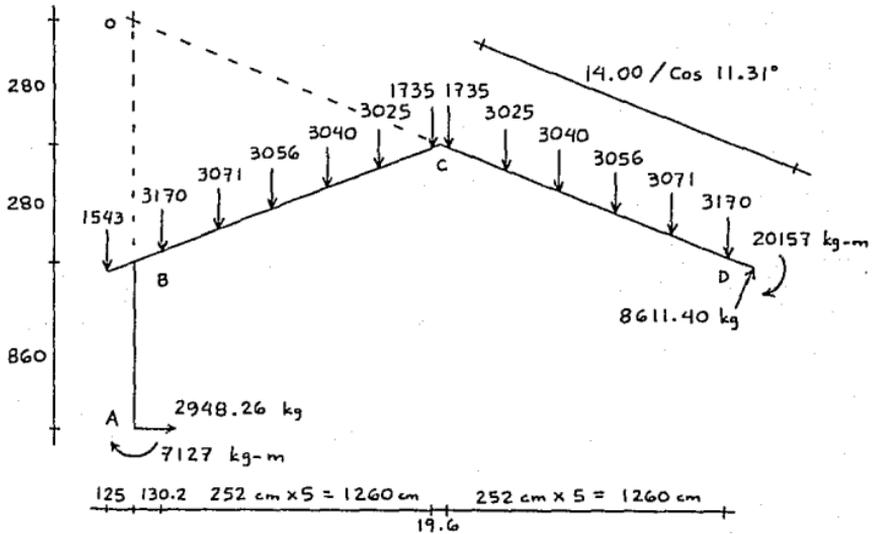


$$RA_x = (18228 + 7127) / 8.60 = 2948.26 \text{ kg}$$

HACIENDO SUMA DE MOMENTOS EN EL PUNTO C DE LA BARRA CD:



$$RD_y = (\text{Cos } 11.31/14.00)(20157 - 15831 + 1735 \times 0.098 + 3025 \times 2.618 + 3040 \times 5.138 + 3056 \times 7.658 + 3071 \times 10.178 + 3170 \times 12.698) = 8611.40 \text{ kg}$$



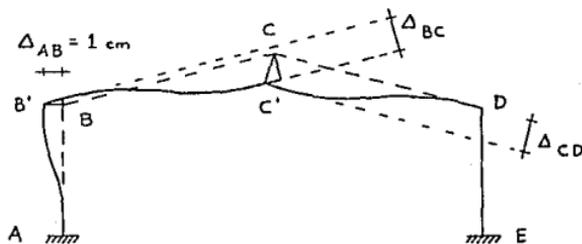
EN LA PRIMERA FIGURA DE LA HOJA ANTERIOR SE MUESTRA EL CUERPO ABCD, CUYA SUMA DE MOMENTOS RESPECTO AL PUNTO "O" ES:

$$\begin{aligned} \Sigma M_0 = & 7127 - 2948.26 \times 14.20 - (8611.40)(28.00/\text{Cos } 11.31) - 1543 \times 1.25 + \\ & 3170 \times 1.302 + 3071 \times 3.822 + 3056 \times 6.342 + 3040 \times 8.862 + 3025 \times 11.382 + \\ & 1735 \times 13.902 + 1735 \times 14.098 + 3025 \times 16.618 + 3040 \times 19.138 + \\ & 3056 \times 21.658 + 3071 \times 24.178 + 3170 \times 26.698 + 20157 = + 216311.60 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

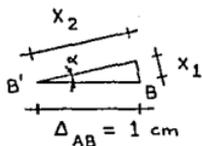
B) SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO BCDE (SEGUNDA ETAPA). DEBIDO A LA SIMETRÍA EN LAS DIMENSIONES DEL MARCO Y EN LAS CARGAS, LA SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO BCDE RESPECTO AL PUNTO "O", SERA IGUAL A - 216311.60 kg-m (VER LA SEGUNDA FIGURA DE LA HOJA ANTERIOR).

TERCERA ETAPA: EL MARCO EN CONSIDERACION TIENE DOS GRADOS DE LIBERTAD, ES DECIR, LA DEFORMACION DE LA ESTRUCTURA SE ANALIZARA EN DOS FASES.

PRIMERA FASE. EN LA SIGUIENTE FIGURA SE MUESTRA LA DEFORMACION SUPUESTA DE LA ESTRUCTURA PARA LA PRIMERA FASE.



SI SUPONEMOS EL DESPLAZAMIENTO DE LA BARRA AB IGUAL A 1 cm:



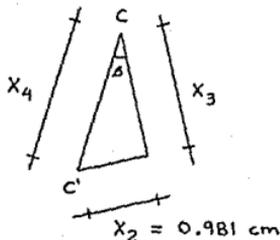
$$\alpha = 11.31^\circ$$

$$X_1 = 1 \text{ cm} \times \text{Sen } 11.31 = 0.196 \text{ cm}$$

$$X_2 = 1 \text{ cm} \times \cos 11.31 = 0.981 \text{ cm}$$

AL DESPRECIAR LA DEFORMACION AXIAL DE LA BARRA BC, LA DEFORMACION EN EL NUDO C ES:

$$\beta = 2 \times 11.31 = 22.62^\circ$$



$$X_3 = 0.981 / \tan 22.62 = 2.354 \text{ cm}$$

$$X_4 = 0.981 / \sin 22.62 = 2.55 \text{ cm}$$

LOS DESPLAZAMIENTOS EN LAS BARRAS SON:

$$\Delta_{AB} = 1 \text{ cm}$$

$$\Delta_{BC} = X_1 + X_3 = 0.196 + 2.354 = 2.55 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CD} = X_4 = 2.55 \text{ cm}$$

$$\Delta_{DE} = 0$$

LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS SON:

$$\Delta_{BC} = 2.55 \Delta_{AB}$$

$$\Delta_{CD} = 2.55 \Delta_{AB}$$

$$\Delta_{DE} = 0$$

LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO INDUCIDOS EN LOS EXTREMOS DE UNA BARRA, CUANDO ESTOS SE DESPLAZAN (SIN GIRO) ES IGUAL A:

$$\bar{M} = k E I_{\min} (1 + c) \Delta / L^2$$

LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO INDUCIDOS EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS QUE SE DESPLAZAN, PARA LA DEFORMACION DE LA PRIMERA FASE, SON:

$$\bar{M}_{AB} = + (5.12)(E)(2.418 I)(1.637)(\Delta_{AB}) / (8.60)^2 = + 0.2740 EI \Delta_{AB}$$

$$\bar{M}_{BA} = + (8.33)(E)(2.418 I)(1.391)(\Delta_{AB}) / (8.60)^2 = + 0.3788 EI \Delta_{AB}$$

$$\begin{aligned}\bar{M}_{BC} &= - (13.2)(E)(I)(1.339)(\Delta_{BC}) / (14.00/\cos 11.31)^2 = \\ &= - (0.0867 EI)(2.55 \Delta_{AB}) = - 0.2211 EI \Delta_{AB}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{M}_{CB} &= - (5.96)(E)(I)(1.734)(\Delta_{BC}) / (14.00/\cos 11.31)^2 = \\ &= - (0.0507 EI)(2.55 \Delta_{AB}) = - 0.12928 EI \Delta_{AB}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{M}_{CD} &= + (5.96)(E)(I)(1.734)(\Delta_{CD}) / (14.00/\cos 11.31)^2 = \\ &= + (0.0507 EI)(2.55 \Delta_{AB}) = + 0.12928 EI \Delta_{AB}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{M}_{DC} &= + (13.2)(E)(I)(1.339)(\Delta_{CD}) / (14.00/\cos 11.31)^2 = \\ &= + (0.0867 EI)(2.55 \Delta_{AB}) = - 0.2211 EI \Delta_{AB}\end{aligned}$$

$$\bar{M}_{DE} = 0$$

$$\bar{M}_{ED} = 0$$

SI SUPONEMOS UN VALOR DE 65000 kg-cm<sup>3</sup> PARA EI Δ<sub>AB</sub>, LOS MOMENTOS ANTERIORES-  
TENDRAN LOS SIGUIENTES VALORES:  $\bar{M}_{AB} = + 17811$  kg-m,  $\bar{M}_{BA} = + 24623$  kg-m, --  
 $\bar{M}_{BC} = - 14372$  kg-m,  $\bar{M}_{CB} = - 8403$  kg-m,  $\bar{M}_{CD} = + 8403$  kg-m,  $\bar{M}_{DC} = + 14372$  --  
kg-m y  $\bar{M}_{DE} = \bar{M}_{ED} = 0$ . LA DISTRIBUCION DE LOS MOMENTOS ANTERIORES SE REALIZA  
RA EN LA SIGUIENTE TABLA.

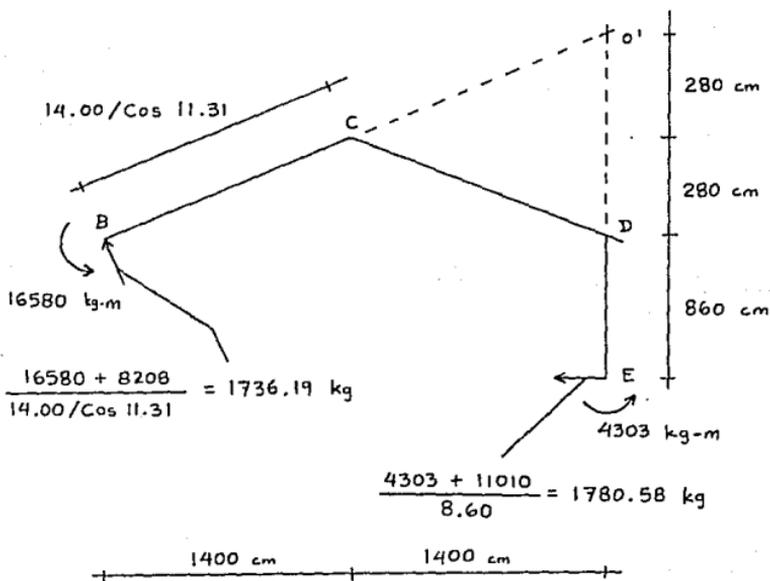
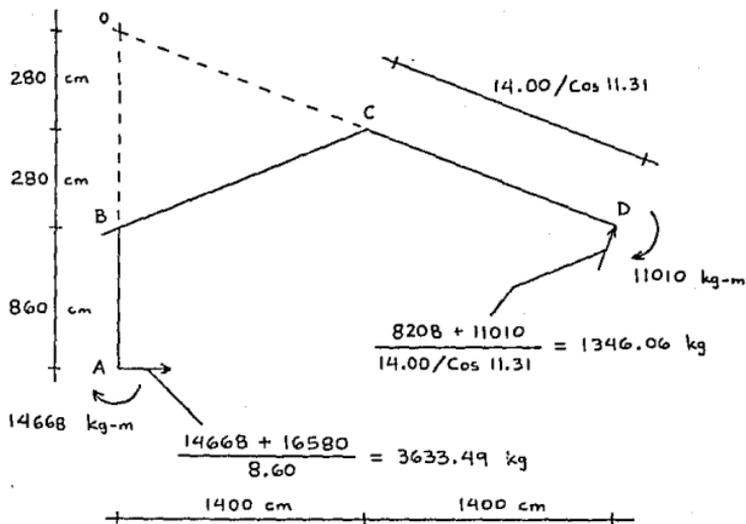
	A	B		C		D		E
	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED
FD	0	72	28	50	50	28	72	0
FT	637	391	339	734	734	339	391	637
ME	17811	24623	-14372	-8403	8403	14372	0	0
1D		-7381	-2870	0	0	-4024	-10348	
T	-2886			-973	-1364			-4046
2D				1168	1168			
T			857			857		
3D		-617	-240			-240	-617	
T	-241			-81	-81			-241
4D				81	81			
T			59			59		
5D		-42	-17			-17	-42	
T	-16			-6	-6			-16
6D				6	6			
T			4			4		
7D		-3	-1			-1	-3	
	14668	16580	-16580	-8208	8208	11010	-11010	-4303

A) SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO ABCD (PRIMERA FASE). (SEGUN LA PRIMERA FIGURA DE LA HOJA SIGUIENTE):

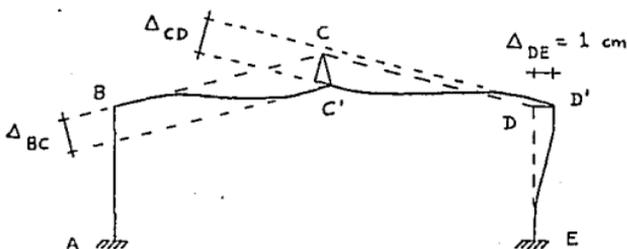
$$\begin{aligned}\Sigma M_0 &= 14668 - 3633.49 \times 14.20 - (1346.06)(28.00/\cos 11.31) + 11010 = \\ &= -64353.65 \text{ kg-m}\end{aligned}$$

B) SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO BCDE (PRIMERA FASE). (SEGUN LA SEGUNDA FIGURA DE LA HOJA SIGUIENTE):

$$\begin{aligned}\Sigma M_0 &= (1736.19)(28.00/\cos 11.31) - 16580 + 1780.58 \times 14.20 - 4303 = \\ &= +53977.30 \text{ kg-m}\end{aligned}$$



SEGUNDA FASE. EN LA SIGUIENTE FIGURA SE MUESTRA LA DEFORMACION SUPUESTA DE LA ESTRUCTURA PARA LA SEGUNDA FASE.



SI SUPONEMOS EL DESPLAZAMIENTO DE LA BARRA  $\overline{DE}$  IGUAL A 1 cm, DE LA MANERA INDICADA EN LA FIGURA ANTERIOR, LA DEFORMACION DEL MARCO EN ESTA FASE SERA, INVERSAMENTE, SEMEJANTE A LA DEFORMACION SUPUESTA EN LA PRIMERA FASE. DEBIDO A LA SIMETRIA EN LAS DIMENSIONES DEL MARCO, LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE LAS BARRAS, SON:

$$\begin{aligned}\Delta_{BC} &= 2.55 \Delta_{DE} \\ \Delta_{CD} &= 2.55 \Delta_{DE} \\ \Delta_{AB} &= 0\end{aligned}$$

SI TAMBIEN SE SUPONE UN VALOR PARA  $EI \Delta_{DE}$  IGUAL A  $65000 \text{ kg-cm}^3$ , LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS, AL PRODUCIRSE LA DEFORMACION SUPUESTA EN ESTA FASE, TENDRAN LOS SIGUIENTES VALORES:  $\overline{M}_{AB} = \overline{M}_{BA} = 0$ ,  $\overline{M}_{BC} = -14372 \text{ kg-m}$ ,  $\overline{M}_{CB} = -8403 \text{ kg-m}$ ,  $\overline{M}_{CD} = +8403 \text{ kg-m}$ ,  $\overline{M}_{DC} = +14372 \text{ kg-m}$ ,  $\overline{M}_{DE} = -24623 \text{ kg-m}$  Y  $\overline{M}_{ED} = -17811 \text{ kg-m}$ .

LA DISTRIBUCION DE LOS MOMENTOS ANTERIORES SE REALIZARA EN LA TABLA PRESENTADA EN LA HOJA SIGUIENTE.

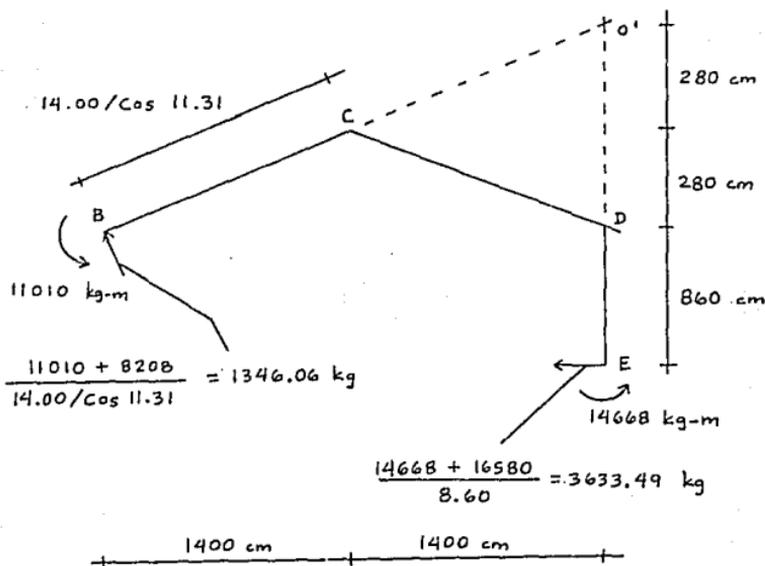
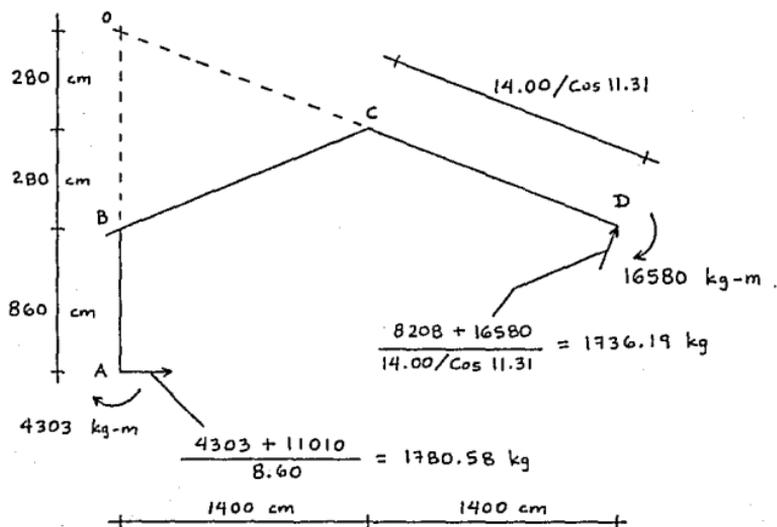
	A	B		C		D		E
	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED
FD	0	72	28	50	50	28	72	0
FT	637	391	339	734	734	339	391	637
ME	0	0	-14372	-8403	8403	14372	-24623	-17811
1D		10348	4024	0	0	2870	7381	
T	4046			1364	973			2886
2D				-1168	-1168			
T			-857			-857		
3D		617	240			240	617	
T	241			81	81			241
4D				-81	-81			
T			-59			-59		
5D		42	17			17	42	
T	16			6	6			16
6D				-6	-6			
T			-4			-4		
7D		3	1			1	3	
	4303	11010	-11010	-8208	8208	16580	-16580	-14668

A) SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO ABCD (SEGUNDA FASE). (SEGUN LA PRIMERA FIGURA DE LA HOJA SIGUIENTE):

$$\begin{aligned}\Sigma M_o &= 4303 - 1780.58 \times 14.20 - (1736.19)(28.00/\cos 11.31) + 16580 = \\ &= - 53977.30 \text{ kg-m}\end{aligned}$$

B) SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO BCDE (SEGUNDA FASE). SEGUN LA SEGUNDA FIGURA DE LA HOJA SIGUIENTE:

$$\begin{aligned}\Sigma M_o &= (1346.06)(28.00/\cos 11.31) - 11010 + 3633.49 \times 14.20 - 14668 = \\ &= + 64353.65 \text{ kg-m}\end{aligned}$$



CUARTA ETAPA. CALCULO DE LOS FACTORES DE CORRECCION:

$$\text{CUERPO ABCD: } + 216311.60 - (64353.65) X - (53977.30) Y = 0 \quad (1)$$

$$\text{CUERPO BCDE: } - 216311.60 + (53977.30) X + (64353.65) Y = 0 \quad (2)$$

RESOLVIENDO SIMULTANEAMENTE LAS DOS ECUACIONES ANTERIORES,  $X = Y = + 1.8280$ .  
LOS MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS, SERAN IGUALES A LA SUMA DE LOS MOMENTOS DISTRIBUIDOS EN LA SEGUNDA ETAPA, DE LOS MOMENTOS DISTRIBUIDOS EN LA PRIMERA FASE DE LA TERCERA ETAPA AFECTADOS POR EL FACTOR "X" Y DE LOS MOMENTOS DISTRIBUIDOS EN LA SEGUNDA FASE DE LA TERCERA ETAPA AFECTADOS POR EL FACTOR "Y":

$$M_{AB} = 7127 + 1.828 \times 14668 + 1.828 \times 4303 = + 41806.41 \text{ kg-m}$$

$$M_{BA} = 18228 + 1.828 \times 16580 + 1.828 \times 11010 = + 68663.13 \text{ kg-m}$$

$$M_{BC} = - 20157 - 1.828 \times 16580 - 1.828 \times 11010 = - 70592.13 \text{ kg-m}$$

$$M_{CB} = 15831 - 1.828 \times 8208 - 1.828 \times 8208 = - 14177.81 \text{ kg-m}$$

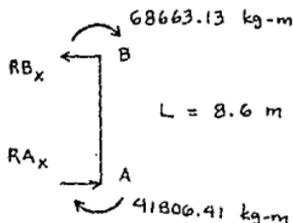
$$M_{CD} = + 14177.81 \text{ kg-m}$$

$$M_{DC} = + 70592.13 \text{ kg-m}$$

$$M_{DE} = - 68663.13 \text{ kg-m}$$

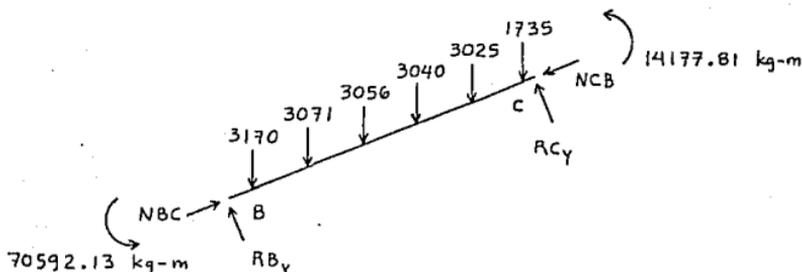
$$M_{ED} = - 41806.41 \text{ kg-m}$$

LAS FUERZAS INTERNAS EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS SON:



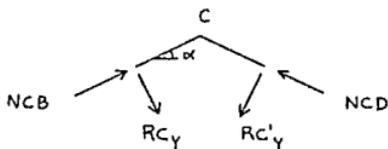
$$RA_x = RB_x = (41806.41 + 68663.13) / 8.6 = 12845.30 \text{ kg}$$

HACIENDO SUMA DE MOMENTOS EN EL PUNTO C DE LA BARRA BC:



$$RB_y = (\cos 11.31/14.00)(70592.13 + 14177.81 + 1735 \times 0.098 + 3025 \times 2.618 + 3040 \times 5.138 + 3056 \times 7.658 + 3071 \times 10.178 + 3170 \times 12.698) = 14245.81 \text{ kg}$$

$$RC_y = -14245.81 + (3170 + 3071 + 3056 + 3040 + 3025 + 1735)(\cos 11.31) = 2519.17 \text{ kg}$$



$$\alpha = 11.31^\circ$$

EN LA FIGURA ANTERIOR, DEBIDO A LA SIMETRIA EN LAS DIMENSIONES DEL MARCO Y EN LAS CARGAS,  $RC'_y = RC_y = 2519.17 \text{ kg}$  Y  $NCB = NCD$ . HACIENDO SUMA DE FUERZAS VERTICALES:

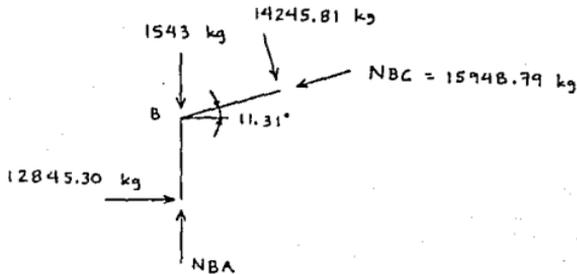
$$NCB = NCD = 2 \times 2519.17 \times \cos 11.31 / (2 \times \sin 11.31) = 12595.77 \text{ kg}$$

HACIENDO SUMA DE FUERZAS HORIZONTALES EN LA BARRA BC:

$$NBC = 12595.77 + (3170 + 3071 + 3056 + 3040 + 3025 + 1735)(\sin 11.31) = 15948.79 \text{ kg}$$

HACIENDO SUMA DE FUERZAS VERTICALES EN LA FIGURA SIGUIENTE, SE ENCUENTRA -- NBA. AL VERIFICAR QUE LA SUMA DE FUERZAS HORIZONTALES ES IGUAL A CERO, SE -

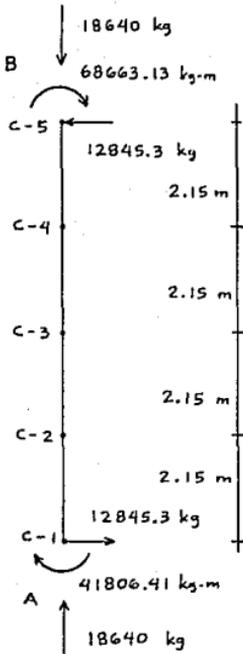
COMPRUEBA QUE LOS MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS SON CORRECTOS.



$$NBA = 1543 + 14245.81 \times \cos 11.31 + 15948.79 \times \sin 11.31 = 18640 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_x = 12845.30 + 14245.81 \times \sin 11.31 - 15948.79 \times \cos 11.31 = 0$$

EN LAS DOS HOJAS SIGUIENTES SE MUESTRAN LOS DIAGRAMAS DE VARIACION DE LOS ESFUERZOS AXIALES, CORTANTES Y FLEXIONANTES PARA LA COLUMNA TIPO "AB" Y PARA LA TRABE TIPO "BC" (POR LA SIMETRIA EN DIMENSIONES Y EN CARGAS EN EL MARCO, DICHS DIAGRAMAS EN LA COLUMNA "DE" Y EN LA TRABE "CD" SERAN IGUALES A LOS DIAGRAMAS MOSTRADOS).



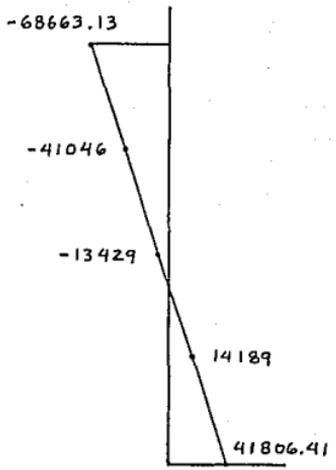
(COMPRESSION)



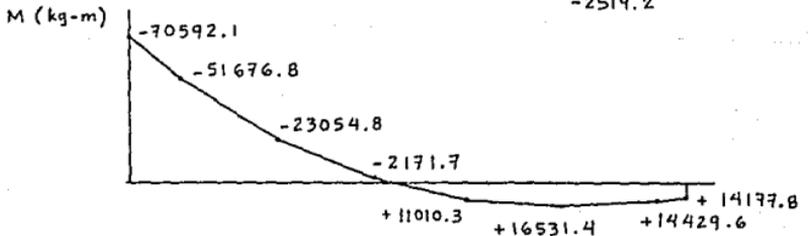
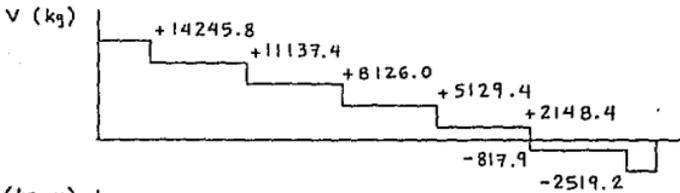
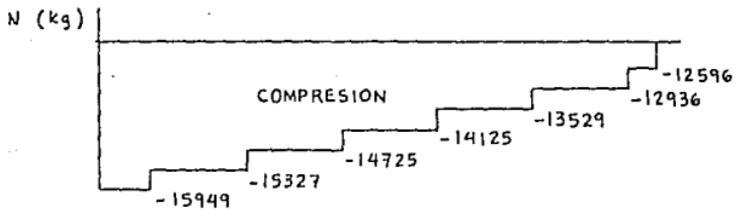
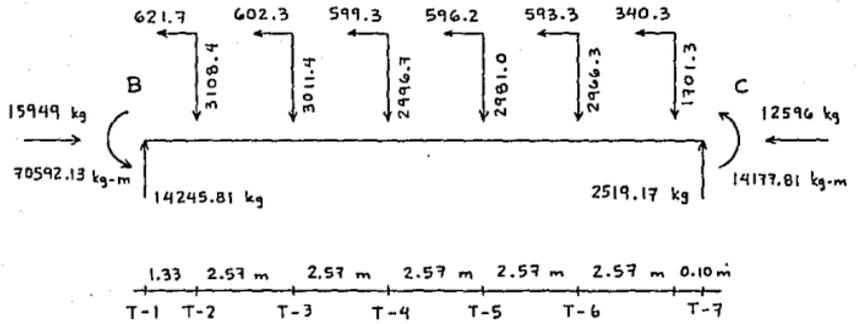
N (kg)



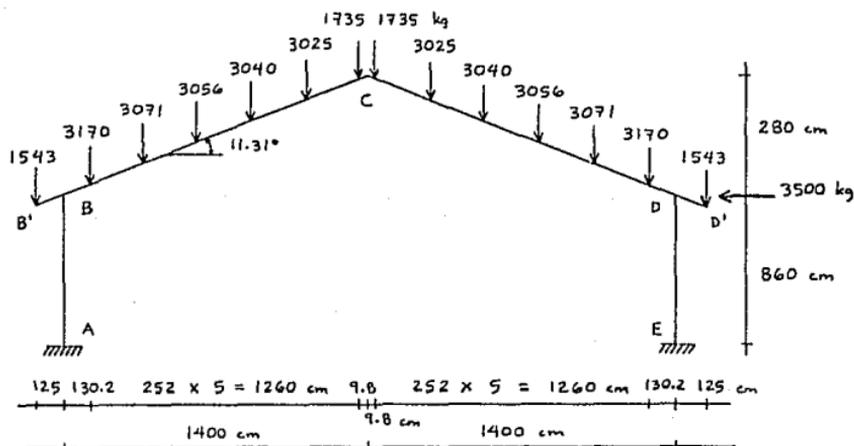
V (kg)



M (kg-m)

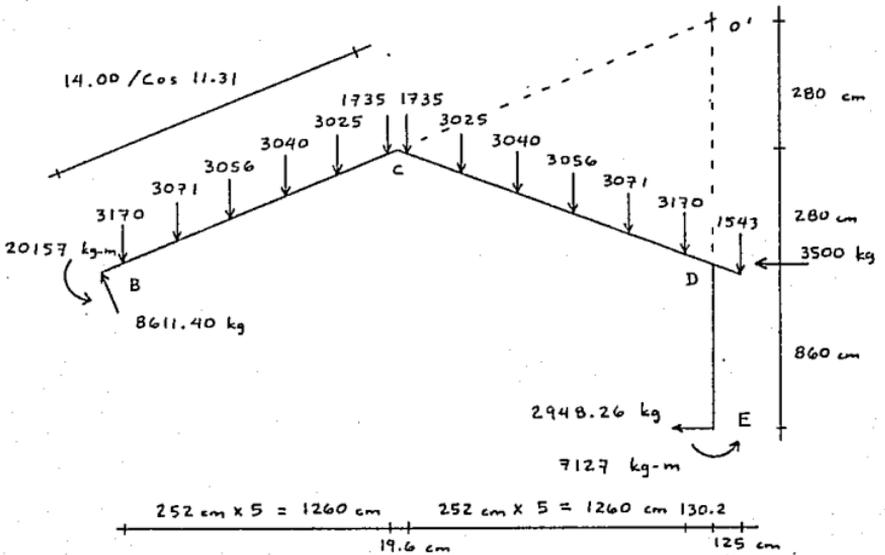
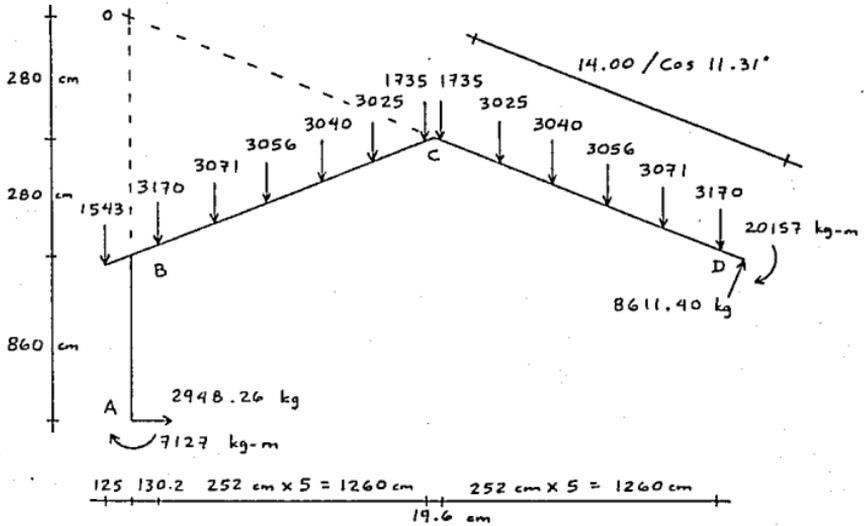


5.4.- ANALISIS ESTRUCTURAL DEL MARCO TRANSVERSAL PARA LA COMBINACION A-3:  
CARGA MUERTA + CARGA VIVA + SISMO DIRECCION TRANSVERSAL.



PRIMERA Y SEGUNDA ETAPAS: PARA ESTA COMBINACION, LAS FUERZAS EXTERNAS EN EL MARCO QUE PRODUCEN MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS, SON LAS MISMAS QUE LAS CONSIDERADAS EN LA COMBINACION A-1. LA FUERZA HORIZONTAL SISMICA APLICADA EN EL NUDO C NO ORIGINA MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO. - POR LO TANTO, LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS - PARA EL PRESENTE ANALISIS SERAN IGUALES A LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO CONSIDERADOS EN EL ANALISIS DE LA COMBINACION A-1. DE LA MISMA MANERA, SE UTILIZARAN, PARA EL PRESENTE ANALISIS, LOS RESULTADOS DE LA DISTRIBUCION DE DICHS MOMENTOS, OBTENIDOS EN EL ANALISIS DE LA COMBINACION A-1.

A) SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO ABCD (SEGUNDA ETAPA). LAS FUERZAS INTERNAS Y EXTERNAS PARA EL CUERPO ABCD SON LAS MISMAS QUE LAS CONSIDERADAS PARA EL CUERPO ABCD DE LA SEGUNDA ETAPA DEL ANALISIS DE LA COMBINACION A-1 (VER PRIMERA FIGURA DE LA HOJA SIGUIENTE), POR LO QUE LA SUMA DE MOMENTOS RESPECTO AL PUNTO "O", SERA IGUAL A LA OBTENIDA ANTERIORMENTE EN DICHA COMBINACION, IGUAL A + 216311.60 kg-m.



B) SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO BCDE (SEGUNDA ETAPA). LAS FUERZAS INTER-  
NAS EN EL CUERPO BCDE SERAN LAS MISMAS QUE LAS CONSIDERADAS EN EL CUERPO --  
BCDE EN LA SEGUNDA ETAPA DEL ANALISIS DE LA COMBINACION A-1 (VER SEGUNDA FI  
GURA DE LA HOJA ANTERIOR).

$$\begin{aligned} \Sigma M_o &= - 7127 + 2948.26 \times 14.20 + (8611.40)(28.00/\text{Cos } 11.31) - 20157 + \\ &1543 \times 1.25 - 3170 \times 1.302 - 3071 \times 3.822 - 3056 \times 6.342 - 3040 \times 8.862 - \\ &3025 \times 11.382 - 1735 \times 13.902 - 1735 \times 14.098 - 3025 \times 16.618 - \\ &3040 \times 19.138 - 3056 \times 21.658 - 3071 \times 24.178 - 3170 \times 26.698 + 3500 \times 5.6 = \\ &= - 196711.60 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

TERCERA ETAPA. EN LAS DOS FASES DE LA TERCERA ETAPA DEL PRESENTE ANALISIS, -  
SE CONSIDERARAN LAS MISMAS MAGNITUDES Y SENTIDOS DE LAS DEFORMACIONES QUE -  
SE SUPUSIERON EN LAS DOS FASES DE LA TERCERA ETAPA DEL ANALISIS DE LA COMBI-  
NACION A-1, POR LO QUE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN DICHO ANALISIS SE UTILI-  
ZARAN EN EL PRESENTE ANALISIS.

PRIMERA FASE.

A) SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO ABCD:  $\Sigma M_o = - 64353.65 \text{ kg-m}$ .

B) SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO BCDE:  $\Sigma M_o = + 53977.30 \text{ kg-m}$ .

SEGUNDA FASE.

A) SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO ABCD:  $\Sigma M_o = - 53977.30 \text{ kg-m}$

B) SUMA DE MOMENTOS PARA EL CUERPO BCDE:  $\Sigma M_o = + 64353.65 \text{ kg-m}$ .

CUARTA ETAPA. CALCULO DE LOS FACTORES DE CORRECCION:

$$\text{CUERPO ABCD: } + 216311.60 - (64353.65) X - (53977.30) Y = 0 \quad (1)$$

$$\text{CUERPO BCDE: } - 196711.60 + (53977.30) X + (64353.65) Y = 0 \quad (2)$$

RESOLVIENDO SIMULTANEAMENTE LAS DOS ECUACIONES ANTERIORES, SE OBTIENE: --  
X = + 2.6897, Y = + 0.8007. LOS MOMENTOS FINALES CORREGIDOS SON:

$$M_{AB} = 7127 + 2.6897 \times 14668 + 0.8007 \times 4303 = + 50024.54 \text{ kg-m}$$

$$M_{BA} = 18228 + 2.6897 \times 16580 + 0.8007 \times 11010 = + 71638.79 \text{ kg-m}$$

$$M_{BC} = - 20157 - 2.6897 \times 16580 - 0.8007 \times 11010 = - 73567.79 \text{ kg-m}$$

$$M_{CB} = 15831 - 2.6897 \times 8208 - 0.8007 \times 8208 = - 12818.26 \text{ kg-m}$$

$$M_{CD} = - 15831 + 2.6897 \times 8208 + 0.8007 \times 8208 = + 12818.26 \text{ kg-m}$$

$$M_{DC} = 20157 + 2.6897 \times 11010 + 0.8007 \times 16580 = + 63046.55 \text{ kg-m}$$

$$M_{DE} = - 18228 - 2.6897 \times 11010 - 0.8007 \times 16580 = - 61117.56 \text{ kg-m}$$

$$M_{ED} = - 7127 - 2.6897 \times 4303 - 0.8007 \times 14668 = - 30445.98 \text{ kg-m}$$

SI LA FUERZA SISMICA DE 3500 kg ACTUARA EN DIRECCION HACIA LA DERECHA, LOS MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS AB Y BC, SERIAN:

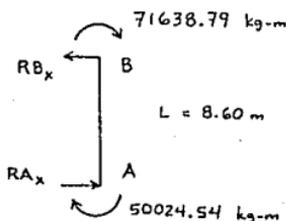
$$M_{AB} = + 30445.98 \text{ kg-m}$$

$$M_{BA} = + 61117.56 \text{ kg-m}$$

$$M_{BC} = - 63046.55 \text{ kg-m}$$

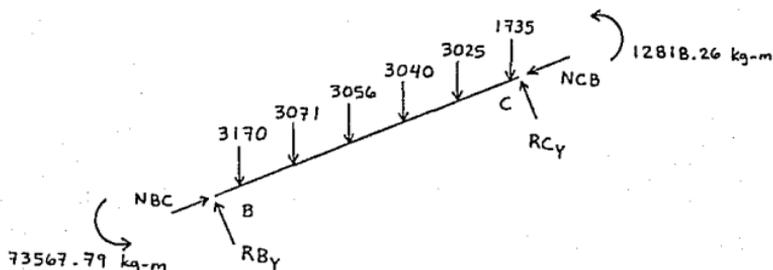
$$M_{CB} = - 12818.26 \text{ kg-m}$$

LOS CUALES SON MENORES QUE LOS MOMENTOS RESULTANTES AL CONSIDERAR QUE LA --- FUERZA SISMICA ACTUA HACIA LA IZQUIERDA. LAS FUERZAS INTERNAS EN LOS EXTRE-- MOS DE LAS BARRAS AB Y BC, SEGUN LOS MOMENTOS RESULTANTES AL CONSIDERAR QUE LA FUERZA SISMICA ACTUA HACIA LA IZQUIERDA, SON:



$$R_{A_x} = R_{B_x} = (71638,79 + 50024,54) / 8,6 = 14146,90 \text{ kg}$$

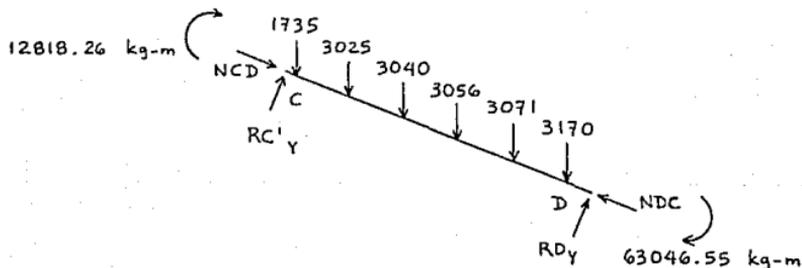
HACIENDO SUMA DE MOMENTOS EN EL PUNTO C DE LA BARRA BC:



$$R_{B_y} = (\text{Cos } 11,31/14,00)(73567,79 + 12818,26 + 1735 \times 0,098 + 3025 \times 2,618 + 3040 \times 5,138 + 3056 \times 7,658 + 3071 \times 10,178 + 3170 \times 12,698) = 14359,00 \text{ kg}$$

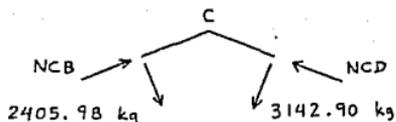
$$R_{C_y} = (3170 + 3071 + 3056 + 3040 + 3025 + 1735)(\text{Cos } 11,31) - 14359,00 = 2405,98 \text{ kg}$$

HACIENDO SUMA DE MOMENTOS EN EL PUNTO D DE LA BARRA CD:



$$R_{C'_y} = (\text{Cos } 11,31/14,00)(3170 \times 1,302 + 3071 \times 3,822 + 3056 \times 6,342 + 3040 \times 8,862 + 3025 \times 11,382 + 1735 \times 13,902 - 12818,26 - 63046,55) = 3142,90 \text{ kg}$$

HACIENDO SUMA DE FUERZAS VERTICALES EN EL NUDO C:



$$(NCB) \text{ Sen } 11.31 + (NCD) \text{ Sen } 11.31 - (2405.98 + 3142.90)(\text{Cos } 11.31) = 0$$

$$NCB + NCD - 27744.23 = 0 \quad (1)$$

HACIENDO SUMA DE FUERZAS HORIZONTALES EN EL NUDO C:

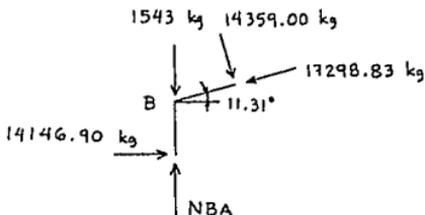
$$(NCB) \text{ Cos } 11.31 - (NCD) \text{ Cos } 11.31 + (2405.98 - 3142.90)(\text{Sen } 11.31) = 0$$

$$NCB - NCD - 147.38 = 0 \quad (2)$$

RESOLVIENDO SIMULTANEAMENTE LAS DOS ECUACIONES ANTERIORES:  $NCD = 13798.42 \text{ kg}$  Y  $NCB = 13945.81 \text{ kg}$ . HACIENDO SUMA DE FUERZAS HORIZONTALES IGUAL A CERO EN LA BARRA BC:

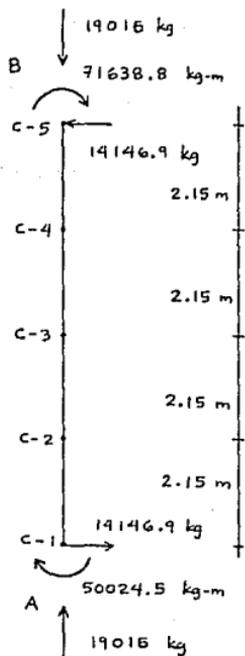
$$\begin{aligned} HBC &= 13945.81 + (3170 + 3071 + 3056 + 3040 + 3025 + 1735)(\text{Sen } 11.31) = \\ &= 17298.83 \text{ kg} \end{aligned}$$

HACIENDO SUMA DE FUERZAS VERTICALES EN EL NUDO B (FIGURA SIGUIENTE), SE ENCUENTRA  $NBA$ . AL VERIFICAR QUE LA SUMA DE FUERZAS HORIZONTALES ES IGUAL A CERO, SE COMPRUEBA QUE LOS MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS SON CORRECTOS.



$$NBA = 14359.00 \times \text{Cos } 11.31 + 17298.33 \times \text{Sen } 11.31 + 1543.00 = 19015.66 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_x = 14146.90 + 14359.00 \times \text{Sen } 11.31 - 17298.33 \times \text{Cos } 11.31 = 0 \quad (OK)$$



(COMPRESSION)

- 19016

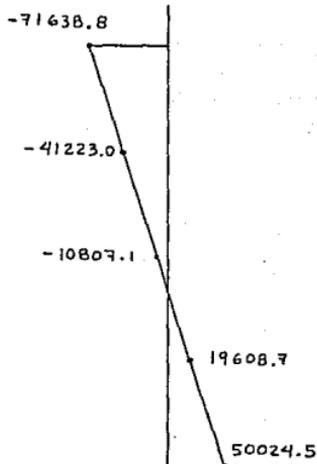


N (kg)

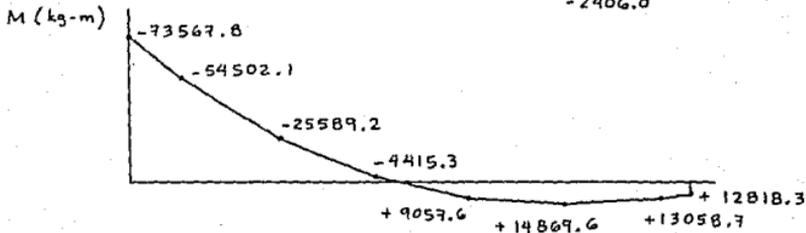
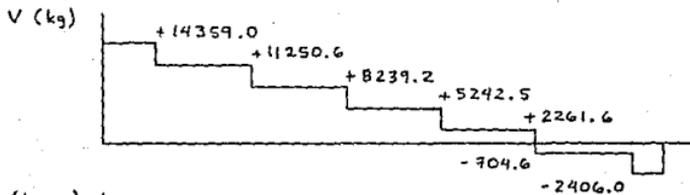
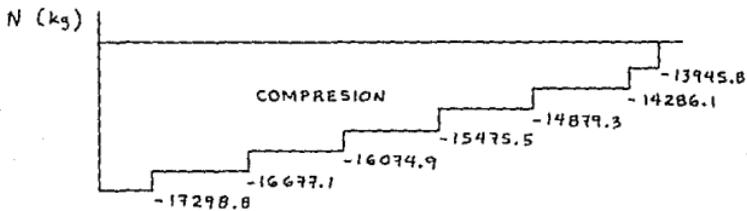
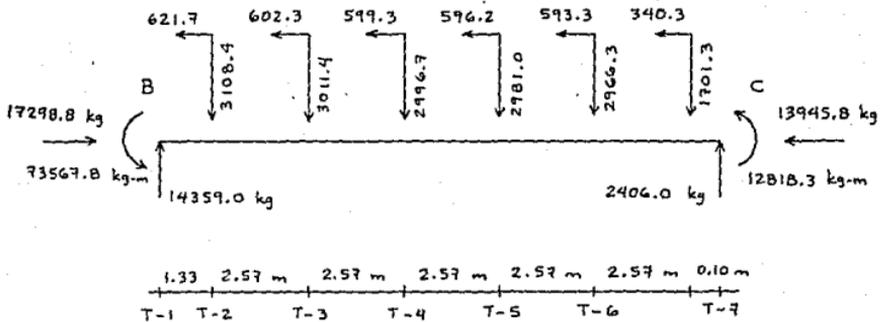
- 14146.9 kg



V (kg)



M (kg-m)



5.5.- EL METODO DE KANI PARA EL ANALISIS DEL MARCO LONGITUDINAL.

EL METODO DE KANI ES UN METODO ITERATIVO, CON UNA RAPIDEZ SATISFATORIA DE CONVERGENCIA EN EL RESULTADO FINAL, Y ES APLICABLE A ESTRUCTURAS RETICULARES (MARCOS) CON NUDOS FIJOS O DESPLAZABLES. LA VENTAJA PRINCIPAL DEL METODO CONSISTE EN LA ELIMINACION AUTOMATICA DE ERRORES, YA QUE ESTOS, EN CASO DE EXISTIR, DESAPARECEN CON LAS SUCESIVAS ITERACIONES. ESTE METODO SE UTILIZARA PARA ANALIZAR EL MARCO LONGITUDINAL TIPO BAJO LA ACCION DEL SISMO.

LAS ECUACIONES QUE SE UTILIZARAN EN EL PROCESO DE ITERACION SON:

$$M'_{AB} = - \left[ \frac{1}{2} \times \text{F.D.A.} \right] \left[ \Sigma M'_{BA} + \Sigma M''_{AB} + \bar{M}_A \right] \quad (1)$$

$$M''_{AB} = - \left[ \frac{3}{2} \times \text{F.D.L.} \right] \left[ \Sigma ( M'_{AB} + M'_{BA} ) + \bar{M}_r \right] \quad (2)$$

EN DONDE:

F.D.A. = FACTOR DE DISTRIBUCION ANGULAR.

F.D.L. = FACTOR DE DISTRIBUCION LINEAL EN LAS COLUMNAS DE UN PISO.

$M'_{AB}$  = PARTICIPACION ANGULAR DEL EXTREMO CONTIGUO DE LA BARRA CONSIDERADA.

$M'_{BA}$  = PARTICIPACION ANGULAR DEL EXTREMO OPUESTO DE LA BARRA CONSIDERADA.

$M''_{AB}$  = PARTICIPACION POR DESPLAZAMIENTO LINEAL DEL EXTREMO CONTIGUO DE LA COLUMNA CONSIDERADA.

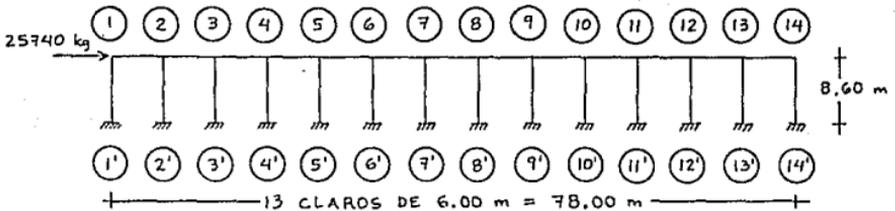
$\bar{M}_A$  = SUMA DE MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO DE LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS -- QUE CONCURREN EN EL NUDO CONSIDERADO.

$\bar{M}_r$  = MOMENTO DE PISO.

LAS ECUACIONES ANTERIORES SE HAN DEDUCIDO DE LA ECUACION GENERAL:

$$M_{AB} = \bar{M}_{AB} + 2 M'_{AB} + M'_{BA} + M''_{AB} \quad (3)$$

5.6.- ANALISIS ESTRUCTURAL DEL MARCO LONGITUDINAL BAJO LA ACCION DEL SISMO  
DIRECCION LONGITUDINAL.



MOMENTO DE INERCIA DE LAS COLUMNAS. SEGUN LAS DIMENSIONES DE LA COLUMNA TIPO, PRESENTADAS EN EL ARTICULO 5.2, EL MOMENTO DE INERCIA DEL EXTREMO INFERIOR DE LA COLUMNA, RESPECTO A SU EJE DE MENOR RESISTENCIA (EJE Y-Y'), ES DE 17791.3 cm<sup>4</sup>, Y EL MOMENTO DE INERCIA DEL EXTREMO SUPERIOR DE LA COLUMNA, RESPECTO AL MISMO EJE, ES DE 17793.7 cm<sup>4</sup>. DEBIDO A QUE LA VARIACION DE AMBOS MOMENTOS DE INERCIA ES PEQUEÑA, SE CONSIDERARA EL VALOR PROMEDIO, IGUAL A 17792.5 cm<sup>4</sup>.

MOMENTO DE INERCIA DE LOS CONTRAVIENTOS. SE PROPONDRÁ UNA SECCION QUE TENGA UN MOMENTO DE INERCIA APROXIMADAMENTE DEL MISMO VALOR QUE EL MOMENTO DE INERCIA PROMEDIO DE LAS COLUMNAS. SE PROPONE UN PERFIL LAMINADO IPR DE ACERO ESTRUCTURAL A-36, DE 35.56 cm X 63.99 kg/m (PERALTE X PESO). EL PERFIL SE COLOCARA DE MANERA QUE EL ESFUERZO FLEXIONANTE LO RESISTA CON SU MAYOR MOMENTO DE INERCIA (RESPECTO AL EJE X-X'), QUE ES DE 17856.5 cm<sup>4</sup>.

LAS RIGIDEZES RELATIVAS DE LOS MIEMBROS SON:

COLUMNAS:  $k = I / L = 17792.5 / 860 = 20.7$

CONTRAVIENTOS:  $k = I / L = 17856.5 / 600 = 29.8$

LOS FACTORES DE DISTRIBUCION ANGULARES PARA LOS NUDOS EXTREMOS SUPERIORES - (1 Y 14), AFECTADOS POR EL FACTOR - (1/2) DE LA ECUACION (1) PRESENTADA EN EL ARTICULO ANTERIOR, SON:

$$F.D.A._{1-1'} = F.D.A._{14-14'} = - \frac{1}{2} \left( \frac{20,7}{20,7 + 29,8} \right) = - 0,205$$

$$F.D.A._{1-2} = F.D.A._{14-13} = - \frac{1}{2} \left( \frac{29,8}{20,7 + 29,8} \right) = - 0,295$$

LOS FACTORES DE DISTRIBUCION ANGULARES PARA LOS NUDOS INTERMEDIOS SUPERIORES (DEL NUDO 2 AL 13), SON:

$$F.D.A._{CONTRAVIENTOS} = - \frac{1}{2} \left( \frac{29,8}{20,7 + 29,8 + 29,8} \right) = - 0,1855$$

$$F.D.A._{COLUMNA} = - \frac{1}{2} \left( \frac{20,7}{20,7 + 29,8 + 29,8} \right) = - 0,129$$

EL FACTOR DE DISTRIBUCION ANGULAR PARA LOS APOYOS DE LAS COLUMNAS SERA IGUAL A CERO (APOYOS EMPOTRADOS). EL FACTOR DE DISTRIBUCION LINEAL SERA EL MISMO PARA LAS 14 COLUMNAS. DICHO FACTOR, AFECTADO POR EL FACTOR  $-(3/2)$  DE LA ECUACION (2) PRESENTADA EN EL ARTICULO ANTERIOR, ES IGUAL A:

$$F.D.L. = - \frac{3}{2} \left( \frac{20,69}{20,69 \times 14 \text{ COLUMNAS}} \right) = - 0,107$$

EL MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO EN LOS EXTREMOS DE LOS CONTRAVIENTOS DEBIDO A SU PESO PROPIO, ES IGUAL A:

$$\text{EXTREMO IZQUIERDO: } \bar{M} = -wL^2 / 12 = -(70 \text{ kg/m})(6,00 \text{ m})^2 / 12 = - 210 \text{ kg-m}$$

$$\text{EXTREMO DERECHO: } \bar{M} = +wL^2 / 12 = + 210 \text{ kg-m}$$

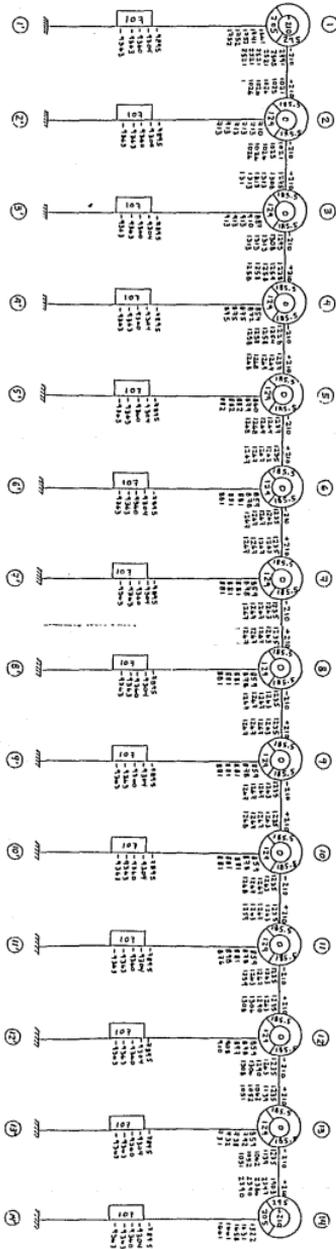
EL MOMENTO DE PISO DEBIDO A LA FUERZA SISMICA HORIZONTAL ES:

$$\bar{M}_r = + \frac{Q h}{3} = + \frac{25740 \text{ kg} \times 8,60 \text{ m}}{3} = + 73788 \text{ kg-m}$$

EN LA SIGUIENTE HOJA SE PRESENTA EL PROCESO DE ITERACION. COMO EN UN PRINCIPIO SE DESCONOCEN LAS PARTICIPACIONES ANGULARES Y LINEALES, ES CONVENIENTE EMPEZAR DETERMINANDO LAS PARTICIPACIONES LINEALES MEDIANTE LA ECUACION (2),

NRN: LOS DATOS DE ABO (EN LOS ANOS) Y LOS PARAMOS DE  
 CALCULO (EN LAS COLUMNAS), ESTON EVALUOS EN  
 MULTIPLO, Y SON ALTERNATIVAS.

$$\bar{M}_p = + 73788 \text{ kg-m}$$



$$\Sigma M_{1,2} = - \frac{1}{2} [ \Sigma (M_{1,1} + M_{1,2}) + N_{1,1} ]$$

$$\Sigma M_{2,3} = - \frac{1}{2} [ \Sigma (M_{2,1} + M_{2,2}) + N_{2,1} ]$$

DANDO INICIALMENTE UN VALOR NULO A LAS PARTICIPACIONES ANGULARES DE LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS. POSTERIORMENTE, SE REALIZA EL PRIMER CICLO DE LAS PARTICIPACIONES ANGULARES MEDIANTE LA ECUACION (1), SUPONIENDO PARTICIPACIONES ANGULARES NULAS EN LOS EXTREMOS OPUESTOS DE LAS BARRAS EN DONDE TODAVIA NO SE HAYAN CALCULADO. EL CICLO DE ITERACIONES PUEDE DETENERSE CUANDO LOS VALORES OBTENIDOS SEAN SENSIBLEMENTE IGUALES A LOS DEL CICLO ANTERIOR. DESPUES DE HABER TERMINADO EL PROCESO DE ITERACIONES, SE CALCULARAN LOS MOMENTOS FINALES MEDIANTE LA ECUACION (3). LOS MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS, SON:

$$M(1-1') = 0 + 2 \times 1752 + 0 - 9363 = - 5859 \text{ kg-m}$$

$$M(1'-1) = 0 + 0 + 1752 - 9363 = - 7611 \text{ kg-m}$$

$$M(2-2') = 0 + 2 \times 713 + 0 - 9363 = - 7937 \text{ kg-m}$$

$$M(2'-2) = 0 + 0 + 713 - 9363 = - 8650 \text{ kg-m}$$

$$M(3-3') = 0 + 2 \times 913 + 0 - 9363 = - 7537 \text{ kg-m}$$

$$M(3'-3) = 0 + 0 + 913 - 9363 = - 8450 \text{ kg-m}$$

$$M(4-4') = 0 + 2 \times 875 + 0 - 9363 = - 7613 \text{ kg-m}$$

$$M(4'-4) = 0 + 0 + 875 - 9363 = - 8488 \text{ kg-m}$$

$$M(5-5') = 0 + 2 \times 882 + 0 - 9363 = - 7599 \text{ kg-m}$$

$$M(5'-5) = 0 + 0 + 882 - 9363 = - 8481 \text{ kg-m}$$

$$M(6-6') = 0 + 2 \times 881 + 0 - 9363 = - 7601 \text{ kg-m}$$

$$M(6'-6) = 0 + 0 + 881 - 9363 = - 8482 \text{ kg-m}$$

$$M(7-7') = 0 + 2 \times 881 + 0 - 9363 = - 7601 \text{ kg-m}$$

$$M(7'-7) = 0 + 0 + 881 - 9363 = - 8482 \text{ kg-m}$$

$$M(8-8') = 0 + 2 \times 881 + 0 - 9363 = - 7601 \text{ kg-m}$$

$$M(8'-8) = 0 + 0 + 881 - 9363 = - 8482 \text{ kg-m}$$

$$M(9-9') = 0 + 2 \times 881 + 0 - 9363 = - 7601 \text{ kg-m}$$

$$M(9'-9) = 0 + 0 + 881 - 9363 = - 8482 \text{ kg-m}$$

$$M(10-10') = 0 + 2 \times 882 + 0 - 9363 = - 7599 \text{ kg-m}$$

$$M(10'-10) = 0 + 0 + 882 - 9363 = - 8481 \text{ kg-m}$$

$$M(11-11') = 0 + 2 \times 876 + 0 - 9363 = - 7611 \text{ kg-m}$$

$$M(11'-11) = 0 + 0 + 876 - 9363 = - 8487 \text{ kg-m}$$

$$M(12-12') = 0 + 2 \times 910 + 0 - 9363 = - 7543 \text{ kg-m}$$

$$M(12'-12) = 0 + 0 + 910 - 9363 = - 8453 \text{ kg-m}$$

$$M(13-13') = 0 + 2 \times 731 + 0 - 9363 = - 7901 \text{ kg-m}$$

$$M (13'-13) = 0 + 0 + 731 - 9363 = - 8632 \text{ kg-m}$$

$$M (14-14') = 0 + 2 \times 1661 + 0 - 9363 = - 6041 \text{ kg-m}$$

$$M (14'-14) = 0 + 0 + 1661 - 9363 = - 7702 \text{ kg-m}$$

LOS MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS DE LOS CONTRAVIENTOS SON:

$$M (1-2) = - 210 + 2 \times 2521 + 1026 + 0 = + 5858 \text{ kg-m}$$

$$M (2-1) = + 210 + 2 \times 1026 + 2521 + 0 = + 4783 \text{ kg-m}$$

$$M (2-3) = - 210 + 2 \times 1026 + 1313 + 0 = + 3155 \text{ kg-m}$$

$$M (3-2) = + 210 + 2 \times 1313 + 1026 + 0 = + 3862 \text{ kg-m}$$

$$M (3-4) = - 210 + 2 \times 1313 + 1258 + 0 = + 3674 \text{ kg-m}$$

$$M (4-3) = + 210 + 2 \times 1258 + 1313 + 0 = + 4039 \text{ kg-m}$$

$$M (4-5) = - 210 + 2 \times 1258 + 1268 + 0 = + 3574 \text{ kg-m}$$

$$M (5-4) = + 210 + 2 \times 1268 + 1258 + 0 = + 4004 \text{ kg-m}$$

$$M (5-6) = - 210 + 2 \times 1268 + 1267 + 0 = + 3593 \text{ kg-m}$$

$$M (6-5) = + 210 + 2 \times 1267 + 1268 + 0 = + 4012 \text{ kg-m}$$

$$M (6-7) = - 210 + 2 \times 1267 + 1267 + 0 = + 3591 \text{ kg-m}$$

$$M (7-6) = + 210 + 2 \times 1267 + 1267 + 0 = + 4011 \text{ kg-m}$$

$$M (7-8) = - 210 + 2 \times 1267 + 1267 + 0 = + 3591 \text{ kg-m}$$

$$M (8-7) = + 210 + 2 \times 1267 + 1267 + 0 = + 4011 \text{ kg-m}$$

$$M (8-9) = - 210 + 2 \times 1267 + 1267 + 0 = + 3591 \text{ kg-m}$$

$$M (9-8) = + 210 + 2 \times 1267 + 1267 + 0 = + 4011 \text{ kg-m}$$

$$M (9-10) = - 210 + 2 \times 1267 + 1268 + 0 = + 3592 \text{ kg-m}$$

$$M (10-9) = + 210 + 2 \times 1268 + 1267 + 0 = + 4013 \text{ kg-m}$$

$$M (10-11) = - 210 + 2 \times 1268 + 1259 + 0 = + 3585 \text{ kg-m}$$

$$M (11-10) = + 210 + 2 \times 1259 + 1268 + 0 = + 3996 \text{ kg-m}$$

$$M (11-12) = - 210 + 2 \times 1259 + 1308 + 0 = + 3616 \text{ kg-m}$$

$$M (12-11) = + 210 + 2 \times 1308 + 1259 + 0 = + 4085 \text{ kg-m}$$

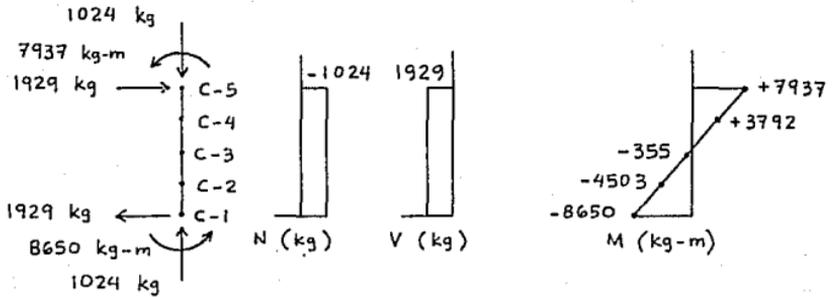
$$M (12-13) = - 210 + 2 \times 1308 + 1051 + 0 = + 3457 \text{ kg-m}$$

$$M (13-12) = + 210 + 2 \times 1051 + 1308 + 0 = + 3620 \text{ kg-m}$$

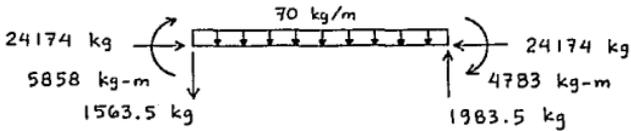
$$M (13-14) = - 210 + 2 \times 1051 + 2390 + 0 = + 4282 \text{ kg-m}$$

$$M (14-13) = + 210 + 2 \times 2390 + 1051 + 0 = + 6041 \text{ kg-m}$$

LA COLUMNA QUE SE ENCUENTRA SUJETA A LOS ESFUERZOS MAS DESFAVORABLES ES LA COLUMNA 2-2':



EL CONTRAVIENTO QUE SE ENCUENTRA SUJETO A LOS ESFUERZOS MAS DESFAVORABLES - ES EL CONTRAVIENTO 1-2:



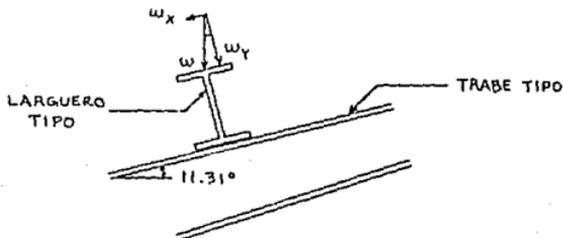
## CAPITULO VI.- DISEÑO GENERAL DE LA ESTRUCTURA.

### 6.1.- INTRODUCCION.

COMO SE MENCIONO ANTERIORMENTE, SE HA UTILIZADO EL METODO DE DISEÑO POR TANTEOS, YA QUE LAS ETAPAS DE ANALISIS Y DISEÑO DEL MARCO ESTAN RELACIONADAS - INTERDEPENDIENTEMENTE. LAS DIMENSIONES DEL MARCO PRESENTADAS EN EL CAPITULO ANTERIOR, SE HAN PROPUESTO EN BASE A LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS TANTEOS REALIZADOS ANTERIORMENTE, Y EN ESTE CAPITULO SE REVISARA SI DICHAS DIMENSIONES SON ACEPTABLES, UTILIZANDO LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ANALISIS ESTRUCTURAL. LO ANTERIOR SE BASARA EN LAS ESPECIFICACIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO DEL INSTITUTO AMERICANO DE LA CONSTRUCCION EN ACERO (A.I.S.C.), PRESENTADAS EN ESPAÑOL EN EL MANUAL DE LA COMPANIA FUNDIDORA DE FIERRO Y ACERO MONTERREY, S. A. (CONOCIDO COMUNMENTE COMO "MANUAL DE MONTERREY").

### 6.2.- DISEÑO DEL LARGUERO TIPO.

EN EL ARTICULO 5.2, SE REALIZO UN DISEÑO PRELIMINAR DEL LARGUERO, PROPONIENDO UN PERFIL DE ACERO LAMINADO IPR DE 20.7 cm X 25.3 kg/m, TENIENDO LAS SIGUIENTES PROPIEDADES:  $d = 20.7$  cm,  $b_f = 13.3$  cm,  $t_w = 0.58$  cm,  $t_f = 0.84$  cm,  $I_x = 2576$  cm<sup>4</sup>,  $S_x = 249$  cm<sup>3</sup>,  $S_y = 50$  cm<sup>3</sup>,  $r_t = 3.5$  cm,  $k = 1.1$  cm y TIENE UN PESO IGUAL A 25.3 kg/m. LA FUERZA UNIFORME POR METRO LINEAL EN LOS LARGUEROS INTERMEDIOS PARA LA COMBINACION A-1, CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA, QUE ES LA MAS DESFAVORABLE, ES:



$$w = (105 + 60 \text{ kg/m}^2)(2.57 \text{ m}) + 25.3 \text{ kg/m} = 450 \text{ kg/m}$$

$$w_y = 450 \times \cos 11.31 = 441.3 \text{ kg/m}$$

$$w_x = 450 \times \sin 11.31 = 88.3 \text{ kg/m}$$

REVISION DEL ESFUERZO FLEXIONANTE MAXIMO. DEBIDO A QUE EL PLANO DE LA CARGA VERTICAL  $w$  NO COINCIDE CON NINGUNO DE LOS EJES PRINCIPALES DE LA SECCION, - HABRA FLEXION ASIMETRICA. ADEMAS, LA COMPONENTE HORIZONTAL  $w_x$  DE LA CARGA - VERTICAL, PARALELA A LA CARA DEL PATIN, PRODUCIRA ESFUERZOS DE TORSION, YA- QUE LA MISHA NO COINCIDE CON EL CENTROIDE DE LA SECCION. SIN EMBARGO, DICHA TORSION NO RESULTA TAN CRITICA EN CASOS COMO EL PRESENTE, EN QUE LA INCLINA- CION DEL TECHO ES PEQUERA Y LAS CARGAS NO SON TAN GRANDES. POR LO ANTERIOR, EN ESTOS CASOS SE DESPRECIA LA TORSION Y EL DISEÑO SE SIMPLIFICA AL SUPONER QUE EL ESFUERZO FLEXIONANTE DEBIDO A LA CARGA HORIZONTAL  $w_x$  DEBE SER RESIS- TIDO POR EL PATIN SUPERIOR DE LA VIGA Y LA MITAD DEL ALMA, ES DECIR, EL -- 50 % DEL MODULO DE SECCION RESPECTO AL EJE Y-Y'. LA FORMULA QUE EL A.I.S.C. UTILIZA PARA REVISAR LOS ESFUERZOS FLEXIONANTES EN ELEMENTOS SUJETOS A FLE- XION BIAXIAL, ES:

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

EL MANUAL DEL A.I.S.C. DICE QUE LA TENSION Y COMPRESION EN LAS FIBRAS EXTRE- MAS DE MIEMBROS DE SECCION "I", DEBIDAS A LA FLEXION CON RESPECTO A SU EJE- DE MEJOR RESISTENCIA, SERA IGUAL A  $0.75 F_y = 0.75 \times 2530 = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$ , - SIEMPRE QUE LOS PATINES ESTEN UNIDOS RIGIDAMENTE AL ALMA EN TODA SU LONGI- TUD Y QUE LA RELACION ANCHO LIBRE-ESPESOR DEL PATIN EN COMPRESION EN ELEMEN- TOS SIN ATIESAR NO EXCEDA DE  $545 / \sqrt{F_y}$ , IGUAL A 10.8 PARA ACERO A-36. - EN NUESTRO CASO,  $b_f / (2 t_f) = (13.3) / (2 \times 0.84) = 7.9$ , POR LO QUE  $F_{by} = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$ .

EN EL PARRAFO 5 DE LA SECCION 5-d DEL MANUAL DE MONTERREY, SE DICE QUE EL - ESFUERZO FLEXIONANTE PERMISIBLE EN PERFILES LAMINADOS QUE NO TIENEN APOYO - LATERAL EN EL PATIN DE COMPRESION EN TODA SU LONGITUD, SERA IGUAL AL MAYOR- DE LOS VALORES CALCULADOS CON LAS FORMULAS (4) O (5) DEL MANUAL, SIN EXCE-- DDER DE  $0.6 F_y$ . SE CONSIDERARA QUE LAS LOSAS APOYADAS EN LOS LARGUEROS NO -- PROPORCIONAN APOYO LATERAL AL PATIN EN COMPRESION. SE COLOCARA UN TENSOR --

ATIESADOR A LA MITAD DEL CLARO DE LOS LARGUEROS, CON EL OBJETO DE REDUCIR LA LONGITUD SIN ARRIOSTRAR DEL PATIN EN COMPRESION Y REDUCIR LA LONGITUD DEL CLARO POR FLEXION CON RESPECTO AL EJE Y-Y'.

$$F_b = \left( 1 - \frac{(1/r_t)^2}{2 C_c^2 C_b} \right) 0.6 F_y \quad (4)$$

$$F_b = \frac{843700}{l d/A_f} \quad (5)$$

EN DONDE  $l$  ES LA LONGITUD SIN ARRIOSTRAR DEL PATIN EN COMPRESION;  $r_t$  ES EL RADIO DE GIRO CON RESPECTO AL EJE EN EL PLANO DEL ALMA DE UNA SECCION QUE COMPRENDE EL PATIN EN COMPRESION MAS 1/6 DEL AREA DEL ALMA (EN NUESTRO CASO, 3.5 cm);  $C_c$  ES UN COEFICIENTE QUE DEPENDE DEL TIPO DE ACERO UTILIZADO (PARA ACERO A-36, 126.13);  $F_y$  ES EL PUNTO DE CEDENCIA MINIMO ESPECIFICADO DEL TIPO DE ACERO UTILIZADO (PARA ACERO A-36, 2530 kg/cm<sup>2</sup>);  $d$  ES EL PERALTE DE LA SECCION;  $A_f$  ES EL AREA DEL PATIN EN COMPRESION Y  $C_b$  ES IGUAL A:

$$C_b = 1.75 - 1.05 (M_1 / M_2) + 0.3 (M_1 / M_2)^2 \leq 2.3$$

EN DONDE  $M_1$  ES EL MENOR Y  $M_2$  ES EL MAYOR DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOS EXTREMOS DE LA LONGITUD SIN ARRIOSTRAR, RESPECTO AL EJE DE MAYOR RESISTENCIA; COMO EN NUESTRO CASO,  $M_1$  ES IGUAL A CERO,  $C_b = 1.75$ .

$$F_{bx} = \left( 1 - \frac{(300/3.5)^2}{(2)(126.13)^2(1.75)} \right) (0.6) (2530) = 1317.7 \text{ kg/cm}^2$$

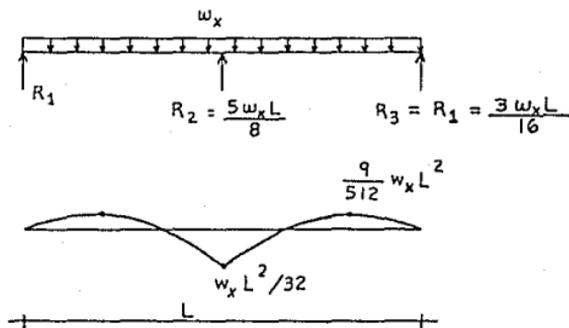
$$F_{bx} = \frac{843700}{(300 \times 20.7)/(13.3 \times 0.84)} = 1517.8 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 F_y$$

POR LO TANTO,  $F_{bx}$  ES IGUAL A 1517.8 kg/cm<sup>2</sup>. CONSIDERANDO QUE LOS LARGUEROS ESTAN SIMPLEMENTE APOYADOS EN LAS TRABES, EL MOMENTO Y EL ESFUERZO FLEXIONANTES RESPECTO AL EJE X-X', SON:

$$M_x = w_y L^2 / 8 = (441.3 \text{ kg/m})(6.00 \text{ m})^2(100) / 8 = 198585 \text{ kg-cm}$$

$$f_{bx} = M_x / S_x = 198585 \text{ kg-cm} / 249 \text{ cm}^3 = 797,5 \text{ kg/cm}^2$$

LOS TENSORES ATIESADORES HACEN QUE LOS LARGUEROS TRABAJEN COMO VIGAS CONTINUAS DE DOS CLAROS. EL MOMENTO Y EL ESFUERZO FLEXIONANTES MAXIMOS RESPECTO-AL EJE Y-Y', SON:



$$M_y = w_x L^2 / 32 = (88,3 \text{ kg/m})(6,00 \text{ m})^2(100)/32 = 9934 \text{ kg-cm}$$

$$f_{by} = M_y / (1/2 S_y) = 9934 \text{ kg-cm} / (0,5 \times 50 \text{ cm}^3) = 397,4 \text{ kg/cm}^2$$

AL APLICAR LA ECUACION PARA LA REVISION DE LOS ESFUERZOS FLEXIONANTES EN ELEMENTOS SUJETOS A FLEXION BIAIXIAL:

$$\frac{797,5}{1517,8} + \frac{397,4}{1897,5} = 0,73 < 1,00 \quad (\text{OK})$$

REVISION DE LA DEFLEXION MAXIMA. EN LA SECCION 13 DEL MANUAL SE RECOMIENDA-LIMITAR LA DEFLEXION MAXIMA DE ELEMENTOS DE ACERO EN EDIFICIOS, A 1/360 DE-LA LONGITUD DEL CLARO. EN NUESTRO CASO, DICHA LIMITACION ES: 600/360 = 1,67 cm. LA DEFLEXION MAXIMA EN EL LARGUERO, CONSIDERANDO QUE ESTAN SIMPLEMENTE-APOYADOS EN LAS TRABES, OCURRE EN EL CENTRO DEL CLARO, Y ES IGUAL A:

$$\Delta = \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 4,50 \text{ kg/cm} \times (600 \text{ cm})^4}{384 \times 2039000 \text{ kg/cm}^2 \times 2576 \text{ cm}^4} = 1,45 \text{ cm} < 1,67 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

REVISION DEL ESFUERZO CORTANTE. LA FUERZA CORTANTE MAXIMA OCURRE EN EL APOYO, Y ES IGUAL A:  $(441,3 \text{ kg/m})(6,00 \text{ m})/2 = 1324 \text{ kg}$ . EL ESFUERZO CORTANTE EN EL ALMA ES:

$$f_v = \frac{V}{d t_w} = \frac{1324 \text{ kg}}{20,7 \text{ cm} \times 0,58 \text{ cm}} = 110,3 \text{ kg/cm}^2$$

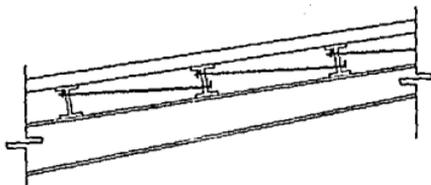
EL CUAL NO EXCEDE AL ESFUERZO PERMISIBLE, IGUAL A  $0,4 F_y = 0,4 \times 2530 = 1012 \text{ kg/cm}^2$  (SECCION 5-b DEL MANUAL).

REVISION DEL ESFUERZO DE APLASTAMIENTO EN EL ALMA. CONSIDERANDO UN VALOR DE N (LONGITUD DEL APOYO) IGUAL A 17,5 cm, Y UN VALOR DE k (DISTANCIA DEL LIMITE DEL FILETE AL LADO EXTERIOR DEL PATIN) IGUAL A 1,1 cm, EL ESFUERZO DE APLASTAMIENTO EN EL ALMA DEBIDO A LA REACCION EN EL APOYO ES:

$$f_p = \frac{R}{t_w (n + k)} = \frac{1324 \text{ kg}}{(0,58 \text{ cm})(17,5 + 1,1 \text{ cm})} = 122,7 \text{ kg/cm}^2$$

EL CUAL NO EXCEDE AL ESFUERZO PERMISIBLE, IGUAL A  $0,75 F_y = 0,75 \times 2530 = 1898 \text{ kg/cm}^2$  (SECCION 10-j-1 DEL MANUAL).

DISEÑO DEL TENSOR. EL TENSOR SE DISEÑARA COMO UN ELEMENTO SUJETO A TENSION. EL TENSOR COLOCADO ENTRE LOS LARGUEROS SUPERIORES DE LAS TRABES ES EL MAS CRITICO, YA QUE SOPORTA LA SUMA DE LAS FUERZAS DE TENSION DE LOS 5 TENSORES INFERIORES. LOS TENSORES SE CONECTARAN A LOS LARGUEROS HACIENDOLES UN DOBLEZ A 90 GRADOS EN UN EXTREMO Y UNA ROSCA EN EL OTRO.



SEGUN SE VIO EN LA FIGURA PRESENTADA EN LA HOJA # 75, LA FUERZA QUE UN LARGUERO INTERMEDIO LE TRANSMITE AL TENSOR ES:

$$R_2 = 5 w_x L / 8 = (5 \times 88,3 \text{ kg/m} \times 6,00 \text{ m})/8 = 331 \text{ kg}$$

LA FUERZA QUE EL LARGUERO EXTREMO LE TRANSMITE AL TENSOR CONECTADO A EL, TIENE UN VALOR MENOR A LA FUERZA  $R_2$  CALCULADA ANTERIORMENTE. POR SIMPLIFICACION DE LOS CALCULOS, SE CONSIDERARA QUE EL LARGUERO EXTREMO LE TRANSMITE A DICHO TENSOR UNA FUERZA DE TENSION DE 331 kg. POR LO TANTO, LA FUERZA DE TENSION QUE SOPORTARA EL LARGUERO SUPERIOR ES IGUAL A LA SUMA DE LAS -- FUERZAS DE LOS 6 LARGUEROS INFERIORES, LA CUAL ES:  $6 \times 331 \text{ kg} = 1986 \text{ kg}$ . -- SEGUN LA SECCION 5-a DEL MANUAL, EL ESFUERZO PERMISIBLE DE TENSION PARA ELEMENTOS DE ACERO ES IGUAL A  $0.6 F_y = 1518 \text{ kg/cm}^2$ . POR LO TANTO, EL AREA REQUERIDA NETA PARA EL TENSOR, ES:

$$A = T / F_t = 1986 \text{ kg} / 1518 \text{ kg/cm}^2 = 1.31 \text{ cm}^2$$

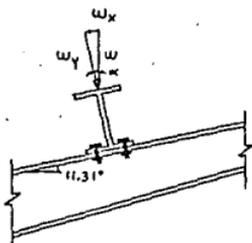
EN ELEMENTOS SUJETOS A TENSION CON UN EXTREMO ROSCADO, EL AREA CRITICA OCURRE EN LA RAIZ DE LA ROSCA. EN LAS ESPECIFICACIONES A.I.S.C. SE PROPORCIONA UNA FORMULA PARA CALCULAR EL AREA EFECTIVA  $A_e$ , EN  $\text{cm}^2$ , EN FUNCION DEL DIAMETRO NOMINAL  $D$ , EN  $\text{cm}$ , Y DEL NUMERO  $n$  DE ROSCAS POR PULGADA; EL VALOR CALCULADO CON ESTA FORMULA QUEDA COMPRENDIDO ENTRE EL AREA BRUTA DE LA BARRA (AREA NOMINAL) Y EL AREA EN LA RAIZ DE LA ROSCA. EL AREA EFECTIVA PARA UNA BARRA DE ACERO A-36 DE 5/8 " (1.59  $\text{cm}$ ) DE DIAMETRO NOMINAL, LA CUAL -- TIENE 11 ROSCAS POR PULGADA, ES:

$$A_e = 0.7854 \left( D - \frac{2.4747}{n} \right)^2 = 0.7854 \left( 1.59 - \frac{2.4747}{11} \right)^2 = 1.46 \text{ cm}^2$$

LA CUAL ES MAYOR QUE EL AREA REQUERIDA. CON EL OBJETO DE OBTENER UNA CIERTA RIGIDEZ, ALGUNOS DISEÑADORES RECOMIENDAN QUE EL DIAMETRO DE BARRAS REDONDAS SUJETAS A TENSION NO SEA MENOR DE 1/500 DE SU LONGITUD. EN NUESTRO CASO, EL DIAMETRO MINIMO RECOMENDABLE ES IGUAL A  $(257 \text{ cm} / 500) = 0.5 \text{ cm}$ , EL CUAL ES MENOR QUE EL AREA PROPORCIONADA. POR LO ANTERIOR, SE COLOCARAN TENSORES DE 5/8 " DE DIAMETRO.

CONEXION DE LOS LARGUEROS CON LA TRABE. SE PROPONE REALIZAR DICHA CONEXION-MEDIANTE 2 TORNILLOS A-307. LOS TORNILLOS SE DISEÑARAN PARA LOS ESFUERZOS ORIGINADOS PARA LA COMBINACION A-2, CARGA MUERTA MAS VIENTO (LA CARGA VIVA SE OMITIRA); DICHA COMBINACION ES LA MAS CRITICA, YA QUE LOS TORNILLOS SE ENCUENTRAN SUJETOS A ESFUERZOS COMBINADOS DE TENSION Y CORTE. LA FUERZA POR

UNIDAD DE LONGITUD  $w_y$  PARA LA CARGA MUERTA EN UN LARGUERO INTERMEDIO ES:



$$w = 105 \text{ kg/m}^2 \times 2,57 \text{ m} + 25,3 \text{ kg/m} = 295,2 \text{ kg/m}$$

$$w_y = 295,2 \text{ kg/m} \times \text{Cos } 11,31 = 289,5 \text{ kg/m}$$

SEGUN SE VIO EN EL ANALISIS DE LAS FUERZAS DEL VIENTO EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DE LA ESTRUCTURA, EN EL ARTICULO 4.4, LA MAXIMA FUERZA DE SUCCION OCURRE EN EL LARGUERO 2 DE LA TRABE DE BARLOVENTO, TENIENDO UNA FUERZA DE -- SUCCION POR UNIDAD DE LONGITUD IGUAL A (VER FIGURA EN HOJA # 20):

$$w_y = - (110 \times 1,75) \text{ kg/m}^2 \times 2,57 \text{ m} = - 494,7 \text{ kg/m}$$

LA FUERZA RESULTANTE PARA LA COMBINACION CARGA MUERTA MAS VIENTO, ES:

$$w_y = 289,5 - 494,7 = - 205,2 \text{ kg/m (SUCCION)}$$

LA FUERZA DE TENSION QUE DEBE RESISTIR CADA PAR DE TORNILLOS, EN LA CONEXION DEL LARGUERO CON LA TRABE, ES:

$$w_y L / 2 = (205,2 \text{ kg/m} \times 6,00 \text{ m}) / 2 = 616 \text{ kg}$$

POR LO QUE LA FUERZA DE TENSION QUE DEBE RESISTIR UN TORNILLO ES DE 313 kg. CONSIDERANDO UN ESFUERZO PERMISIBLE A LA TENSION IGUAL A  $980 \text{ kg/cm}^2$  (PARA TORNILLOS A-307, SEGUN SECCION 6-b DEL MANUAL), EL AREA REQUERIDA PARA CADA TORNILLO ES:

$$A = T / F_t = 313 \text{ kg} / 980 \text{ kg/cm}^2 = 0,32 \text{ cm}^2$$

ESTA YESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

SE UTILIZARAN TORNILLOS A-307 DE 1/2 " DE DIAMETRO, LOS CUALES TIENEN UN AREA NOMINAL DE 1.27 cm<sup>2</sup> Y UN AREA EFECTIVA DE 0.78 cm<sup>2</sup>. LA REVISION DE LOS ESFUERZOS COMBINADOS DE TENSION Y DE CORTE SE REALIZARA A CONTINUACION. LA FUERZA POR UNIDAD DE LONGITUD w<sub>x</sub> PARA LA CARGA MUERTA EN UN LARGUERO INTERMEDIO, PARA LA COMBINACION A-2, ES:

$$w_x = 295.2 \text{ kg/m} \times \text{Sen } 11.31 = 58 \text{ kg/m}$$

LA FUERZA DE CORTE QUE DEBE RESISTIR CADA PAR DE TORNILLOS, EN LA CONEXION DEL LARGUERO CON LA TRABE (CONSIDERANDO QUE EN EL EJE X-X' LOS LARGUEROS ES TAN SIMPLEMENTE APOYADOS EN LAS TRABES, ES DECIR, DESPRECIANDO LA EXISTENCIA DE LOS TENSORES), ES:

$$w_x L / 2 = (58 \text{ kg/m} \times 6.00 \text{ m}) / 2 = 174 \text{ kg}$$

EL ESFUERZO PERMISIBLE DE TENSION PARA TORNILLOS A-307 SUJETOS A ESFUERZOS COMBINADOS DE TENSION Y CORTE, SERA IGUAL AL VALOR CALCULADO CON LA SIGUIENTE FORMULA, PERO SIN EXCEDER DE 980 kg/cm<sup>2</sup> (SECCION 6-b DEL MANUAL):

$$F_t = 1400 - 1.6 f_v = 1400 - (1.6)(174 \text{ kg}) / (2 \times 1.27 \text{ cm}^2) = 1290.3 \text{ kg/cm}^2$$

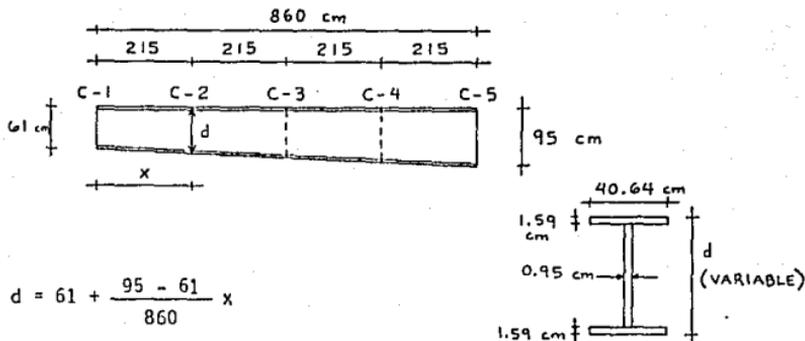
POR LO QUE EL ESFUERZO PERMISIBLE DE TENSION ES DE 980 kg/cm<sup>2</sup>. EL ESFUERZO DE TENSION EN CADA TORNILLO ES:

$$f_t = 313 \text{ kg} / 1.27 \text{ cm}^2 = 246.5 \text{ kg/cm}^2 < F_t \quad (\text{OK})$$

EL DIAMETRO DE LOS BARRENOS EN LOS PATINES DEL LARGUERO PARA LA CONEXION AN TERIORMENTE DISEÑADA, ASI COMO EL DE LOS BARRENOS EN EL ALMA PARA LOS TENSORES ATIESADORES, SERA 1/16 " MAYOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LOS MISMOS.

### 6.3.- DISEÑO DE LA COLUMNA TIPO.

EN ESTE ARTICULO SE REVISARA SI LAS DIMENSIONES PROPUESTAS EN EL ARTICULO - 5.2 DE LA COLUMNA CUMPLEN CON LOS REQUISITOS DE DISEÑO DEL MANUAL. SE REVISARAN CADA UNA DE LAS CINCO SECCIONES DE LA COLUMNA, SEGUN SE COMENTO EN EL ARTICULO 5.2. LA COLUMNA ESTARA SUJETA A ESFUERZOS COMBINADOS DE COMPRESION Y FLEXION. LAS PROPIEDADES DE CADA SECCION SON:



$$d = 61 + \frac{95 - 61}{860} x$$

$$A = (d - 3.18)(0.95) + (2)(40.64)(1.59)$$

$$I_x = (40.64)(d)^3/12 - (40.64 - 0.95)(d - 3.18)^3/12$$

$$I_y = (2)(1.59)(40.64)^3/12 + (d - 3.18)(0.95)^3/12$$

SECCION	d cm	A cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>y</sub> cm
C-1	61.0	184.16	129365.9	17791.3	4241.5	875.6	9.83
C-2	69.5	192.24	172119.6	17791.9	4953.1	875.6	9.62
C-3	78.0	200.31	221819.6	17792.5	5687.7	875.6	9.42
C-4	86.5	208.39	278757.5	17793.1	6445.3	875.6	9.24
C-5	95.0	216.46	343221.6	17793.7	7225.7	875.7	9.07

EN LA SIGUIENTE TABLA SE CALCULAN LOS ESFUERZOS PERMISIBLES A LA COMPRESION AXIAL EN CADA SECCION CON LA FORMULA (1) DEL MANUAL, YA QUE LA RELACION DE ESBELTEZ EN TODAS LAS SECCIONES NO EXCEDE A  $C_c$ , QUE ES IGUAL A 126.13 PARA ACERO A-36 (SEGUN SECCION 5-c DEL MANUAL). TAMBIEN SE CALCULAN LOS ESFUERZOS AUMENTADOS UN 33 %, QUE SE UTILIZARAN EN LA REVISION DE LOS ESFUERZOS ACTUANTES DEBIDOS A COMBINACIONES QUE INCLUYEN CARGAS DE SISMO EN COMBINACION CON LAS CARGAS MUERTAS (SEGUN SECCION 5-j DEL MANUAL). EN LA FIGURA --CB (b) DE LA SECCION 8 DE LOS COMENTARIOS A LAS ESPECIFICACIONES DEL MANUAL DE MONTERREY, SE RECOMIENDAN VALORES PARA EL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA K PARA DIFERENTES CONDICIONES DE APOYO. LA COLUMNA DE NUESTRO CASO, CORRESPON

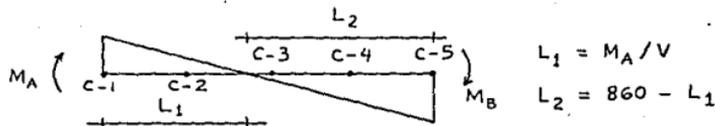
DE AL CASO (c),  $K = 1.2$ . LA LONGITUD EFECTIVA "Kl" DE LA COLUMNA ES IGUAL -  
 A:  $1.2 \times 860 = 1032$  cm.

$$F_a = \frac{F_y}{F.S.} \left[ 1 - 0.5 \left( \frac{Kl/r}{C_c} \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left( \frac{Kl/r}{C_c} \right) - \frac{1}{8} \left( \frac{Kl/r}{C_c} \right)^3$$

SECCION	$r_{\min}$ cm	$(Kl/r)_{\max}$	$F_a$ (CM + CV)	$F_a$ (SISMO)
C-1	9.83	104.98	867.3 kg/cm <sup>2</sup>	1153.5 kg/cm <sup>2</sup>
C-2	9.62	107.28	846.0	1125.2
C-3	9.42	109.55	824.8	1097.0
C-4	9.24	111.69	804.5	1070.0
C-5	9.07	113.78	784.3	1043.1

EL ESFUERZO PERMISIBLE A LA FLEXION  $F_{by}$  CON RESPECTO AL EJE DE MENOR RESISTENCIA (EJE Y-Y') SE CONSIDERARA IGUAL A  $0.75 F_y = 0.75 \times 2530 = 1897.5$  --- kg/cm<sup>2</sup>. AL AUMENTAR ESTE VALOR UN 33 % PARA REVISAR LOS ESFUERZOS DEBIDOS A COMBINACIONES QUE INCLUYEN CARGAS DE VIENTO O DE SISMO, RESULTA IGUAL A --- 2523.7 kg/cm<sup>2</sup>. PARA CALCULAR EL ESFUERZO PERMISIBLE FLEXIONANTE  $F_{bx}$  CON RESPECTO AL EJE DE MAYOR RESISTENCIA (EJE X-X'), A CONTINUACION SE CALCULARA LA LONGITUD SIN ARRIOSTRAR DEL PATIN EN COMPRESION PARA CADA SECCION DE LA COLUMNA, QUE DEPENDE DE LOS MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA RESPECTO AL EJE X-X' Y DEL CORTANTE, PARA LAS COMBINACIONES A-1, A-3 Y B-2.



COMBINACION	$M_A$ kg-m	V kg	$L_1$ cm	$L_2$ cm
A-1 Y B-2	41807	12846	325.5	534.5
A-3	50025	14147	353.6	506.4

A CONTINUACION SE CALCULARA EL ESFUERZO PERMISIBLE FLEXIONANTE  $F_{bx}$  CON LA FORMULA (5) DEL MANUAL (PRESENTADA EN LA HOJA # 74 DEL PRESENTE TRABAJO) EN CADA SECCION, PARA  $A_f = 40.64 \text{ cm} \times 1.59 \text{ cm} = 64.62 \text{ cm}^2$ .

SECCION	COMBINACION	l cm	d cm	$F_{bx}$ kg/cm <sup>2</sup>
C-1	A-1 Y B-2	325.5	61.0	2745.8 > 0.6 $F_y$
C-2	A-1 Y B-2	325.5	69.5	2410.0 > 0.6 $F_y$
C-3	A-1 Y B-2	534.5	78.0	1307.7
C-4	A-1 Y B-2	534.5	86.5	1179.2
C-5	A-1 Y B-2	534.5	95.0	1073.7
C-1	A-3	353.6	61.0	2527.6 > 0.6 $F_y$
C-2	A-3	353.6	69.5	2218.5 > 0.6 $F_y$
C-3	A-3	506.4	78.0	1380.3
C-4	A-3	506.4	86.5	1244.6
C-5	A-3	506.4	95.0	1133.3

EL ESFUERZO  $F_{bx}$  EN LAS SECCIONES C-1 Y C-2 PARA LAS ANTERIORES COMBINACIONES ANALIZADAS, ES IGUAL A  $1518 \text{ kg/cm}^2$ , YA QUE LOS VALORES CALCULADOS EN DICHAS SECCIONES EXCEDEN DE  $0.6 F_y$ ; NO SERA NECESARIO CALCULAR EL ESFUERZO EN DICHAS SECCIONES CON LA FORMULA (4) DEL MANUAL. A CONTINUACION SE PRESENTA EL CALCULO DE  $r_t$  PARA LAS SECCIONES RESTANTES.

SECCION	d cm	$I_t$ cm <sup>4</sup>	$A_t$ cm <sup>2</sup>	$r_t$ cm
C-3	78,0	8894,5	76,46	10,79
C-4	86,0	8894,6	77,81	10,69
C-5	95,0	8894,7	79,16	10,60

EL COEFICIENTE  $C_b$  SE CALCULARA A CONTINUACION CON LA FORMULA QUE SE PRESENTO EN LA HOJA # 74 DEL PRESENTE TRABAJO. LA RELACION  $M_1/M_2$  ES POSITIVA CUANDO  $M_1$  Y  $M_2$  TIENEN EL MISMO SIGNO (FLEXION EN CURVATURA SIMPLE) Y NEGATIVA CUANDO TIENEN SIGNOS CONTRARIOS (FLEXION EN CURVATURA DOBLE). EN NUESTRO CASO, SE TIENE FLEXION EN CURVATURA DOBLE.

COMBINACION	$M_1$	$M_2$	$C_b$
A-1 Y B-2	41806,4	-68663,1	2,50 > 2,3
A-3	50024,5	-71638,8	2,63 > 2,3

EN LA SIGUIENTE TABLA SE CALCULA EL ESFUERZO  $F_b$  CON LA FORMULA (4), LA CUAL SE PRESENTO EN LA HOJA # 74 DEL PRESENTE TRABAJO, PARA LAS SECCIONES C-3, C-4 Y C-5, PARA UN VALOR DE  $C_c = 126.13$ .

SECCION	COMBINACION	l cm	$r_t$ cm	$C_b$	$F_{bx}$ kg/cm <sup>2</sup>
C-3	A-1 Y B-2	534,5	10,79	2,3	1467,1
C-4	A-1 Y B-2	534,5	10,69	2,3	1466,1
C-5	A-1 Y B-2	534,5	10,60	2,3	1465,3
C-3	A-3	506,4	10,79	2,3	1472,3
C-4	A-3	506,4	10,69	2,3	1471,5
C-5	A-3	506,4	10,60	2,3	1470,7

AL COMPARAR LOS VALORES DE  $F_{bx}$  OBTENIDOS CON LAS FORMULAS (4) Y (5) DEL MANUAL, SE ELIGIRAN LOS VALORES MAYORES, SIN EXCEDER DE  $0.6 F_y$ , PARA CADA SECCION, PARA LAS COMBINACIONES A-1, A-3 Y B-2, MISMOS QUE SE PRESENTAN EN LA SIGUIENTE TABLA. LOS ESFUERZOS QUE SE UTILIZARAN EN LAS COMBINACIONES A-3 Y B-2 SE AUMENTARAN UN 33 %.

SECCION	$F_{bx}$ (A-1)	$F_{bx}$ (A-3)	$F_{bx}$ (B-2)
C-1	1518,0	2018,9	2018,9
C-2	1518,0	2018,9	2018,9
C-3	1467,1	1958,2	1951,2
C-4	1466,1	1957,1	1949,9
C-5	1465,3	1956,0	1948,8

EN LA TABLA QUE SE PRESENTA EN LA HOJA SIGUIENTE SE CALCULAN LOS ESFUERZOS DE COMPRESION AXIAL Y LOS ESFUERZOS FLEXIONANTES Y SE REvisa LA COMBINACION DE DICHS ESFUERZOS, EN LAS SECCIONES DE LA COLUMNA PARA LAS COMBINACIONES CRITICAS. DEBIDO A QUE, EN TODOS LOS CASOS, LA RELACION  $f_a / F_a$  NO EXCEDE DE 0.15, DICHA REVISION SE REALIZARA MEDIANTE LA ECUACION (6) DEL MANUAL DE MONTERREY (SECCION 6-a):

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

REVISION DE LA COMBINACION DE LOS ESFUERZOS DE COMPRESION AXIAL Y DE FLEXION  
EN LAS SECCIONES DE LA COLUMNA

SEC- CION	COMBI- NACION	P kg	A cm <sup>2</sup>	f <sub>a</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M <sub>x</sub> kg-m	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	f <sub>bx</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M <sub>y</sub> kg-m	S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	f <sub>by</sub> kg/cm <sup>2</sup>	F <sub>a</sub> kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>a</sub> /F <sub>a</sub>	F <sub>bx</sub> kg/cm <sup>2</sup>	F <sub>by</sub> kg/cm <sup>2</sup>	(*)
C-1	A-1	18640	184.2	101.2	41807	4241.5	985.7	--	--	--	867.3	0.12	1518.0	--	0.77
C-2	A-1	18640	192.2	97.0	14189	4953.1	286.5	--	--	--	846.0	0.11	1518.0	--	0.30
C-3	A-1	18640	200.3	93.1	13429	5687.7	236.1	--	--	--	824.8	0.11	1467.1	--	0.27
C-4	A-1	18640	208.4	89.4	41046	6445.3	636.8	--	--	--	804.5	0.11	1466.1	--	0.55
C-5	A-1	18640	216.5	86.1	68663	7225.7	950.3	--	--	--	784.3	0.11	1465.3	--	0.76
C-1	A-3	19016	184.2	103.3	50025	4241.5	1179.4	--	--	--	1153.5	0.09	2018.9	--	0.67
C-2	A-3	19016	192.2	98.9	19609	4953.1	395.9	--	--	--	1125.2	0.09	2018.9	--	0.28
C-3	A-3	19016	200.3	94.9	10807	5687.7	190.0	--	--	--	1097.0	0.09	1958.2	--	0.18
C-4	A-3	19016	208.4	91.3	41223	6445.3	639.6	--	--	--	1070.0	0.09	1957.1	--	0.41
C-5	A-3	19016	216.5	87.8	71639	7225.7	991.4	--	--	--	1043.1	0.08	1956.0	--	0.59
C-1	B-2	19664	184.2	106.8	41807	4241.5	985.7	8650	875.6	987.9	1153.5	0.09	2018.9	2523.7	0.97
C-2	B-2	19664	192.2	102.3	14189	4953.1	286.5	4503	875.6	514.3	1125.2	0.09	2018.9	2523.7	0.44
C-3	B-2	19664	200.3	98.2	13429	5687.7	236.1	355	875.6	40.5	1097.0	0.09	1951.2	2523.7	0.23
C-4	B-2	19664	208.4	94.4	41046	6445.3	636.8	3792	875.6	433.1	1070.0	0.09	1949.9	2523.7	0.59
C-5	B-2	19664	216.5	90.8	68663	7225.7	950.3	7937	875.7	906.4	1043.1	0.09	1948.8	2523.7	0.93

(\*) : ECUACION (6).

REVISION DEL ESFUERZO CORTANTE. EN LA SECCION 5-b DEL MANUAL SE DICE QUE EL ESFUERZO CORTANTE PERMISIBLE  $F_v$  EN SECCIONES DE TRABES DE ALMA LLENA ES IGUAL A  $0.4 F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$ . SE DEBE CONSIDERAR QUE EL ESFUERZO CORTANTE SE RA RESISTIDO POR EL AREA DEL ALMA. EL ESFUERZO CORTANTE MAXIMO EN LA COLUMNA OCURRE EN LA SECCION C-1 QUE, PARA LAS COMBINACIONES A-1 Y A-3, SON, RESPECTIVAMENTE:

$$f_v = (12846 \text{ kg}) / (61 - 2 \times 1.59)(0.95) \text{ cm}^2 = 233.9 \text{ kg/cm}^2 < F_v \quad (\text{OK})$$

$$f_v = (14147 \text{ kg}) / (61 - 2 \times 1.59)(0.95) \text{ cm}^2 = 257.6 \text{ kg/cm}^2 < F_v \quad (\text{OK})$$

REVISION DEL PANDEO DEL ALMA. EN LA SECCION 10-f DEL MANUAL SE DICE QUE LA-RELACION ENTRE EL PERALTE Y EL ESPESOR DEL ALMA NO DEBE EXCEDER DE  $6370/\sqrt{F_b}$ , CON EL OBJETO DE QUE EL ESFUERZO PERMISIBLE FLEXIONANTE NO SE REDUZCA. PARA LAS SECCIONES C-1 Y C-5, COMBINACION A-1, RESPECTIVAMENTE:

$$d/t_w = (61 \text{ cm}) / (0.95 \text{ cm}) = 64.2 < 6370 / \sqrt{1518.0} = 163.5 \quad (\text{OK})$$

$$d/t_w = (95 \text{ cm}) / (0.95 \text{ cm}) = 100 < 6370 / \sqrt{1465.3} = 166.4 \quad (\text{OK})$$

REVISION DEL PANDEO DEL PATIN. EN LA SECCION 9-a DEL MANUAL SE DICE QUE LA-RELACION  $b_f/2t_f$  EN EL PATIN EN COMPRESION DE VIGAS NO DEBE EXCEDER DE: ---  $800/\sqrt{F_y}$ , IGUAL A 15.9 PARA VIGAS DE ACERO A-36. EN NUESTRO CASO,  $b_f/2t_f = (40.64 \text{ cm}) / (2 \times 1.59 \text{ cm}) = 12.8$ , QUE ES MENOR QUE EL VALOR LIMITE.

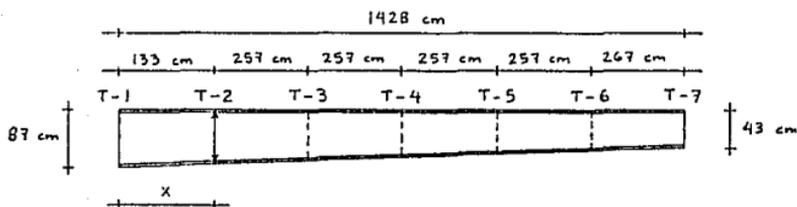
REVISION DE LA RELACION  $h/t_w$  DEL ALMA. EN LA SECCION 10-b DEL MANUAL SE DICE QUE LA RELACION ENTRE LA DISTANCIA LIBRE ENTRE PATINES Y EL ESPESOR DEL-ALMA, NO DEBE EXCEDER DE:

$$\frac{984000}{\sqrt{F_y (F_y + 1160)}}$$

QUE ES IGUAL A 322.1 PARA VIGAS DE ACERO A-36. LA MAXIMA RELACION ANTERIOR-EN LA COLUMNA OCURRE EN LA SECCION C-5:  $h/t_w = (95 - 2 \times 1.59) / (0.95) = 96$ , QUE ES MENOR QUE EL VALOR PERMISIBLE.

6.4.- DISEÑO DE LA TRABE TIPO.

EN ESTE ARTICULO SE REVISARA SI LAS DIMENSIONES PROPUESTAS EN EL ARTICULO - 5.2 PARA LA TRABE TIPO CUMPLEN CON LOS REQUISITOS DE DISEÑO DEL MANUAL. SE REVISARAN CADA UNA DE LAS SIETE SECCIONES DE LA TRABE, SEGUN SE COMENTO EN EL ARTICULO 5.2. LA TRABE ESTARA SUJETA A ESFUERZOS COMBINADOS DE FLEXION Y COMPRESION. LAS PROPIEDADES DE CADA SECCION SON:

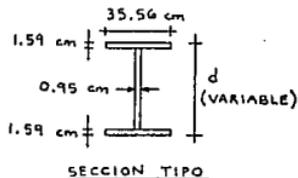


$$d = 87 - \frac{87 - 43}{1428} x$$

$$A = (d - 3.18)(0.95) + (2)(35.56)(1.59)$$

$$I_x = (35.56)(d)^3/12 - (35.56 - 0.95)(d - 3.18)^3/12$$

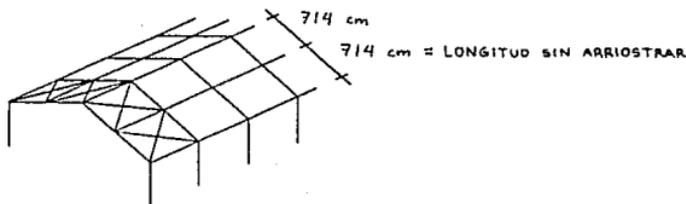
$$I_y = (2)(1.59)(35.56)^3/12 + (d - 3.18)(0.95)^3/12$$



SECCION	d cm	A cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>x</sub> cm	r <sub>y</sub> cm
T-1	87.0	192.71	252872.4	11922.0	5813.2	36.22	7.87
T-2	82.9	188.81	227036.3	11921.7	5477.4	34.68	7.95
T-3	75.0	181.31	181699.4	11921.1	4845.3	31.66	8.11
T-4	67.1	173.80	142023.8	11920.6	4233.2	28.59	8.28
T-5	59.1	166.20	107369.2	11920.0	3633.5	25.42	8.47
T-6	51.2	158.70	78368.9	11919.4	3061.3	22.22	8.67
T-7	43.0	150.91	53499.7	11918.9	2488.4	18.83	8.89

EN LA SIGUIENTE TABLA SE CALCULAN LOS ESFUERZOS PERMISIBLES A LA COMPRESION AXIAL EN CADA SECCION CON LA FORMULA (1) DEL MANUAL (PRESENTADA EN LA HOJA-

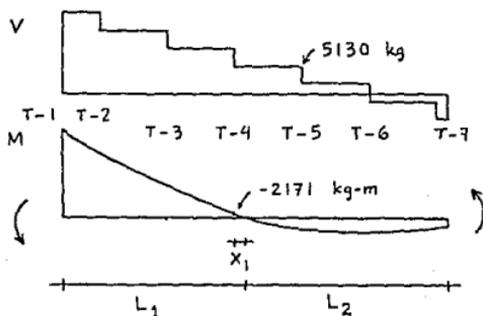
# 81 DEL PRESENTE TRABAJO), YA QUE LA RELACION DE ESBELTEZ EN TODAS LAS SECCIONES NO EXCEDE A  $C_c$ , QUE ES IGUAL A 126.13 PARA ACERO A-36 (SEGUN SECCION 5-c DEL MANUAL). TAMBIEN SE CALCULAN LOS ESFUERZOS CON EL AUMENTO DEL 33 % - QUE SE UTILIZARAN EN LA REVISION DE LOS ESFUERZOS ACTUANTES DEBIDOS A COMBINACIONES QUE INCLUYEN CARGAS DE SISMO EN COMBINACION CON CARGAS MUERTAS (SEGUN SECCION 5-j DEL MANUAL). LA LONGITUD SIN ARRIOSTRAR DE LA TRABE CON RESPECTO AL EJE X-X ES DE 1428 cm Y CON RESPECTO AL EJE Y-Y ES DE 714 cm. EL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA K CON RESPECTO A LOS DOS EJES ANTERIORES, SE CONSIDERARA IGUAL A 1.00. PARA LA COMBINACION A-3, UNICAMENTE SE REVISARAN LAS SECCIONES T-1, T-2, T-3 Y T-4.



SECCION	$r_x$ cm	$(KL/r)_x$	$r_y$ cm	$(KL/r)_y$	$F_a$ (A-1)	$F_a$ (A-3)
T-1	36,22	39,43	7,87	90,72	992,4	1319,9
T-2	34,68	41,18	7,95	89,81	1000,0	1330,0
T-3	31,66	45,10	8,11	88,04	1014,7	1349,6
T-4	28,59	49,95	8,28	86,23	1029,6	1369,4
T-5	25,42	56,18	8,47	84,30	1045,2	--
T-6	22,22	64,27	8,67	82,35	1060,8	--
T-7	18,83	75,84	8,89	80,31	1076,9	--

EL ESFUERZO PERMISIBLE FLEXIONANTE PARA CADA SECCION DE LA TRABE CON RESPECTO AL EJE X-X', SERA IGUAL AL MAYOR DE LOS VALORES CALCULADOS CON LAS FORMULAS (4) O (5) DEL MANUAL ( PRESENTADAS EN LA HOJA # 74 DEL PRESENTE TRABAJO), PERO SIN EXCEDER DE  $0.6 F_y$ . A CONTINUACION SE CALCULARA LA LONGITUD SIN ARRIOSTRAR DEL PATIN EN COMPRESION PARA CADA SECCION DE LA TRABE, SEGUN LOS DIAGRAMAS DE VARIACION DEL CORTANTE Y DEL MOMENTO FLEXIONANTE PARA LA -

## COMBINACION A-1.



$$-2171 + 5130 X_1 = 0$$

$$X_1 = 0.42 \text{ m}$$

LONGITUD SIN ARRIOSTRAR DEL PATIN INFERIOR, SUJETO A COMPRESION:

$$L_1 = 133 + 257 + 257 + 42 = 689 \text{ cm}$$

LONGITUD SIN ARRIOSTRAR DEL PATIN SUPERIOR, SUJETO A COMPRESION:

$$L_2 = 215 + 257 + 257 + 10 = 739 \text{ cm} > 714 \text{ cm}$$

A CONTINUACION SE CALCULARA EL ESFUERZO PERMISIBLE FLEXIONANTE  $F_{bx}$  CON LA FORMULA (5) DEL MANUAL (PRESENTADA EN LA HOJA # 74 DEL PRESENTE TRABAJO) EN CADA SECCION, PARA  $A_f = 35.56 \times 1.59 = 56.54 \text{ cm}^2$ .

SECCION	L cm	d cm	$F_{bx} \text{ kg/cm}^2$
T-1	689	87.0	795.8
T-2	689	82.9	835.2
T-3	689	75.0	923.1
T-4	689	67.1	1031.8
T-5	714	59.1	1130.5
T-6	714	51.2	1304.9
T-7	714	43.0	1553.7 > 0.6 $F_y$

A CONTINUACION SE PRESENTA EL CALCULO DE  $r_t$  PARA CADA SECCION.

SECCION	d cm	$I_t$ cm <sup>4</sup>	$A_t$ cm <sup>2</sup>	$r_t$ cm
T-1	87.0	5959.0	69.81	9.24
T-2	82.9	5959.0	69.16	9.28
T-3	75.0	5958.9	67.91	9.37
T-4	67.1	5958.8	66.66	9.45
T-5	59.1	5958.7	65.39	9.55
T-6	51.2	5958.6	64.14	9.64

A CONTINUACION SE CALCULA EL VALOR DE  $C_b$  PARA LAS SECCIONES DE LA TRABE, COMBINACIONES A-1 Y A-3. LA FORMULA PARA CALCULAR  $C_b$  SE PRESENTO EN LA HOJA # - 74 DEL PRESENTE TRABAJO. PARA LAS SECCIONES T-5, T-6 Y T-7, LA RELACION --  $M_1/M_2$  SE CONSIDERARA IGUAL A 1.0, YA QUE EL MOMENTO FLEXIONANTE DENTRO DE LA LONGITUD SIN ARRIOSTRAR ES MAYOR QUE LA DE AMBOS EXTREMOS.

SECCION	COMBINACION	$M_1$	$M_2$	$M_1/M_2$	$C_b$
T-1, T-2, T-3, T-4	A-1	+1265	-70592	-0.018	1.77
T-5, T-6, T-7	A-1	--	--	1.00	1.00
T-1, T-2, T-3, T-4	A-3	-903	-73568	+0.012	1.74

SECCION	COMBINACION	L cm	$r_t$ cm	$C_b$	$F_{bx}$ kg/cm <sup>2</sup>
T-1	A-1	689	9.24	1.77	1368.1
T-2	A-1	689	9.28	1.77	1369.4
T-3	A-1	689	9.37	1.77	1372.3
T-4	A-1	689	9.45	1.77	1374.7
T-5	A-1	714	9.55	1.00	1251.3
T-6	A-1	714	9.64	1.00	1256.3
T-1	A-3	714	9.24	1.74	1354.3
T-2	A-3	714	9.28	1.74	1355.7
T-3	A-3	714	9.37	1.74	1358.8
T-4	A-3	714	9.45	1.74	1361.5

EN LA TABLA ANTERIOR SE CALCULO EL ESFUERZO PERMISIBLE FLEXIONANTE PARA LAS SECCIONES ANALIZADAS MEDIANTE LA FORMULA (4) DEL MANUAL, PRESENTADA EN LA HOJA # 74 DEL PRESENTE TRABAJO, PARA UN VALOR DE  $C_c$  IGUAL A 126.13. AL COMPARAR LOS VALORES ANTERIORES CON LOS OBTENIDOS MEDIANTE LA FORMULA (5), OBTENIDOS ANTERIORMENTE, Y ELIGIENDO LOS VALORES MAYORES, SIN EXCEDER DE  $0.6 F_y$ , SE OBTIENEN LOS SIGUIENTES ESFUERZOS PERMISIBLES FLEXIONANTES. LOS ESFUERZOS EN LAS SECCIONES DE LA TRABE PARA LA COMBINACION A-3, SE HAN AUMENTADO UN 33 %.

SECCION	$F_{bx}$ (A-1) $kg/cm^2$	$F_{bx}$ (A-3) $kg/cm^2$
T-1	1368.1	1801.2
T-2	1369.4	1803.1
T-3	1372.3	1807.2
T-4	1374.7	1810.8
T-5	1251.3	--
T-6	1304.9	--
T-7	1518.0	--

EN LA TABLA QUE SE PRESENTA EN LA HOJA SIGUIENTE SE CALCULAN LOS ESFUERZOS DE COMPRESION AXIAL Y LOS ESFUERZOS FLEXIONANTES Y SE REvisa LA COMBINACION DE DICHS ESFUERZOS, EN LAS SECCIONES DE LA TRABE PARA LAS COMBINACIONES -- CRITICAS. DEBIDO A QUE, EN TODOS LOS CASOS, LA RELACION  $f_a/F_a$  NO EXCEDE DE 0.15, DICHA REVISION SE REALIZARA MEDIANTE LA ECUACION (6) DEL MANUAL (SECCION 6-a), LA CUAL SE PRESENTO EN LA HOJA # 84 DEL PRESENTE TRABAJO.

REVISIÓN DE LA COMBINACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE COMPRESIÓN AXIAL Y DE FLEXIÓN  
EN LAS SECCIONES DE LA TRABE

SEC- CION	COMBI- NACION	P kg	A cm <sup>2</sup>	f <sub>a</sub> kg/cm <sup>2</sup>	F <sub>a</sub> kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>a</sub> /F <sub>a</sub>	M <sub>x</sub> kg-m	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	f <sub>bx</sub> kg/cm <sup>2</sup>	F <sub>bx</sub> kg/cm <sup>2</sup>	(*)
T-1	A-1	15949	192.7	82.8	992.4	0.08	70592	5813.2	1214.3	1368.1	0.97
T-2	A-1	15949	188.8	84.5	1000.0	0.08	51677	5477.4	943.5	1369.4	0.77
T-3	A-1	15327	181.3	84.5	1014.7	0.08	23055	4845.3	475.8	1372.3	0.43
T-4	A-1	14725	173.8	84.7	1029.6	0.08	2172	4233.2	51.3	1374.7	0.12
T-5	A-1	14125	166.2	85.0	1045.2	0.08	11010	3633.5	303.1	1251.3	0.32
T-6	A-1	13529	158.7	85.2	1060.8	0.08	16532	3061.3	540.1	1304.9	0.49
T-7	A-1	12596	150.9	83.5	1076.9	0.08	14178	2488.4	569.8	1518.0	0.45
T-1	A-3	17299	192.7	89.8	1319.9	0.07	73568	5813.2	1265.5	1801.2	0.77
T-2	A-3	17299	188.8	91.6	1330.0	0.07	54502	5477.4	995.0	1803.1	0.62
T-3	A-3	16677	181.3	92.0	1349.6	0.07	25589	4845.3	528.1	1807.2	0.36
T-4	A-3	16075	173.8	92.5	1369.4	0.07	4415	4233.2	104.3	1810.8	0.13

(\*) : ECUACION (6).

REVISION DEL ESFUERZO CORTANTE. A CONTINUACION SE CALCULA EL ESFUERZO CORTANTE EN ALGUNAS SECCIONES. NO ES NECESARIO CALCULAR LOS ESFUERZOS EN TODAS LAS SECCIONES, YA QUE COMO SE PUEDE VER, DICHS ESFUERZOS NO SON GRANDES. - LOS ESFUERZOS EN LAS SECCIONES T-1, T-2, T-4 Y T-7 PARA LA COMBINACION A-1, SON, RESPECTIVAMENTE:

$$f_v = (14246 \text{ kg}) / (87 - 2 \times 1.59)(0.95) \text{ cm}^2 = 178.9 \text{ kg/cm}^2$$
$$f_v = (14246 \text{ kg}) / (82.9 - 2 \times 1.59)(0.95) \text{ cm}^2 = 188.1 \text{ kg/cm}^2$$
$$f_v = (8126 \text{ kg}) / (67.1 - 2 \times 1.59)(0.95) \text{ cm}^2 = 133.8 \text{ kg/cm}^2$$
$$f_v = (2519 \text{ kg}) / (43.0 - 2 \times 1.59)(0.95) \text{ cm}^2 = 66.6 \text{ kg/cm}^2$$

EN DONDE EN NINGUN CASO SE EXCEDE AL ESFUERZO PERMISIBLE, 1012 kg/cm<sup>2</sup>.

REVISION DEL PANDEO DEL ALMA. EN LA SECCION 10-f DEL MANUAL SE DICE QUE LA RELACION ENTRE EL PERALTE Y EL ESPESOR DEL ALMA NO DEBE EXCEDER DE  $6370/\sqrt{F_b}$ , CON EL OBJETO DE QUE EL ESFUERZO PERMISIBLE FLEXIONANTE NO SE REDUZCA. PARA LAS SECCIONES T-1 Y T-7, COMBINACION A-1, RESPECTIVAMENTE:

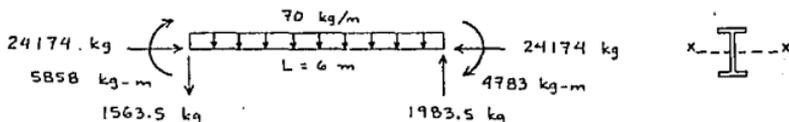
$$d/t_w = (87 \text{ cm}) / (0.95 \text{ cm}) = 91.6 < 6370 / \sqrt{1368.1} = 172.2 \quad (\text{OK})$$
$$d/t_w = (43 \text{ cm}) / (0.95 \text{ cm}) = 45.3 < 6370 / \sqrt{1518.0} = 163.5 \quad (\text{OK})$$

REVISION DEL PANDEO DEL PATIN. EN LA SECCION 9-a DEL MANUAL SE DICE QUE LA RELACION  $b_f/2t_f$  EN EL PATIN EN COMPRESION DE VIGAS NO DEBE EXCEDER DE: ---  $800/\sqrt{F_y}$ , IGUAL A 15.9 PARA VIGAS DE ACERO A-36. EN NUESTRO CASO,  $b_f/2t_f = (35.56 \text{ cm}) / (2 \times 1.59 \text{ cm}) = 11.2$ , QUE ES MENOR QUE EL VALOR LIMITE.

REVISION DE LA RELACION  $h/t_w$  DEL ALMA. EN LA SECCION 10-b DEL MANUAL SE DICE QUE LA RELACION ENTRE LA DISTANCIA LIBRE ENTRE PATINES Y EL ESPESOR DEL ALMA NO DEBE EXCEDER DEL VALOR OBTENIDO CON LA FORMULA PRESENTADA EN LA HOJA # 86 DEL PRESENTE TRABAJO, QUE ES IGUAL A 322.1 PARA VIGAS DE ACERO A-36. LA MAXIMA RELACION ANTERIOR EN LA TRABE OCURRE EN LA SECCION T-1:  $h/t_w = (87 - 2 \times 1.59) / (0.95) = 88.2$ , QUE ES MENOR QUE EL VALOR PERMISIBLE.

6.5.- DISEÑO DEL CONTRAVIENTO LONGITUDINAL TIPO.

EL CONTRAVIENTO LONGITUDINAL TIPO ES UN ELEMENTO SUJETO A ESFUERZOS COMBINADOS DE COMPRESION AXIAL Y DE FLEXION. COMO SE MENCIONA EN EL ARTICULO 5.6, - SE PROPONE UN PERFIL "IPR" DE ACERO LAMINADO A-36 DE 35.56 cm X 63.99 kg/m.- LAS PROPIEDADES DE LA SECCION SON:  $d = 34.7$  cm,  $t_w = 0.78$  cm,  $b_f = 20.3$  cm,  $t_f = 1.35$  cm,  $A = 81.3$  cm<sup>2</sup>,  $S_x = 1027$  cm<sup>3</sup>,  $r_x = 14.8$  cm,  $r_y = 4.8$  cm y  $r_t = 5.46$  cm. EN EL ARTICULO 5.7, SE VIO QUE EL CONTRAVIENTO 1-2 SOPORTA LOS ESFUERZOS MAS CRITICOS:



LOS ESFUERZOS DE COMPRESION AXIAL, ACTUANTE Y PERMISIBLE, SON:

$$f_a = P / A = (24174 \text{ kg}) / (81.3 \text{ cm}^2) = 297.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{RADIO DE GIRO MINIMO} = r_y = 4.8 \text{ cm}$$

$$(K l / r) \text{ MAXIMO} = (1.0 \times 600) / 4.8 = 125.0$$

DEBIDO A QUE LA RELACION DE ESBELTEZ MAXIMA NO EXCEDE AL VALOR DE  $C_c = 126.1$ , EL ESFUERZO PERMISIBLE A LA COMPRESION AXIAL SE CALCULARA CON LA FORMULA (1) DEL MANUAL, PRESENTADA EN LA HOJA # 81 DEL PRESENTE TRABAJO:

$$F.S. = 5/3 + (3 \times 125)/(8 \times 126.13) - (125)^3/(8)(126.13)^3 = 1.917$$

$$F_a = \frac{2530}{1.917} \left( 1 - \frac{(125)^2}{(2)(126.13)^2} \right) = 671.7 \text{ kg/cm}^2$$

CON EL AUMENTO DEL 33 %, EL ESFUERZO PERMISIBLE ES IGUAL A 893.4 kg/cm<sup>2</sup>. EL ESFUERZO FLEXIONANTE ES:

$$f_b = M_x / S_x = (585800 \text{ kg-cm}) / (1027 \text{ cm}^3) = 570.4 \text{ kg/cm}^2$$

EL ESFUERZO PERMISIBLE FLEXIONANTE SERA IGUAL AL MAYOR DE LOS VALORES CALCULADOS.

LADOS CON LAS FORMULAS (4) O (5) DEL MANUAL, SIN EXCEDER DE 0.6  $F_y$ , PRESEN-  
TADAS EN LA HOJA # 74 DEL PRESENTE TRABAJO. EL VALOR DE  $C_b$  ES:

$$C_b = 1.75 - 1.05 (4783/5858) + 0.3 (4783/5858)^2 = 2.81 > 2.3$$

LOS VALORES DE  $F_b$  CON LA FORMULA (4) Y CON LA FORMULA (5), SON:

$$F_b = \left( 1 - \frac{(600/5.46)^2}{(2)(126.13)^2(2.3)} \right) (0.6)(2530) = 1267.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \frac{843700}{(600 \times 34.7) / (20.3 \times 1.35)} = 1110.5 \text{ kg/cm}^2$$

EL MAYOR VALOR ES EL CALCULADO CON LA FORMULA (4), QUE AUMENTADO UN 33 %, -  
RESULTA IGUAL A 1685.8 kg/cm<sup>2</sup>. SEGUN LA SECCION 6-a DEL MANUAL, DEBIDO A --  
QUE LA RELACION  $(f_a/F_a) = 297.3/893.4 = 0.33$  ES MAYOR DE 0.15, SE DEBERAN -  
DE CUMPLIR LAS ECUACIONES (7a) Y (7b) DEL MANUAL:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - f_a/F'_e) F_b} \leq 1.0 \quad (7a)$$

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad (7b)$$

SEGUN LA SECCION 6-a DEL MANUAL, EN NUESTRO CASO, EL VALOR DE  $C_m$  ES IGUAL A  
0.85, CUYO VALOR CORRESPONDE A MIEMBROS EN COMPRESION SUJETOS A TRASLACION-  
LATERAL DE SUS UNIONES. EL VALOR DE  $F'_e$  ES:

$$F'_e = \frac{10480000}{(K l_b/r_b)^2} = \frac{10480000}{(1.0 \times 600/14.8)^2} = 6376.5 \text{ kg/cm}^2$$

CON EL AUMENTO DEL 33 %,  $F'_e$  ES IGUAL A 8480.7 kg/cm<sup>2</sup>. APLICANDO LAS FORMU-  
LAS (7a) Y (7b):

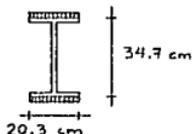
$$\frac{297.3}{893.4} + \frac{(0.85 \times 570.4)}{(1 - 297.3/8480.7)(1685.8)} = 0.63 < 1.0 \quad (\text{OK})$$

$$\frac{297.3}{(0.6 \times 2530 \times 1.33)} + \frac{570.4}{1685.8} = 0.49 < 1.0 \quad (\text{OK})$$

EL ESFUERZO CORTANTE MAXIMO EN LA SECCION ES:

$$f_v = V / (d t_w) = (1983.5 \text{ kg}) / (34.7 \text{ cm} \times 0.78 \text{ cm}) = 73.3 \text{ kg/cm}^2$$

EL CUAL NO EXCEDE AL ESFUERZO PERMISIBLE CORTANTE,  $0.4 F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$  (SECCION 5-b DEL MANUAL). ADEMAS, SE CUMPLE EL REQUISITO DE QUE LA RELACION DE ESBELTEZ DE MIEMBROS A COMPRESION NO EXCEDA DE 200 (SECCION 8-d DEL MANUAL). POR LO TANTO, LA SECCION PROPUESTA ES SATISFACTORIA. LA CONEXION DEL CONTRAVIENTO CON EL ALMA DE LA COLUMNA, SE REALIZARA CON SOLDADURA DE FILETE, A BASE DE ELECTRODOS E-60, COLOCANDOLA EN LOS PATINES DE LOS CONTRAVIENTOS (VER FIGURA SIGUIENTE).



EL ESPESOR DEL PATIN DEL CONTRAVIENTO ES DE 1.35 cm Y EL DEL ALMA DE LA COLUMNA ES DE 0.95 cm. SEGUN LA TABLA III DEL MANUAL, EL ESPESOR MINIMO DE LA SOLDADURA DE FILETE ES DE 1/4" (6 mm). SI SE UTILIZA UNA SOLDADURA DE FILETE DE 1/2" (13 mm) DE ESPESOR, EL ESFUERZO EN LA SOLDADURA, PARA UNA FUERZA CORTANTE DE 1984 kg Y UN MOMENTO FLEXIONANTE DE 585800 kg-cm, ES:

$$A = 1.27 \text{ cm} \times 0.7071 \times 20.3 \text{ cm} \times 2 = 36.46 \text{ cm}^2$$

$$I_x = (1.27 \text{ cm} \times 0.7071 \times 20.3 \text{ cm}) (34.7 \text{ cm} / 2)^2 \times 2 = 10975.13 \text{ cm}^4$$

$$f_v = V / A = (1984 \text{ kg}) / (36.46 \text{ cm}^2) = 54.42 \text{ kg/cm}^2$$

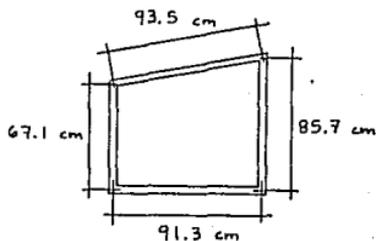
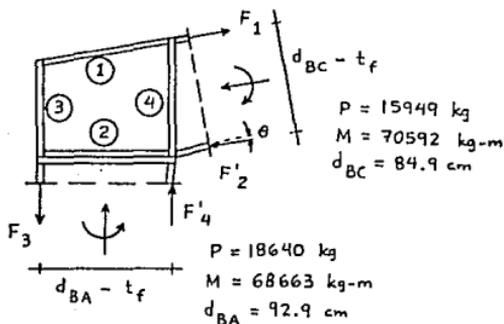
$$f_b = M c / I_x = (585800 \text{ kg-cm}) (34.7 \text{ cm} / 2) / (10975.13 \text{ cm}^4) = 926.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ESFUERZO TOTAL} = \sqrt{54.42^2 + 926.06^2} = 927.7 \text{ kg/cm}^2$$

EL CUAL NO EXCEDE AL ESFUERZO RESISTENTE EN LA SOLDADURA ( $1000 \text{ kg/cm}^2$ ).

6.6.- DISEÑO DE ATIESADORES Y CONEXIONES EN EL MARCO.

6.6.1. DISEÑO DE ATIESADORES EN EL ACODAMIENTO. EL DISEÑO DE ESTOS ATIESADORES SE BASARA AL SUPONER QUE EL MOMENTO Y LA CARGA AXIAL EN LA TRABE Y EN LA COLUMNA SERAN RESISTIDOS POR LOS PATINES DE LAS MISMAS, LAS CUALES TRANSMITIRAN AL ACODAMIENTO FUERZAS DE TENSION O DE COMPRESION QUE DEBERAN SER RESISTIDAS POR UN ATIESADOR Y POR UNA PARTE DEL AREA DEL ALMA DEL ACODAMIENTO. EN LA SIGUIENTE FIGURA SE MUESTRA LA MANERA DE CALCULAR DICHAS FUERZAS. SE UTILIZARAN LOS RESULTADOS DE LA COMBINACION A-1, POR SER LOS MAS CRITICOS.



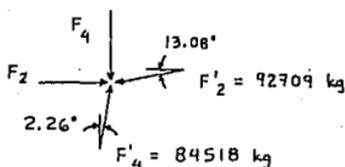
$$F_1 = (70592 \text{ kg-m}) / (0.849 - 0.0159 \text{ m}) - (15949 \text{ kg}) / 2 = 76760 \text{ kg}$$

$$F'_2 = (70592 \text{ kg-m}) / (0.849 - 0.0159 \text{ m}) + (15949 \text{ kg}) / 2 = 92709 \text{ kg}$$

$$F_3 = (68663 \text{ kg-m}) / (0.929 - 0.0159 \text{ m}) - (18640 \text{ kg}) / 2 = 65878 \text{ kg}$$

$$F'_4 = (68663 \text{ kg-m}) / (0.929 - 0.0159 \text{ m}) + (18640 \text{ kg}) / 2 = 84518 \text{ kg}$$

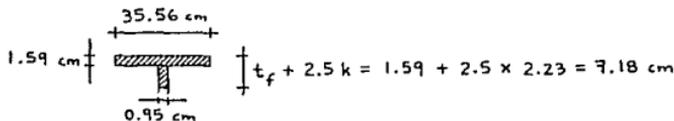
LA FUERZA DE COMPRESION EN EL PATIN INTERIOR DE LA TRABE ES  $F'_2 \cos \theta$ . - SIN EMBARGO, DICHA REDUCCION SE DESPRECIARA, YA QUE EL ANGULO ES MUY PEQUEÑO. TAMBIEN SE DESPRECIARA LA REDUCCION ANTERIOR PARA LA FUERZA EN EL PATIN INTERIOR DE LA COLUMNA. LA ACCION COMBINADA DE LAS FUERZAS  $F'_2$  Y  $F'_4$  SERAN EQUILIBRADAS POR LAS FUERZAS  $F_2$  Y  $F_4$ , QUE SERAN, RESPECTIVAMENTE, LAS FUERZAS DE COMPRESION EN LOS ATIESADORES 2 Y 4. EL CALCULO DE DICHAS FUERZAS ES:



$$\Sigma F_x = F_2 + 84518 \text{ Sen } 2.26 - 92709 \text{ Cos } 13.08 = 0 \quad (F_2 = 86971 \text{ kg})$$

$$\Sigma F_y = 84518 \text{ Cos } 2.26 - 92709 \text{ Sen } 13.08 - F_4 = 0 \quad (F_4 = 63471 \text{ kg})$$

DISEÑO DEL ATIESADOR TIPO 1. SE PROPONE UN ATIESADOR CUYAS DIMENSIONES SEAN LAS DEL PATIN DE LA TRABE, 35.56 cm X 1.59 cm. EL ESPESOR DEL ALMA DEL ACO-DAMIENTOS SERA EL MISMO QUE EL DEL ALMA DE LA TRABE Y COLUMNA, 0.95 cm (3/8"). LA PARTE DEL AREA DEL ALMA QUE RESISTIRA LA FUERZA DE TENSION DEPENDE DEL ESPESOR DEL PATIN QUE TRANSMITE LA FUERZA Y DEL VALOR DE k DE LA TRABE. SI CONSIDERAMOS UN ESPESOR DE SOLDADURA DE FILETE DE 1/4" (6 mm) PARA LA CONE-XION DEL ALMA Y DEL PATIN DE LA TRABE,  $k = 1.59 + 0.64 = 2.23$  cm.



$$A = 35.56 \times 1.59 + 5.59 \times 0.95 = 61.85 \text{ cm}^2$$

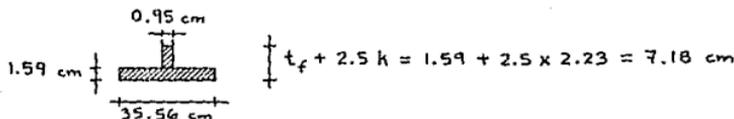
$$f_t = T / A = (76760 \text{ kg}) / (61.85 \text{ cm}^2) = 1241.1 \text{ kg/cm}^2 < F_t = 0.6 F_y \quad (\text{OK})$$

LA RELACION ANCHO-ESPESOR DEL ATIESADOR ES:  $(35.56 \text{ cm}) / (2 \times 1.59 \text{ cm}) = 11.2$ , QUE ES MENOR QUE EL VALOR PERMISIBLE IGUAL A  $800 / \sqrt{F_y}$ , IGUAL A 15.9 PARA ACE-RO A-36 (SECCION 9-a DEL MANUAL). POR LO TANTO, LAS DIMENSIONES DEL ATIESA-DOR SE ACEPTAN. EL ESPESOR REQUERIDO DE LA SOLDADURA DE FILETE ENTRE EL A--TIESADOR Y EL ALMA, CONSIDERANDO UNA LONGITUD DE 92.2 cm A CADA LADO, ES:

$$D = (76760 \text{ kg}) / (1000 \text{ kg/cm}^2 \times 0.7071 \times 92.2 \text{ cm} \times 2 \text{ LADOS}) = 0.59 \text{ cm}$$

SE COLOCARA UNA SOLDADURA DE FILETE DE 1/4" (6 mm) A CADA LADO, QUE ES EL TAMAÑO MINIMO SEGUN LA TABLA III DEL MANUAL.

DISENO DEL ATIESADOR TIPO 2. SE PROPONE UN ATIESADOR CUYAS DIMENSIONES SEAN LAS DEL PATIN DE LA TRABE, 35.56 cm X 1.59 cm. EL ESFUERZO PERMISIBLE A LA COMPRESION AXIAL SE CALCULARA PARA EL RADIO DE GIRO DE LA SIGUIENTE SECCION RESPECTO AL EJE EN EL PLANO DEL ALMA:



$$I_x = (1.59)(35.56)^3 / 12 + (5.59)(0.95)^3 / 12 = 5958.4 \text{ cm}^4$$

$$A = 1.59 \times 35.56 + 5.59 \times 0.95 = 61.9 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 9.82 \text{ cm}$$

$$K L / r_x = 0.75 \times 91.3 / 9.82 = 6.97$$

DEBIDO A QUE LA RELACION DE ESBELTEZ NO EXCEDE A  $C_c$ , EL ESFUERZO PERMISIBLE A LA COMPRESION AXIAL SE CALCULARA CON LA FORMULA (1) DEL MANUAL, PRESENTADA EN LA HOJA # 81 DEL PRESENTE TRABAJO:

$$F.S. = 5/3 + (3 \times 6.97) / (8 \times 126.13) - (6.97)^3 / (8)(126.13)^3 = 1.687$$

$$F_a = \frac{2530}{1.687} \left( 1 - \frac{(6.97)^2}{(2)(126.13)^2} \right) = 1497.4 \text{ kg/cm}^2$$

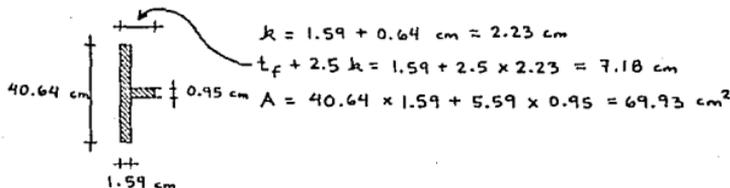
$$F_a = P / A = (86971 \text{ kg}) / (61.85 \text{ cm}^2) = 1406.2 \text{ kg/cm}^2 < F_a \quad (\text{OK})$$

LA RELACION ANCHO-ESPEOR DEL ATIESADOR TIPO 2 ES LA MISMA QUE LA DEL ATIESADOR TIPO 1, QUE ES ADMISIBLE. POR LO TANTO, LAS DIMENSIONES DEL ATIESADOR SE ACEPTAN. EL ESPEOR REQUERIDO DE LA SOLDADURA DE FILETE ENTRE EL ATIESADOR Y EL ALMA, CONSIDERANDO UNA LONGITUD DE 89.7 cm A CADA LADO, ES:

$$D = (86971 \text{ kg}) / (1000 \text{ kg/cm}^2 \times 0.7071 \times 89.7 \text{ cm} \times 2 \text{ LADOS}) = 0.69 \text{ cm}$$

SE COLOCARA UNA SOLDADURA DE FILETE DE 5/16" (8 mm) A CADA LADO.

DISEÑO DEL ATIESADOR TIPO 3. SE PROPONE UN ATIESADOR CUYAS DIMENSIONES SEAN LAS DEL PATIN DE LA COLUMNA. 40.64 cm X 1.59 cm.



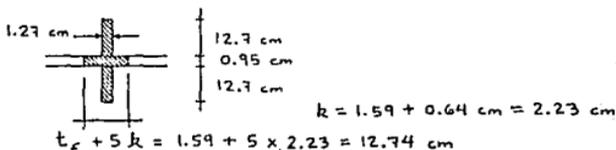
$$f_t = (65878 \text{ kg}) / (69.93 \text{ cm}^2) = 942.1 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 F_y \quad (\text{OK})$$

LA RELACION ANCHO-ESPEJOR DEL ATIESADOR ES:  $(40.64 \text{ cm}) / (2 \times 1.59 \text{ cm}) = 12.8$ , QUE ES MENOR QUE EL VALOR PERMISIBLE, 15.9. POR LO TANTO, LAS DIMENSIONES - DEL ATIESADOR SE ACEPTAN. EL ESPEJOR REQUERIDO DE LA SOLDADURA DE FILETE EN TRES EL ATIESADOR Y EL ALMA, CONSIDERANDO UNA LONGITUD DE 65.7 cm A CADA LADO, ES:

$$D = (65878 \text{ kg}) / (1000 \text{ kg/cm}^2 \times 0.7071 \times 65.7 \text{ cm} \times 2 \text{ LADOS}) = 0.71 \text{ cm}$$

SE COLOCARA UNA SOLDADURA DE FILETE DE 5/16" (8 mm), QUE ES MAYOR QUE EL TAMAÑO MINIMO (1/4") SEGUN LA TABLA III DEL MANUAL.

DISEÑO DEL ATIESADOR TIPO 4. SE PROPONE COLOCAR 2 SOLERAS DE 1.27 cm X -- 12.70 cm (1/2" X 5"), UNA EN CADA LADO DEL ALMA. EL ESFUERZO PERMISIBLE A LA COMPRESION AXIAL SE CALCULARA PARA EL RADIO DE GIRO DE LA SIGUIENTE SECCION RESPECTO AL EJE EN EL PLANO DEL ALMA:



$$I_x = (1.27)(26.35)^3 / 12 + (11.47)(0.95)^3 / 12 = 1937.1 \text{ cm}^4$$

$$A = 1.27 \times 26.35 + 11.47 \times 0.95 = 44.36 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 6.61 \text{ cm}$$

$$K L / r_x = 0.75 \times 85.7 / 6.61 = 9.72$$

DEBIDO A QUE LA RELACION DE ESBELTEZ NO EXCEDE A  $C_c$ , EL ESFUERZO PERMISIBLE A LA COMPRESION AXIAL SE CALCULARA CON LA FORMULA (1) DEL MANUAL, PRESENTADA EN LA HOJA # 81 DEL PRESENTE TRABAJO:

$$F.S. = 5/3 + (3 \times 9.72)/(8 \times 126.13) - (9.72)^3/(8)(126.13)^3 = 1.697$$

$$F_a = \frac{2530}{1.697} \left( 1 - \frac{(9.72)^2}{(2)(126.13)^2} \right) = 1487.3 \text{ kg/cm}^2$$

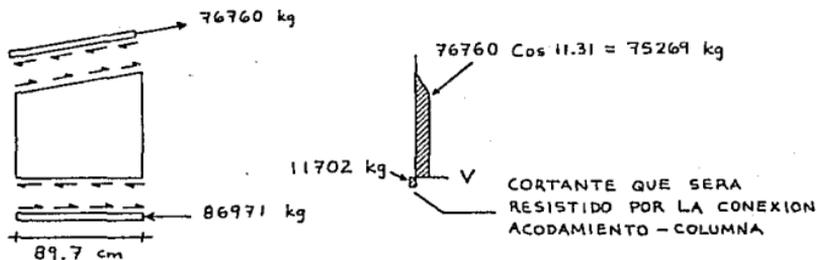
$$f_a = P / A = (63471 \text{ kg}) / (44.36 \text{ cm}^2) = 1430.8 \text{ kg/cm}^2 < F_a \quad (\text{OK})$$

LA RELACION ANCHO-ESPESOR DEL ATIESADOR ES:  $(12.7 \text{ cm})/(1.27 \text{ cm}) = 10.0$ , QUE ES MENOR QUE EL VALOR PERMISIBLE, 15.9. EL ESPESOR REQUERIDO DE LA SOLDADURA DE FILETE ENTRE LOS ATIESADORES Y EL ALMA (4 LADOS), CONSIDERANDO UNA -- LONGITUD DE SOLDADURA IGUAL A  $(84.2 + 13.0 + 13.0) = 110.2 \text{ cm}$ , ES:

$$D = (63471 \text{ kg}) / (1000 \text{ kg/cm}^2 \times 0.7071 \times 110.2 \text{ cm} \times 4 \text{ LADOS}) = 0.20 \text{ cm}$$

SE COLOCARA UNA SOLDADURA DE FILETE DE 1/4" (6 mm), QUE ES EL TAMAÑO MINIMO SEGUN LA TABLA III DEL MANUAL.

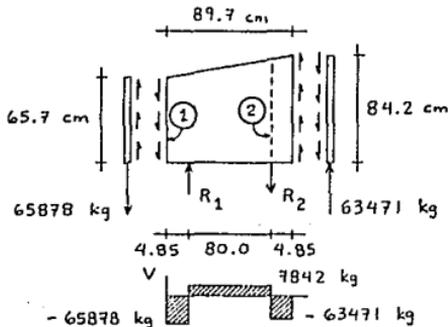
AHORA SE REVISARA SI EL ALMA DEL ACODAMIENTO ES SUFICIENTE PARA RESISTIR -- LOS ESFUERZOS CORTANTES ORIGINADOS. LA MAXIMA FUERZA CORTANTE EN EL ALMA EN EL SENTIDO HORIZONTAL, SE PUEDE ENCONTRAR APROXIMADAMENTE ASI:



$$f_v = V / A = (75269 \text{ kg}) / (89.7 \text{ cm} \times 0.95 \text{ cm}) = 883.4 \text{ kg/cm}^2$$

EL CUAL ES MENOR QUE EL ESFUERZO PERMISIBLE,  $0.4 F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$ . EL DIA--

GRAMA DE LAS FUERZAS CORTANTES EN EL SENTIDO VERTICAL, SE ENCONTRARA AL CONSIDERAR QUE LA CONEXION ENTRE EL ACODAMIENTO Y LA COLUMNA SE REALIZARA CON TORNILLOS, LOS CUALES TOMAN LAS REACCIONES  $R_1$  Y  $R_2$  (FIGURA SIGUIENTE). LOS ESFUERZOS CORTANTES EN LAS SECCIONES 1 Y 2, SON:



$$R_1 = 73720 \text{ kg}$$

$$R_2 = 71313 \text{ kg}$$

$$f_{V-1} = V / A = (65878 \text{ kg}) / (65.7 \text{ cm} \times 0.95 \text{ cm}) = 1055.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{V-2} = V / A = (63471 \text{ kg}) / (83.2 \text{ cm} \times 0.95 \text{ cm}) = 803.1 \text{ kg/cm}^2$$

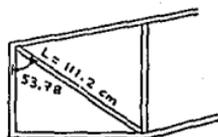
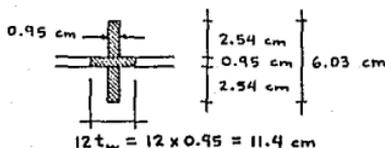
EL ESFUERZO CORTANTE EN LA SECCION 1 EXCEDE AL VALOR PERMISIBLE, POR LO QUE SERA NECESARIO COLOCAR UN ATIESADOR DIAGONAL (OTRA OPCION ES COLOCAR UNA PLACA DOBLE EN EL ALMA). SE PROPONE COLOCAR 2 SOLERAS DE 0.95 CM X 2.54 CM (3/8" X 1"), UNA A CADA LADO DEL ALMA, EL CUAL SE DISEÑARA COMO UN ELEMENTO SUJETO A COMPRESION AXIAL. LA FUERZA DE COMPRESION AXIAL SOBRE LOS ATIESADORES, ES:

$$F_v d_c t_w + F_{\text{atiesador}} \cos \theta \geq V$$

$$(1012 \text{ kg/cm}^2 \times 65.7 \text{ cm} \times 0.95 \text{ cm}) + (F_{\text{atiesador}})(\cos 53.78) = 65878 \text{ kg}$$

FUERZA QUE DEBE RESISTIR EL ATIESADOR = 4593 kg

EL ESFUERZO PERMISIBLE A LA COMPRESION AXIAL SE CALCULARA PARA EL RADIO DE GIRO DE LA SIGUIENTE SECCION RESPECTO AL EJE EN EL PLANO DEL ALMA:



$$I_x = (0.95)(6.03)^3 / 12 + (10.45)(0.95)^3 / 12 = 18.10 \text{ cm}^4$$

$$A = 11.4 \times 0.95 + 5.08 \times 0.95 = 15.66 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 1.08 \text{ cm}$$

$$K L / r_x = 0.75 \times 111.2 / 1.08 = 77.2$$

DEBIDO A QUE LA RELACION DE ESBELTEZ NO EXCEDE A  $C_c$ , EL ESFUERZO PERMISIBLE A LA COMPRESION AXIAL SE CALCULARA CON LA FORMULA (1) DEL MANUAL, PRESENTADA EN LA HOJA # 81 DEL PRESENTE TRABAJO:

$$F.S. = 5/3 + (3 \times 77.2)/(8 \times 126.13) - (77.2)^3/(8)(126.13)^3 = 1.868$$

$$F_a = \frac{2530}{1.868} \left( 1 - \frac{(77.2)^2}{(2)(126.13)^2} \right) = 1100.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{AREA NETA DE LOS ATIESADORES} = 5.08 \times 0.95 = 4.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{ESFUERZO DE COMPRESION: } f_a = P / A = (4593 \text{ kg}) / (4.83 \text{ cm}^2) = 950.9 \text{ kg/cm}^2$$

EL CUAL ES MENOR QUE EL ESFUERZO PERMISIBLE  $F_a$ . LA RELACION ANCHO-ESPEOR DE UN ATIESADOR ES:  $(2.54 \text{ cm})/(0.95 \text{ cm}) = 2.7$ , QUE ES MENOR QUE EL VALOR -- PERMISIBLE, 15.9. POR LO TANTO, LAS DIMENSIONES DEL ATIESADOR SE ACEPTAN. -- SE COLOCARA UNA SOLDADURA DE FILETE DE 1/4" (6 mm) EN LA UNION DE CADA PIEZA CON EL ALMA DEL ACODAMIENTO, A CADA LADO, EL CUAL ES EL TAMAÑO MINIMO SE GUN LA TABLA III DEL MANUAL.

6.6.2. ATIESADORES DE CARGA EN LA TRABE. SEGUN LA SECCION 10-j DEL MANUAL, -- NO SE COLOCARAN ATIESADORES DE CARGA EN LAS ALMAS DE VIGAS Y TRABES DE ALMA LLENA, CUANDO LOS ESFUERZOS DE COMPRESION EN LA RAIZ DE LA UNION DEL ALMA Y

EL PATIN, DEBIDOS A CARGAS CONCENTRADAS, NO EXCEDAN DE  $0.75 F_y = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$ .

A) EN EL APOYO DE LA TRABE EN LA COLUMNA: ANCHO N DEL APOYO = 92.9 cm, ESPESOR t DEL ALMA = 0.95 CM, DISTANCIA k = 1.59 cm + 0.64 cm = 2.23 cm Y REACION R = 18640 kg.

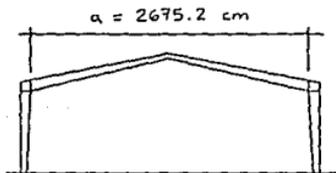
$$f_c = R / (t)(N + k) = (18640) / (0.95)(92.9 + 2.23) = 206.3 \text{ kg/cm}^2 < 0.75 F_y$$

B) EN LA CARGA SOBRE LA TRABE TRANSMITIDA POR UN LARGUERO: ANCHO N DEL LARGUERO = 13.3 cm, ESPESOR t DEL ALMA = 0.95 cm, VALOR DE k = 2.23 cm Y P = 2544 kg (CM + CV) + 152 kg (PESO DEL LARGUERO) = 2696 kg (PESO PARA EL LARGUERO TIPO 2, SEGUN TABLA PRESENTADA EN LA HOJA # 39 DE ESTE TRABAJO).

$$f_c = P / (t)(N + 2k) = (2696) / (0.95)(13.3 + 2 \times 2.23) = 160 \text{ kg/cm}^2 < 0.75 F_y$$

OTRO REQUISITO QUE SE DEBE CUMPLIR PARA QUE NO SE COLOQUEN ATIESADORES DE CARGA, ES QUE EL ESFUERZO DE COMPRESION DEBIDO A CARGAS CONCENTRADAS O DISTRIBUIDAS, EMPUJANDO DIRECTAMENTE A TRAVES DE LA PLACA DEL PATIN SOBRE LA PLACA DEL ALMA, NO EXCEDA AL VALOR OBTENIDO CON LA FORMULA (15) O (16). A CONTINUACION SE CALCULARA EL ESFUERZO DE COMPRESION EN LA SECCION T-6 DE LA TRABE (EN DONDE RESULTA EL ESFUERZO MAXIMO):

$$f_c = P / (d)(t_w) = (2696 \text{ kg}) / (51.2 \text{ cm})(0.95 \text{ cm}) = 55.8 \text{ kg/cm}^2$$



a = LONGITUD ENTRE ATIESADORES

DEBIDO A QUE SE CONSIDERA QUE EL PATIN DE LA TRABE NO ESTA ARRIOSTRADO CONTRA ROTACIONES, EL ESFUERZO PERMISIBLE SE CALCULARA CON LA FORMULA (16) DEL MANUAL, PARA a = 2675.2 cm, h = d - 2 t\_f = 87 - 3.18 = 83.8 cm PARA LA SECCION T-1 DE LA TRABE (EN DONDE SE OBTIENE EL MENOR VALOR DEL ESFUERZO PERMISIBLE) Y t\_w = 0.95 cm:

$$F_a = \left( 2 + \frac{4}{(a/h)^2} \right) \frac{703000}{(h/t)^2} = \left( 2 + \frac{4}{(2675.2/83.8)^2} \right) \frac{703000}{(83.8/0.95)^2} = 181 \text{ kg/cm}^2$$

EL CUAL ES MAYOR QUE EL ESFUERZO CALCULADO ANTERIORMENTE. POR LO TANTO, NO ES NECESARIO COLOCAR ATIESADORES DE CARGA.

6.6.3. ATIESADORES INTERMEDIOS. EN LA SECCION 10-e-3 DEL MANUAL SE DICE QUE LOS ATIESADORES INTERMEDIOS NO SON NECESARIOS CUANDO LA RELACION h/t ES MENOR DE 260 Y CUANDO EL ESFUERZO MAXIMO DE CORTE EN EL ALMA ES MENOR QUE EL PERMITIDO POR LA FORMULA (9) DEL MANUAL. LA MAXIMA RELACION h/t EN LA TRABE ES:  $(84.3 \text{ cm}) / (0.95) = 88.7$ , QUE ES MENOR DE 260. EN EL ARTICULO 6.4 DEL -- PRESENTE TRABAJO (HOJA # 93), SE VIO QUE EL ESFUERZO CORTANTE MAXIMO EN EL ALMA OCURRE EN LA SECCION T-2, EL CUAL ES IGUAL A  $188.1 \text{ kg/cm}^2$ . LA FORMULA (9) ES:

$$F_v = \frac{F_y C_v}{2.89} \leq 0.4 F_y$$

EN DONDE EL VALOR  $C_v$  DEPENDE DE OTRO VALOR k, EL CUAL DEPENDE DE LA RELACION  $a/h = 2675.2/83.8 = 31.9$ . EN EL MANUAL SE DICE QUE CUANDO LA RELACION  $a/h$  SEA MAYOR DE 3, DEBE CONSIDERARSE COMO INFINITO, Y EL VALOR DE k SERA 1 IGUAL A 5.34.

$$C_v = \frac{1590 \sqrt{k}}{h/t \sqrt{F_y}} = \frac{1590}{(83.8/0.95)} \sqrt{\frac{5.34}{2530}} = 0.828$$

$C_v$  SERA IGUAL AL VALOR CALCULADO CON LA FORMULA ANTERIOR SIEMPRE QUE EL VALOR OBTENIDO SEA MAYOR DE 0.8; DE LO CONTRARIO SE CALCULARIA CON OTRA FORMULA; POR LO TANTO:

$$F_v = \frac{2530 \times 0.828}{2.89} = 724.9 \text{ kg/cm}^2 > f_v$$

POR LO TANTO, NO SE COLOCARAN ATIESADORES INTERMEDIOS.

6.6.4. DISEÑO DE LA CONEXION DEL ALMA CON LOS PATINES, EN TRABES Y COLUMNAS DEL MARCO TIPO. ESTA CONEXION SE REALIZARA CON SOLDADURA DE FILETE EN CADA UNO DE LOS DOS LADOS, EMPLEANDO ELECTRODOS E-60. SEGUN LA SECCION 6-d DEL -

MANUAL, LAS SOLDADURAS QUE UNEN LOS PATINES AL ALMA DEBEN CALCULARSE PARA RESISTIR EL CORTANTE MAXIMO HORIZONTAL RESULTANTE DE LAS FUERZAS APLICADAS. LA FUERZA CORTANTE POR UNIDAD DE LONGITUD ES:

$$v_s = V Q / I_x$$

SIENDO V LA FUERZA CORTANTE VERTICAL, Q ES EL MOMENTO ESTADICO DEL PATIN SUPERIOR CON RESPECTO AL EJE NEUTRO E  $I_x$  ES EL MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION. LA MAXIMA FUERZA CORTANTE POR UNIDAD DE LONGITUD, TANTO EN LA COLUMNA COMO EN LA TRABE, OCURRE EN LA SECCION C-1 DE LA COLUMNA, EN DONDE LA FUERZA CORTANTE ES DE 12846 kg (COMBINACION A-1), EL MOMENTO DE INERCIA ES DE 129365.9  $\text{cm}^4$  Y EL PERALTE ES IGUAL A 61 cm. LA FUERZA CORTANTE POR UNIDAD DE LONGITUD EN LA SECCION C-1, ES:

$$Q = (A_f) \left( \frac{d - t_f}{2} \right) = (40.64 \times 1.59) \left( \frac{61 - 1.59}{2} \right) = 1919.47 \text{ cm}^3$$

$$v_s = V Q / I_x = (12846 \text{ kg})(1919.47 \text{ cm}^3) / (129365.9 \text{ cm}^4) = 190.6 \text{ kg/cm}$$

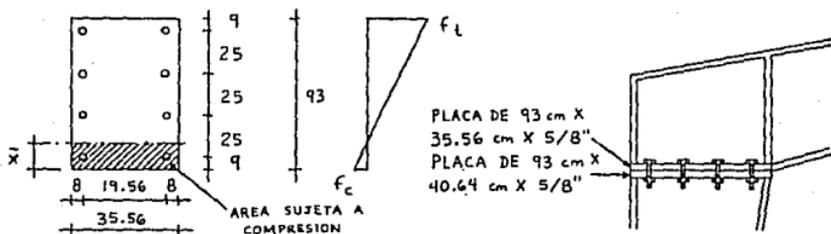
EL TAMAÑO MINIMO DE SOLDADURA DE FILETE QUE SE DEBE UTILIZAR ES DE 1/4" (6 mm), SEGUN LA TABLA III DEL MANUAL. PARA EL TAMAÑO ANTERIOR, LA RESISTENCIA POR UNIDAD DE LONGITUD DE LA SOLDADURA DE FILETE ES:

$$F_s = 1000 \text{ kg/cm}^2 \times 0.64 \text{ cm} \times 0.7071 \times 2 \text{ LADOS} = 905.1 \text{ kg/cm}$$

LA CUAL ES MAYOR QUE LA FUERZA CORTANTE POR UNIDAD DE LONGITUD ANTERIORMENTE CALCULADA, POR LO QUE LA SOLDADURA ANTERIOR SE ACEPTA.

6.6.5. DISEÑO DE LA CONEXION DE LA TRABE CON LA COLUMNA. ESTA CONEXION RIGIDA (TIPO 1) SE REALIZARA MEDIANTE TORNILLOS, EMPLEANDO, PARA ELLO, EL ATIESADOR TIPO 2 (SOLDADO A LA TRABE) Y UNA PLACA DE ACERO A-36 DE 93 cm X 40.64 cm X 1.59 cm (SOLDADA AL EXTREMO SUPERIOR DE LA COLUMNA). EL CALCULO DEL ESFUERZO MAXIMO DE TENSION EN LOS TORNILLOS SE REALIZARA MEDIANTE UN METODO EN EL QUE SE DESPRECIA LA TENSION INICIAL DE LOS TORNILLOS. EN ESTE METODO SE SUPONE QUE EL MOMENTO ES RESISTIDO POR UNA SECCION EQUIVALENTE, COMPUESTA POR LAS AREAS DE LOS TORNILLOS EN EL LADO DE TENSION Y POR EL AREA COMPLETA DE APOYO ENTRE LAS PLACAS EN EL LADO DE COMPRESION. SE DEBERA DE -

PROPONER UN NUMERO DE TORNILLOS DE UN CIERTO DIAMETRO, Y SE DETERMINARA LA- POSICION DEL EJE NEUTRO; POSTERIORMENTE, SE ENCONTRARA EL ESFUERZO MAXIMO - DE TENSION EN LOS TORNILLOS MAS ALEJADOS DEL EJE NEUTRO. PARA ESTA CONEXION, SE PROPONE COLOCAR 8 TORNILLOS A-325 DE 1 1/2" Ø, COLOCADOS DE LA MANERA SI GUIENTE. SE UTILIZARAN LOS RESULTADOS DE LA COMBINACION A-1, POR SER LOS -- MAS CRITICOS: M = 68663 kg-m Y V = 12846 kg. EL ESFUERZO DEBIDO A LA CARGA- AXIAL SOBRE LA CONEXION SE DESPRECIARA. LA POSICION DEL EJE NEUTRO ES:



$$(b \bar{x})(\bar{x} / 2) = \sum A_t y_i$$

(EN DONDE  $A_t = 11.40 \text{ cm}^2$ )

$$(35.56 / 2) \bar{x}^2 = 2A_t (34 - \bar{x}) + 2A_t (59 - \bar{x}) + 2A_t (84 - \bar{x})$$

$$17.78 \bar{x}^2 + 68.4 \bar{x} - 4035.6 = 0 \quad \therefore \bar{x} = 13.26 \text{ cm}$$

$$I_x = (35.56)(13.26)^3 / 3 + (2 \times 11.40)(20.74)^2 + (2 \times 11.40)(45.74)^2 + (2 \times 11.40)(70.74)^2 = 199238.6 \text{ cm}^4$$

$$c \text{ MAXIMA} = 93.0 - 13.26 - 9.0 = 70.74 \text{ cm}$$

$$f_t = M c / I_x = (6866300 \text{ kg-cm} \times 70.74 \text{ cm}) / (199238.6 \text{ cm}^4) = 2437.9 \text{ kg/cm}^2$$

EL ESFUERZO PERMISIBLE DE TENSION DE LOS TORNILLOS A-325 SUJETOS A ESFUER-- ZOS COMBINADOS DE TENSION Y DE CORTE, ES IGUAL AL VALOR CALCULADO CON LA SI GUIENTE FORMULA, SIN EXCEDER DE 2810 kg/cm<sup>2</sup>:

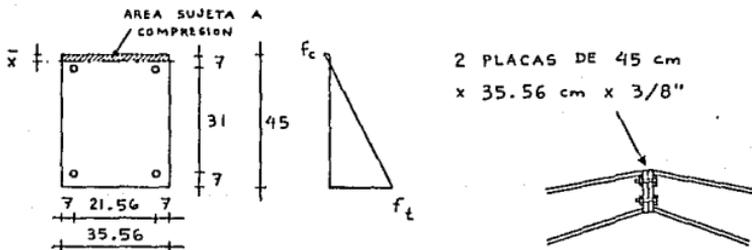
$$F_t = 3515 - 1.6 f_v = 3515 - (1.6 \times 12846) / (8 \times 11.40) = 3289.6$$

EL ESFUERZO PERMISIBLE A LA TENSION ES 2810 kg/cm<sup>2</sup>, QUE ES MAYOR QUE EL ESFUERZO DE TENSION. EL ESFUERZO CORTANTE EN LOS TORNILLOS ES:

$$f_v = V / A = (12846 \text{ kg}) / (8 \times 11.40 \text{ cm}^2) = 140.9 \text{ kg/cm}^2$$

EL CUAL NO EXCEDE AL ESFUERZO PERMISIBLE, 1050 kg/cm<sup>2</sup>. POR LO TANTO, LA CONEXION ANTERIOR SE ACEPTA.

6.6.6. DISEÑO DE LA CONEXION DE LAS DOS TRABES INCLINADAS DEL MARCO. ESTA CONEXION RIGIDA (TIPO 1) SE REALIZARA MEDIANTE TORNILLOS, EMPLEANDO, PARA ELLO, DOS PLACAS DE CONEXION DE ACERO A-36 DE 45 cm X 35.56 cm X 0.95 cm, CADA UNA DE ELLAS SOLDADAS A CADA TRABE. EL CALCULO DEL ESFUERZO MAXIMO DE TENSION EN LOS TORNILLOS SE REALIZARA MEDIANTE EL METODO DESCRITO EN EL ARTICULO 6.6.5 (HOJA # 106). SE UTILIZARAN LOS RESULTADOS DE LA COMBINACION A-1, POR SER LOS MAS CRITICOS: M = 14180 kg-m Y V = 2520 kg. PARA ESTA CONEXION, SE PROPONE COLOCAR 4 TORNILLOS A-325 DE 1 1/4" Ø, COLOCADOS DE LA MANERA SIGUIENTE. EL ESFUERZO DEBIDO A LA CARGA AXIAL SOBRE LA CONEXION SE DESPRECIARA. LA POSICION DEL EJE NEUTRO ES:



$$(b \bar{x})(\bar{x} / 2) = \sum A_t y_i$$

(EN DONDE  $A_t = 7.92 \text{ cm}^2$ )

$$(35.56/2) \bar{x}^2 = 2A_t (7 - \bar{x}) + 2A_t (38 - \bar{x})$$

$$17.78 \bar{x}^2 + 31.68 \bar{x} - 712.8 = 0$$

$$\therefore \bar{x} = 5.50 \text{ cm}$$

$$I_x = (35.56)(5.50)^3/3 + (2 \times 7.92)(1.5)^2 + (2 \times 7.92)(32.5)^2 = 18738.7 \text{ cm}^4$$

$$c \text{ MAXIMO} = 45.0 - 5.5 - 7.0 = 32.5 \text{ cm}$$

$$f_t = M c / I_x = (1418000 \text{ kg-cm} \times 32.50 \text{ cm}) / (18738.7 \text{ cm}^4) = 2459.3 \text{ kg/cm}^2$$

EL ESFUERZO PERMISIBLE DE TENSION DE LOS TORNILLOS A-325 SUJETOS A ESFUERZOS COMBINADOS DE TENSION Y DE CORTE, ES IGUAL AL VALOR CALCULADO CON LA SIGUIENTE FORMULA, SIN EXCEDER DE 2810 kg/cm<sup>2</sup>:

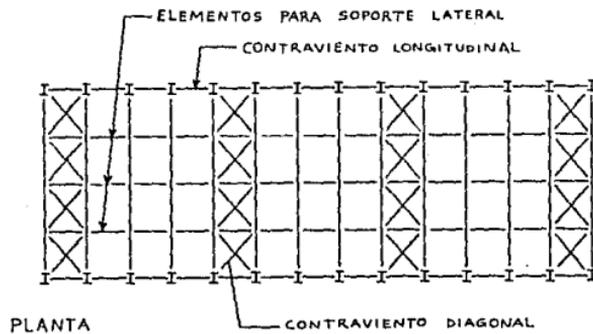
$$F_t = 3515 - 1.6 f_v = 3515 - (1.6 \times 2520)/(4 \times 7.92) = 3387.7$$

EL ESFUERZO PERMISIBLE A LA TENSION ES 2810 kg/cm<sup>2</sup>, QUE ES MAYOR QUE EL ESFUERZO DE TENSION. EL ESFUERZO CORTANTE EN LOS TORNILLOS ES:

$$f_v = V / A = (2520 \text{ kg}) / (4 \times 7.92 \text{ cm}^2) = 79.5 \text{ kg/cm}^2$$

EL CUAL NO EXCEDE AL ESFUERZO PERMISIBLE, 1050 kg/cm<sup>2</sup>. POR LO TANTO, LA COXEXION ANTERIOR SE ACEPTA.

6.6.7. DISEÑO DEL ARRIOSTRAMIENTO LATERAL DE LAS TRABES. CONSISTIRA EN ELEMENTOS PARA SOPORTE LATERAL (CONTRAVIENTOS PERPENDICULARES A LAS TRABES) Y EN ELEMENTOS PARA CONTROL DEL DESPLAZAMIENTO LATERAL (CONTRAVIENTOS DIAGONALES).



EN LA FIGURA ANTERIOR SE MUESTRA QUE SE PROPONE COLOCAR 3 ELEMENTOS PARA SOPORTE LATERAL DE LAS TRABES. UN METODO EMPIRICO DE DISEÑO CONSISTE EN CONSIDERAR QUE LOS MISMOS DEBEN RESISTIR UNA FUERZA DE COMPRESION AXIAL IGUAL AL 2 % DE LA FUERZA DE COMPRESION AXIAL DE LA TRABE (15949 kg PARA LA COMBINA-

CION A-1). ADEMÁS, SE DEBE CUMPLIR QUE LA RELACION DE ESBELTEZ NO EXCEDA DE 200, YA QUE DICHS ELEMENTOS ESTAN SUJETOS A COMPRESION (SECCION 8-d DEL MA MANUAL).

$$P_b = 0.02 P = 0.02 \times 15949 \text{ kg} = 319 \text{ kg}$$

$$K L / r \leq 200$$

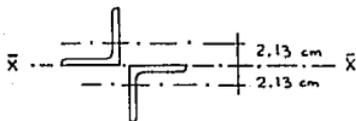
$$r \text{ MINIMO} = K L / 200 = (1.0 \times 600) / 200 = 3.00$$

EL ESFUERZO PERMISIBLE A LA COMPRESION AXIAL PARA UN ELEMENTO CON RELACION-DE ESBELTEZ IGUAL A 200, SE CALCULARA CON LA FORMULA (2) DEL MANUAL, YA QUE LA RELACION DE ESBELTEZ EXCEDE DE  $C_c$ :

$$F_a = \frac{10480000}{(KL/r)^2} = \frac{10480000}{(200)^2} = 262.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{AREA REQUERIDA} = 319 \text{ kg} / 262.0 \text{ kg/cm}^2$$

SE PROPONE UNA SECCION EN ESTRELLA COMPUESTA POR DOS ANGULOS DE 3" X 3" X 1/4", CUYAS PROPIEDADES DE CADA ANGULO SON:



$$A = 9.29 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 51.60 \text{ cm}^4$$

$$A = 9.29 \text{ cm}^2 \times 2 = 18.58 \text{ cm}^2 > 1.22 \text{ cm}^2$$

$$r \text{ MINIMO} = r_x$$

$$I_x = 2 \times 51.6 \text{ cm}^4 + 2 \times 9.29 \text{ cm}^2 \times (2.13 \text{ cm})^2 = 187.50 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{(187.50) / (18.58)} = 3.18 \text{ cm} > 3.00 \text{ cm} \quad (\text{SE ACEPTA})$$

LA FUNCION DE LOS CONTRAVIENTOS DIAGONALES ES RIGIDIZAR A LAS TRABES CONTRA EL DESPLAZAMIENTO LATERAL, Y SE DISEÑARAN COMO ELEMENTOS SUJETOS A TENSION.

EN LA SECCION 8-d DEL MANUAL SE DICE QUE LA RELACION DE ESBELTEZ Y OTROS -- MIEMBROS SECUNDARIOS SUJETOS A TENSION, NO DEBE DE EXCEDER DE 300. SE PROPO NE COLOCAR LOS CONTRAVIENTOS DIAGONALES DE LA MANERA MOSTRADA ANTERIORMENTE, COLOCANDOLOS EN 4 CRUJIAS. EL RADIO DE GIRO MINIMO QUE DEBE TENER LA SECCION DEL CONTRAVIENTO DIAGONAL ES:

$$\text{LONGITUD DE CADA ELEMENTO} = \sqrt{(714)^2 + (600)^2} = 932.6 \text{ cm}$$

$$r \text{ MINIMO} = K L / 300 = (932.6 \text{ cm}) / (300) = 3.11 \text{ cm}$$

EN LA PAGINA 385 DEL LIBRO "DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL", DE JOSEPH BOWLES, SE PRESENTA UNA FORMULA EMPIRICA PLANTEADA POR BALAMBOS CON LA QUE SE CALCUL A EL AREA REQUERIDA  $A_b$  DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL CONTRAVIENTO DIAGONAL PARA TRABES Y COLUMNAS SUJETAS A COMPRESION AXIAL:

$$A_b = \frac{2 \sqrt{(1 + a^2)^3} \Sigma P}{(a)^2 E}$$

EN DONDE a ES LA RELACION ENTRE LA SEPARACION DE LAS TRABES Y LA LONGITUD - SIN ARRIOSTRAR DE LA TRABE, E ES EL MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO EN LAS- TRABES Y EN LOS ELEMENTOS DIAGONALES Y  $\Sigma P$  ES LA SUMA DE TODAS LAS FUERZAS- DE COMPRESION AXIAL SOBRE LAS TRABES QUE LE CORRESPONDEN A LA CRUJIA ARRIOS TRADA. EN NUESTRO CASO:

$$a = l_b / l_c = (600 \text{ cm}) / (714 \text{ cm}) = 0.84$$

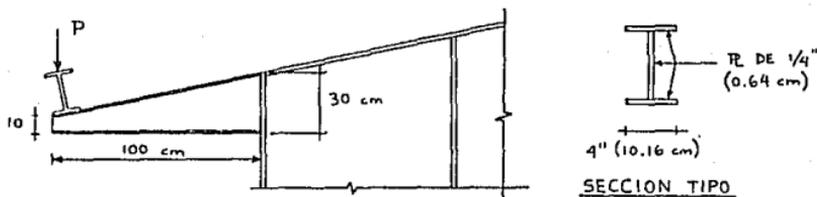
$$\Sigma P = 4 \times 15949 \text{ kg} = 63796 \text{ kg}$$

$$A_b = \frac{2 \sqrt{(1 + 0.84^2)^3} (63796 \text{ kg})}{(0.84^2)(2039000 \text{ kg/cm}^2)} = 0.20 \text{ cm}^2$$

SE UTILIZARA LA MISMA SECCION EN ESTRELLA, UTILIZADA PARA EL SOPORTE LATE-- RAL DE LAS TRABES, COMPUESTA POR 2 ANGULOS DE 3" X 3" X 1/4" (AREA = 18.58  $\text{cm}^2$  Y RADIO DE GIRO MINIMO = 3.18 cm).

6.7.- DISEÑO DE LA VIGA EN VOLADIZO.

ESTA VIGA SERA DE SECCION "I" DE PERALTE VARIABLE, ARMADA CON PLACA DE ACERO A-36, Y SE DISEÑARA PARA LAS CARGAS DE LA COMBINACION A-1, CARGA MUERTA-MAS CARGA VIVA. EN LA SIGUIENTE FIGURA SE MUESTRAN LAS DIMENSIONES PROPUESTAS DE LA VIGA.



$$P = (165 \text{ kg/m}^2)(6.00 \text{ m})(1.38 \text{ m}) + 25.3 \text{ kg/m} \times 6.00 \text{ m} + 20 \text{ kg} = 1538 \text{ kg}$$

EN EL CALCULO ANTERIOR DE P, SE HA CONSIDERADO UN PESO PROPIO DE LA VIGA IGUAL A 20 kg. SEGUN LA SECCION 5-d DEL MANUAL, EL ESFUERZO PERMISIBLE FLEXIONANTE SERA IGUAL AL MAYOR DE LOS VALORES CALCULADOS CON LAS FORMULAS (4) O (5) DEL MANUAL, SIN EXCEDER DE  $0.6 F_y$ , PRESENTADAS EN LA HOJA # 74 DEL PRESENTE TRABAJO. AL APLICAR LA FORMULA (5) PARA LA SECCION DEL EXTREMO EMPOTRADO (LA DE MAYOR PERALTE), SE TIENE:

$$F_b = \frac{843700}{(100 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}) / (10.16 \text{ cm} \times 0.64 \text{ cm})} = 1828.7 > 0.6 F_y$$

EL ESFUERZO PERMISIBLE FLEXIONANTE ES IGUAL A  $1518 \text{ kg/cm}^2$  EN TODAS LAS SECCIONES DE LA VIGA. EL ESFUERZO FLEXIONANTE EN EL APOYO DE LA VIGA ES:

$$M = 1538 \text{ kg} \times 100 \text{ cm} = 153800 \text{ kg-cm}$$

$$I_x = (10.16)(30)^3/12 - (9.52)(28.72)^3/12 = 4066.4 \text{ cm}^4$$

$$f_b = M c / I_x = (153800 \text{ kg-cm} \times 15 \text{ cm}) / (4066.4 \text{ cm}^4) = 567.3 \text{ kg/cm}^2$$

EL CUAL NO EXCEDE AL ESFUERZO PERMISIBLE. LA DEFORMACION MAXIMA EN LA VIGA SE PUEDE CALCULAR APROXIMADAMENTE AL CONSIDERAR UN MOMENTO DE INERCIA PROME

DIO. AL TENER UN VALOR DE  $I_x$  MAXIMO DE  $4066.4 \text{ cm}^4$  Y UN VALOR DE  $I_x$  MINIMO - DE  $320.6 \text{ cm}^4$ , SE TIENE UN PROMEDIO DE  $2193.5 \text{ cm}^4$ . LA DEFORMACION MAXIMA EN LA VIGA, EN EL EXTREMO LIBRE, ES:

$$\Delta = P L^3 / 3 E I = (1538)(100)^3 / (3 \times 2039000 \times 2193.5) = 0.11 \text{ cm}$$

EL CUAL NO EXCEDE AL VALOR PERMISIBLE, QUE SEGUN LA SECCION 13 DEL MANUAL, - ES IGUAL A 1/360 DEL CLARO, ES DECIR:  $(100 \text{ cm})/360 = 0.28 \text{ cm}$ . EL ESFUERZO - CORTANTE MAXIMO EN LA VIGA (EN LA SECCION DE MENOR PERALTE), ES:

$$F_v = V / d t = (1538 \text{ kg}) / (10 \text{ cm} \times 0.64 \text{ cm}) = 240.2 \text{ kg/cm}^2$$

EL CUAL NO EXCEDE AL ESFUERZO PERMISIBLE CORTANTE, IGUAL A  $0.4F_y = 1012 \text{ --- kg/cm}^2$  (SECCION 5-b DEL MANUAL). POR LO TANTO, LAS DIMENSIONES DE LA VIGA - SE ACEPTAN. LA CONEXION DE LA PLACA DEL ALMA CON LOS PATINES SE REALIZARA - CON SOLDADURA DE FILETE EN LOS DOS LADOS. EL DISEÑO DE DICHA SOLDADURA SE - REALIZARA SEGUN LO COMENTADO EN LA SECCION 6-d DEL MANUAL (VER HOJA # 106 - DEL PRESENTE TRABAJO). LA FUERZA CORTANTE MAXIMA POR UNIDAD DE LONGITUD OCURRE EN LA SECCION DEL EXTREMO LIBRE:

$$Q = (10.16 \text{ cm} \times 0.64 \text{ cm})(4.68 \text{ cm}) = 30.43 \text{ cm}^3$$

$$I_x = (10.16)(10)^3/12 - (9.52)(8.72)^3/12 = 320.6 \text{ cm}^4$$

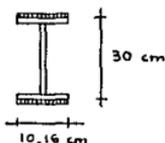
$$v_s = V Q / I_x = (1538 \text{ kg} \times 30.43 \text{ cm}^3) / (320.6 \text{ cm}^4) = 145.9 \text{ kg/cm}$$

EL TAMAÑO MINIMO DE LA SOLDADURA DE FILETE ES DE 1/8" (3 mm), SEGUN LA TABLA III DEL MANUAL. PARA EL TAMAÑO ANTERIOR, LA RESISTENCIA DE LA SOLDADURA DE FILETE POR UNIDAD DE LONGITUD ES:

$$F_s = 1000 \text{ kg/cm}^2 \times 0.32 \text{ cm} \times 0.7071 \times 2 \text{ LADOS} = 452.5 \text{ kg/cm}$$

QUE ES MAYOR QUE LA FUERZA CORTANTE MAXIMA POR UNIDAD DE LONGITUD ANTERIORMENTE CALCULADA, POR LO QUE SE ACEPTA LA SOLDADURA DE FILETE DE 1/8". LA CONEXION DE LA VIGA CON LA COLUMNA DEL MARCO SE REALIZARA MEDIANTE SOLDADURA DE FILETE, COLOCANDOLA EN LOS PATINES DE LA VIGA, SEGUN SE MUESTRA EN LA FIGURA SIGUIENTE. DEBIDO A QUE EL ESPESOR MAS GRUESO DE LAS PARTES UNIDAS ES DE 5/8", EL ESPESOR MINIMO DE LA SOLDADURA DE FILETE ES DE 5/16" (8 mm), SE

GUN LA TABLA III DEL MANUAL. PARA UNA FUERZA CORTANTE DE 1538 kg Y UN MOMEN TO DE 153800 kg-cm, EL ESFUERZO EN LA SOLDADURA ES:



$$A = 0.79 \text{ cm} \times 0.7071 \times 10.16 \text{ cm} \times 2 = 11.35 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 0.79 \text{ cm} \times 0.7071 \times 10.16 \text{ cm} \times (15 \text{ cm})^2 \times 2 = 2553.96 \text{ cm}^4$$

$$f_v = V / A = 1538 \text{ kg} / 11.35 \text{ cm}^2 = 135.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = M c / I_x = (153800 \text{ kg-cm} \times 15 \text{ cm}) / (2553.96 \text{ cm}^4) = 903.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_v^2 + f_b^2} = \sqrt{135.5^2 + 903.3^2} = 913.4 \text{ kg/cm}^2 < 1000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

LOS ATIESADORES DE CARGA NO SON NECESARIOS CUANDO (SECCION 10-j DEL MANUAL):

A) EL ESFUERZO DE COMPRESION EN LA RAIZ DE LA UNION DEL ALMA CON EL PATIN - DEBIDO A LA CARGA CONCENTRADA NO EXCEDA DE  $0.75 F_y = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$ .

$$P / (t)(N + k) = (1538 \text{ kg}) / (0.64 \text{ cm})(13.3 + 0.79 \text{ cm}) = 170.4 < 1897.5 \text{ (OK)}$$

B) EL ESFUERZO DE COMPRESION EN EL ALMA DEBIDO A LA CARGA CONCENTRADA,  $f_a = P / (d)(t_w) = (1538 \text{ kg}) / (10 \times 0.64) = 240.3 \text{ kg/cm}^2$ , NO EXCEDA DE:

$$F_a = \left( 2 + \frac{4}{(a/h)^2} \right) \frac{703000}{(h/t)^2}$$

EL MENOR VALOR DE  $F_a$  OCURRE CUANDO EL VALOR DE  $h$  ES MAXIMO. EN NUESTRO CASO, EL VALOR MAYOR DE  $h$  ES:  $(30.0 - 0.64 \times 2) = 28.7 \text{ cm}$ .

$$F_a = \left( 2 + \frac{4}{(100/28.7)^2} \right) \left( \frac{703000}{(28.7/0.64)^2} \right) = 814.3 \text{ kg/cm}^2 > f_a$$

POR LO TANTO, NO SE REQUIEREN ATIESADORES DE CARGA. LOS ATIESADORES INTERME DIOS NO SON NECESARIOS CUANDO (SECCION 10-e-3):

A) LA RELACION h/t NO EXCEDA DE 260. EN NUESTRO CASO, LA MAXIMA RELACION ES:  
(30 cm) / (0.64 cm) = 47, QUE ES MENOR DE 260.

B) EL ESFUERZO MAXIMO DE CORTE EN EL ALMA,  $f_v = P / (d)(t_w) =$  ----  
(1538 kg) / (10 X 0.64) cm<sup>2</sup> = 240.3 kg/cm<sup>2</sup>, NO EXCEDA AL VALOR PERMISIBLE -  
DADO POR LA FORMULA (9) DEL MANUAL:

k = 5.34 (YA QUE LA MINIMA RELACION a/h = 100/28.7 = 3.5 EXCEDE DE 3).

$$C_v = \frac{1590}{h / t} \sqrt{\frac{k}{F_y}} = \frac{1590}{28.7 / 0.64} \sqrt{\frac{5.34}{2530}} = 1.63 > 0.8 \quad (\text{SE ACEPTA})$$

$$F_v = F_y C_v / 2.89 = 2530 \times 1.63 / 2.89 = 1427.0 \text{ kg/cm}^2 > 0.4 F_y$$

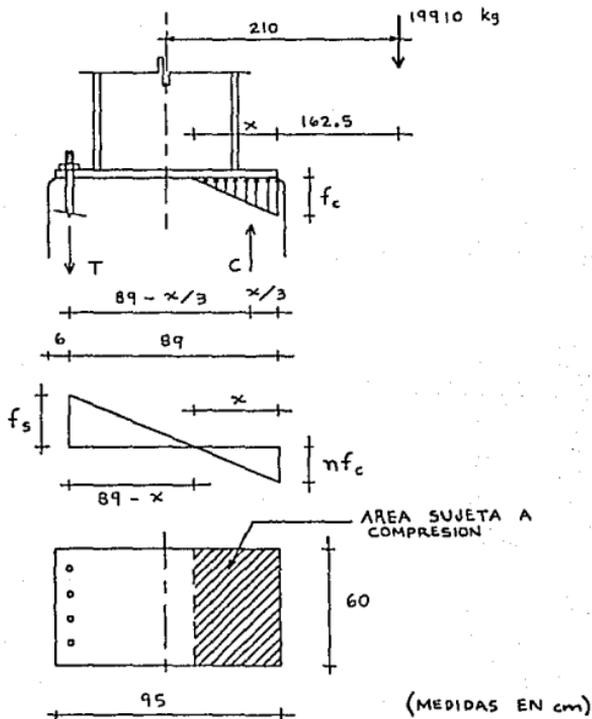
POR LO TANTO,  $F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$ , EL CUAL ES MAYOR QUE EL ESFUERZO -  
MAXIMO DE CORTE EN EL ALMA, ANTERIORMENTE CALCULADO. POR LO TANTO, NO SE RE-  
QUIEREN ATIESADORES INTERMEDIOS. SIN EMBARGO, SE COLOCARA UNA PLACA TAPON -  
DE 1/4" DE ESPESOR, DE 10 cm X 10.16 cm, EN EL EXTREMO LIBRE DE LA VIGA, --  
SOLDADA A LA VIGA CON SOLDADURA DE FILETE DE 1/8" (3 mm).

#### 6.8.- DISEÑO DE LA PLACA DE BASE DE LA COLUMNA.

LA CONEXION DE LA COLUMNA DE ACERO CON EL DADO DE CONCRETO SE REALIZARA ME-  
DIANTE UNA PLACA DE ACERO A-36, QUE SE SOLDARA A LA COLUMNA Y SE CONECTARA-  
A LA CIMENTACION MEDIANTE CONEXION ATORNILLADA, EMPLEANDO ANCLAS ROSCADAS -  
DE ACERO A-307, AHOGADAS PREVIAMENTE EN EL CONCRETO. LA PARTE SUPERIOR DE -  
LOS DADOS SE NIVELARA MEDIANTE UNA MEZCLA DE CONCRETO CON UN ADITIVO ESTABI-  
LIZADOR DE VOLUMEN. LA PLACA DE BASE SE DISENARA PARA LOS RESULTADOS DE LA-  
COMBINACION A-1 EN EL EXTREMO INFERIOR DE LA COLUMNA: P = 18640 kg + 1270  
kg (PESO DE LA COLUMNA) = 19910 kg, V = 12846 kg Y  $M_x = 41808 \text{ kg-m}$ .

CALCULO DE LA SUPERFICIE DE LA PLACA DE BASE. LAS DIMENSIONES DE LA BASE DE  
LA PLACA DEBEN SER DE MANERA QUE NO SE EXCEDA EL ESFUERZO PERMISIBLE DE A--  
PLASTAMIENTO EN EL CONCRETO DEL DADO. SE SUPONDRA QUE LA CARGA P SE ENCUEN-  
TRA APLICADA A UNA EXCENTRICIDAD DEL CENTRO DE LA COLUMNA IGUAL A:  $e = M/P =$   
(4180800 kg-cm) / (19910 kg) = 210 cm. DEBIDO A QUE LA EXCENTRICIDAD ES MUY

GRANDE, SOLO HABRA COMPRESION SOBRE UNA PARTE DEL AREA DE LA PLACA, Y LA FORMULA DE LA ESCUADRIA EMPLEADA EN RESISTENCIA DE MATERIALES NO ES APLICABLE. EN ESTE CASO, EL ESFUERZO DE COMPRESION EN EL CONCRETO Y LA FUERZA DE TENSION EN LOS PERNOS SE CALCULARAN AL PLANTEAR ALGUNAS ECUACIONES BASADAS EN EL EQUILIBRIO ESTATICO, EN LA COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES Y EN LA TEORIA ELASTICA, DESPUES DE PROPONER VALORES PARA LAS DIMENSIONES DE LA PLACA Y PARA EL NUMERO Y TAMAÑO DE LOS PERNOS. DESPUES DE REALIZAR ALGUNOS TANTEOS, SE PROPONE UNA PLACA DE 95 cm X 60 cm, Y SE PROPONEN 4 ANCLAS DE ACERO A-307 DE 1 1/2" Ø EN CADA EXTREMO DE LA PLACA. EL AREA TOTAL NOMINAL DE LOS PERNOS SUJETOS A TENSION ES:  $11.40 \text{ cm}^2 \times 4 = 45.6 \text{ cm}^2$ .



LA PRIMERA ECUACION SE OBTIENE AL HACER QUE LA SUMA DE LAS TRES FUERZAS VERTICALES SEA IGUAL A CERO:

$$C - T - 19910 \text{ kg} = 0 \quad (1)$$

LA SEGUNDA ECUACION SE OBTIENE AL HACER QUE LA SUMA DE MOMENTOS RESPECTO AL EJE DE APLICACION DE LA FUERZA C SEA IGUAL A CERO:

$$(19910)(x/3 + 162.5) - (T)(89 - x/3) = 0$$

$$T = (19910)(x/3 + 162.5) / (89 - x/3) \quad (2)$$

LA TERCERA ECUACION SE OBTIENE DEL DIAGRAMA DE LA SECCION TRANSFORMADA, MOSTRADA EN LA FIGURA ANTERIOR. SEGUN LA SECCION 8.5 DEL REGLAMENTO DEL ACI, EL MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO DE PESO NORMAL ES IGUAL A  $15100 \sqrt{f'_c} = (15100) \sqrt{200} = 213546 \text{ kg/cm}^2$ . POR LO TANTO,  $n = E_s/E_c = 2039000/213546 = 9.5$ .

$$\frac{n f_c}{x} = \frac{f_s}{89 - x} \quad (f_s = T / A_s)$$

$$\frac{9.5 f_c}{x} = \frac{T / 45.6}{89 - x}$$

$$f_c = (x)(T) / (45.6)(89 - x)(9.5)$$

$$f_c = (x)(T) / (433.2)(89 - x) \quad (3)$$

EL VALOR DE LA FUERZA DE COMPRESION C ES:

$$C = (0.5)(60)(x)(f_c) = (30)(x)(f_c) \quad (4)$$

SI EL VALOR DE  $f_c$  EN LA ECUACION (3) SE SUBSTITUYE EN LA ECUACION (4):

$$C = (30)(x^2)(T) / (433.2)(89 - x) \quad (5)$$

SI EL VALOR DE T EN LA ECUACION (2) SE SUBSTITUYE EN LA ECUACION ANTERIOR:

$$C = \frac{(30)(19910)(x^2)(x/3 + 162.5)}{(433.2)(89 - x)(89 - x/3)}$$

$$C = \frac{(1378.809)(x^2)(x/3 + 162.5)}{(89 - x)(89 - x/3)} \quad (6)$$

SI EL VALOR DE C EN LA ECUACION (6) Y EL VALOR DE T EN LA ECUACION (2) SE SUBSTITUYEN EN LA ECUACION (1):

$$\frac{(1378.809)(x^2)(x/3 + 162.5)}{(89 - x)(89 - x/3)} - \frac{(19910)(x/3 + 162.5)}{(89 - x/3)} = 19910$$

RESOLVIENDO LA ECUACION ANTERIOR POR TANTEOS, SE ENCUENTRA  $x = 33.92$  cm. LA FUERZA DE TENSION T Y EL ESFUERZO DE COMPRESION  $f_c$  SON:

$$T = (19910)(33.92/3 + 162.5) / (89 - 33.92/3) = 44540 \text{ kg}$$

$$f_c = (33.92)(44540) / (433.2)(89 - 33.92) = 63.32 \text{ kg/cm}^2$$

SEGUN LA SECCION B.3.1 DEL APENDICE B DEL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO DEL ACI-318-83, EL ESFUERZO PERMISIBLE DE APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO, PARA EL METODO DE DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO, ES IGUAL A  $0.3 f'_c$ , EL CUAL SE PODRA INCREMENTAR POR UN FACTOR CUANDO LA SUPERFICIE DE APOYO  $A_2$  ES MAYOR QUE EL AREA CARGADA  $A_1$ , IGUAL A  $\sqrt{A_2 / A_1}$ , PERO MAYOR DE 2.

$$F_p = 0.3 \times 200 \text{ kg/cm}^2 \times \sqrt{(95 \times 60) / (33.92 \times 60)} = 60 \times 1.67 = 100.2 \text{ kg/cm}^2$$

EL CUAL ES MAYOR QUE EL ESFUERZO DE COMPRESION  $f_c$ . POR LO TANTO, LAS DIMENSIONES DE LA PLACA SE ACEPTAN.

REVISION DEL ESFUERZO DE TENSION Y DEL ESFUERZO CORTANTE EN LOS PERNOS. EL ESFUERZO DE TENSION EN LOS PERNOS ES:

$$f_t = T / A_s = (44540 \text{ kg}) / (45.6 \text{ cm}^2) = 976.8 \text{ kg/cm}^2$$

SEGUN LA SECCION 6-b DEL MANUAL DE MONTERREY, EL ESFUERZO PERMISIBLE DE TENSION PARA TORNILLOS DE ACERO A-307 SUJETOS A ESFUERZOS COMBINADOS DE TENSION

Y DE CORTE, ES IGUAL AL VALOR CALCULADO CON LA SIGUIENTE FORMULA, SIN EXCEDER DE 980 kg/cm<sup>2</sup>:

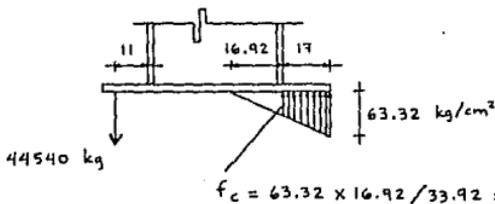
$$F_t = 1400 - 1.6 f_v = 1400 - (1.6 \times 12846 \text{ kg}) / (8 \times 11.46 \text{ cm}^2) = 1175.8$$

POR LO QUE EL ESFUERZO PERMISIBLE DE TENSION SERA 980 kg/cm<sup>2</sup>, EL CUAL ES MAYOR QUE EL ESFUERZO DE TENSION. EL ESFUERZO CORTANTE EN LOS PERNOS ES:

$$f_v = V / A_s = (12846 \text{ kg}) / (8 \times 11.46 \text{ cm}^2) = 140.1 \text{ kg/cm}^2$$

EL CUAL NO EXCEDE AL ESFUERZO PERMISIBLE, 700 kg/cm<sup>2</sup>.

CALCULO DEL ESPESOR DE LA PLACA DE BASE. EL ESPESOR SE CALCULARA AL ANALIZAR A LA PLACA COMO UNA VIGA EN VOLADIZO DE UN ANCHO DE 60 cm, CALCULANDO EL ESFUERZO FLEXIONANTE MAXIMO EN UNA SECCION PERPENDICULAR AL PLANO HORIZONTAL DE LA PLACA Y QUE PASE POR LA PARTE EXTERIOR DEL PATIN.



(MEDIDAS EN cm)

$$f_c = 63.32 \times 16.92 / 33.92 = 31.59 \text{ kg/cm}^2$$

EL MOMENTO FLEXIONANTE DEBIDO A LA FUERZA DE COMPRESION ES:

$$M = 31.59 \times 17 \times 60 \times 8.5 + (0.5)(63.32 - 31.59) \times 17 \times 60 \times 11.33 = 457285 \text{ kg-cm}$$

EL MOMENTO FLEXIONANTE DEBIDO A LA FUERZA DE TENSION ES:

$$M = 44540 \text{ kg} \times 11 \text{ cm} = 489940 \text{ kg-cm} \quad (\text{RIGE})$$

SEGUN LA SECCION 5-d DEL MANUAL, EL ESFUERZO PERMISIBLE DE FLEXION EN PLACAS DE ACERO DE APOYO RECTANGULARES ES 0.75 F<sub>y</sub> = 1897.5 kg/cm<sup>2</sup>, PARA ACERO-

A-36. EL ESPESOR MINIMO DE LA PLACA DE BASE, ES:

$$t = \sqrt{\frac{6 M}{B F_b}} = \sqrt{\frac{6 \times 489940}{60 \times 1897.5}} = 5.08 \text{ cm} \quad \therefore \text{ PLACA DE 2"}$$

REVISION DEL ESFUERZO DE APLASTAMIENTO ENTRE LA PLACA Y LOS PERNOS. ESTE ES FUERZO SE SUPONE UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDO SOBRE EL AREA NOMINAL DE CONTACTO ENTRE ESTOS, SIENDO ESTA ULTIMA EL AREA PROYECTADA ENTRE LA PLACA Y LOS-PERNOS, IGUAL AL PRODUCTO DEL DIAMETRO DEL PERNO Y EL ESPESOR DE LA PLACA.- DICHO ESFUERZO ES:

$$f_p = 12846 \text{ kg} / (8 \times 3.81 \times 5.08) = 83 \text{ kg/cm}^2 < F_p = 1760 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

CONEXION DE LA COLUMNA CON LA PLACA DE BASE. ESTA CONEXION SE REALIZARA CON SOLDADURA DE FILETE, COLOCANDO SOLDADURA EN LOS PATINES Y EN EL ALMA DE LA-COLUMNA. LA SOLDADURA DE FILETE EN LOS PATINES SE DISEÑARA PARA RESISTIR EL PAR DE FUERZAS EQUIVALENTE AL MOMENTO FLEXIONANTE, SIENDO EL VALOR DE CADA-FUERZA:  $M / d = 4180800 \text{ kg-cm} / (61 - 1.59 \text{ cm}) = 70372 \text{ kg}$ . LA LONGITUD DE -SOLDADURA EN CADA PATIN ES:  $(40.64 + 40.64 + 1.59 + 1.59 - 0.95) = 83.5 \text{ cm}$ . EL TAMAÑO REQUERIDO DE LA SOLDADURA DE FILETE ES:

$$D = (70372 \text{ kg}) / (1000 \text{ kg/cm}^2 \times 0.7071 \times 83.5 \text{ cm}) = 1.19 \text{ cm}$$

SEGUN LA TABLA III DEL MANUAL, EL TAMAÑO MINIMO DE LA SOLDADURA DE FILETE - ES DE 3/8" (10 mm). SEGUN LA SECCION 17-f, EL TAMAÑO MAXIMO DE LA SOLDADURA DE FILETE ES IGUAL A 1/4 PARTE DE SU LONGITUD EFECTIVA:  $(83.51 \text{ cm}) / 4 = 20 \text{ cm}$ . POR LO TANTO, SE COLOCARA UNA SOLDADURA DE FILETE DE 1/2" (13 mm) DE ES-PESOR, EN TODA LA LONGITUD DE CADA PATIN. LA SOLDADURA DE FILETE EN EL ALMA SE DISEÑARA PARA RESISTIR EL CORTANTE, 12846 kg. CONSIDERANDO QUE SE COLOCA-RA SOLDADURA DE FILETE EN AMBOS LADOS DEL ALMA, LA LONGITUD EFECTIVA ES:  $57.8 \text{ cm} \times 2 = 115.6 \text{ cm}$ . EL TAMAÑO REQUERIDO DE LA SOLDADURA DE FILETE ES:

$$D = (12846 \text{ kg}) / (1000 \text{ kg/cm}^2 \times 0.7071 \times 115.6 \text{ cm}) = 0.16 \text{ cm}$$

SEGUN LA TABLA III DEL MANUAL, EL TAMAÑO MINIMO DE LA SOLDADURA DE FILETE - ES DE 3/8" (10 mm). SEGUN LA SECCION 17-f DEL MANUAL, EL TAMAÑO MAXIMO DE - LA SOLDADURA DE FILETE ES IGUAL A 1/4 PARTE DE SU LONGITUD EFECTIVA: -----

(115.6 cm) / 4 = 28.9 cm. POR LO TANTO, SE COLOCARA UNA SOLDADURA DE FILETE DE 3/8" (10 mm) DE ESPESOR, EN AMBOS LADOS DEL ALMA.

LONGITUD DE DESARROLLO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE. SEGUN LA SECCION 12.5 DEL-REGLAMENTO DEL A. C. I., LA LONGITUD DE DESARROLLO  $L_{dh}$  PARA VARILLAS CORRUGADAS EN TENSION QUE TERMINEN EN UN GANCHO ESTANDAR DE 90 GRADOS, ES IGUAL AL PRODUCTO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO BASICA  $L_{d_{hb}}$  Y EL FACTOR O FACTORES DE MODIFICACION APLICABLES, NO DEBIENDO SER MENOR QUE  $8 d_b = 8 \times 3.81 \text{ cm} = 30.5 \text{ cm}$ , NI QUE 15 cm. EL VALOR DE  $L_{d_{hb}}$  ES:

$$318 d_b / \sqrt{f'_c} = 318 \times 3.81 / \sqrt{200} = 85.7 \text{ cm}$$

SE APLICARA UN FACTOR IGUAL A ( $f_y / 4220$ ), PARA ELEMENTOS DE ANCLAJE CON  $f_y$  DISTINTO DE  $4220 \text{ kg/cm}^2$ , CONSIDERANDO EN NUESTRO CASO  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ .-- TAMBIEN SE APLICARA UN FACTOR IGUAL A 0.7, PARA ELEMENTOS DE ANCLAJE QUE -- TENGAN UN RECUBRIMIENTO LATERAL (NORMAL AL PLANO DEL GANCHO) NO MENOR DE -- 6.3 cm Y UN RECUBRIMIENTO EN LA EXTENSION DEL ELEMENTO DE ANCLAJE, MAS ALLA- DEL GANCHO, NO MENOR DE 5 cm. LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LOS PERNOS ES:

$$L_{dh} = (85.7 \text{ cm}) \times (2530 / 4220) \times (0.7) = 36 \text{ cm}$$

DEBIDO A QUE LAS ANCLAS NO SON CORRUGADAS, LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS MISMAS ES IGUAL AL DOBLE DEL VALOR CALCULADO ANTERIORMENTE, ES DECIR, 72 cm. EN LA SECCION 7.2 DEL REGLAMENTO DEL A. C. I., SE DICE QUE EL DIAMETRO MINIMO DEL DOBLEZ, MEDIDO EN LA CARA INTERIOR DE LA VARILLA, PARA ANCLAS DE -- 1 1/2"  $\emptyset$ , ES DE  $8 d_b = 8 \times 3.81 = 30 \text{ cm}$ . EN LA SECCION 7.1 DEL MISMO REGLAMENTO, SE DICE QUE EL EXTREMO LIBRE DEL GANCHO ESTANDAR DE 90 GRADOS DEBE-TENER UNA LONGITUD DE  $12 d_b = 12 \times 3.81 = 46 \text{ cm}$ .

REQUISITOS ADICIONALES. SEGUN LA SECCION 16-f DEL MANUAL, LA DISTANCIA MAXI- MA DEL CENTRO DE UN PERNO AL BORDE MAS PROXIMO ES DE 12 VECES EL ESPESOR DE LA PARTE CONECTADA, SIN EXCEDER DE 15 cm; EN NUESTRO CASO,  $12 \times 5.08 = 61 \text{ cm}$ , POR LO QUE LA DISTANCIA MAXIMA AL BORDE SERA DE 15 cm. SEGUN LA SECCION 16-d DEL MANUAL, LA DISTANCIA MINIMA DEL CENTRO DE UN BARRENO PARA PERNO O- TORNILLO A CUALQUIER BORDE, ES DE 1.25 VECES EL DIAMETRO NOMINAL DEL PERNO, PARA BORDES LAMINADOS DE PLACAS O BORDES CORTADOS CON SOPLETE: EN NUESTRO -

CASO,  $1.25 \times 3.81 \text{ cm} = 4.8 \text{ cm}$ . SEGUN LA SECCION 16-c DEL MANUAL, LA DISTANCIA MINIMA ENTRE LOS CENTROS DE BARRENOS PARA PERNOS O TORNILLOS ES DE 3 VECES EL DIAMETRO NOMINAL DEL SUJETADOR; EN NUESTRO CASO,  $3 \times 3.81 \text{ cm} = 11.4 \text{ cm}$ . EL DIAMETRO DE LOS BARRENOS EN LA PLACA DE BASE SERA  $1/16''$  (2 mm) MAS GRANDE QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LOS MISMOS, ES DECIR,  $1 \text{ } 9/16''$  (40 mm). SI SE PROPONE UNA DISTANCIA DE 12 cm DEL BORDE DE LA PLACA AL CENTRO DEL BARRERNO MAS PROXIMO, LA SEPARACION ENTRE LOS CENTROS DE LOS DEMAS BARRENOS SERA:  $(60.0 - 12.0 - 12.0) / 3 = 12 \text{ cm}$ . LAS DISTANCIAS Y SEPARACIONES ANTERIORES CUMPLEN CON LOS REQUISITOS ESPECIFICADOS. EN LOS PLANOS Nos. 4 Y 6, EN EL CAPITULO # 8 DEL PRESENTE TRABAJO, SE MUESTRAN EL DISEÑO DEFINITIVO Y LOS DETALLES DE LA PLACA DE BASE Y DE LOS PERNOS DE ANCLAJE.

## CAPITULO VII.- CALCULO DE LA CIMENTACION.

### 7.1.- INTRODUCCION.

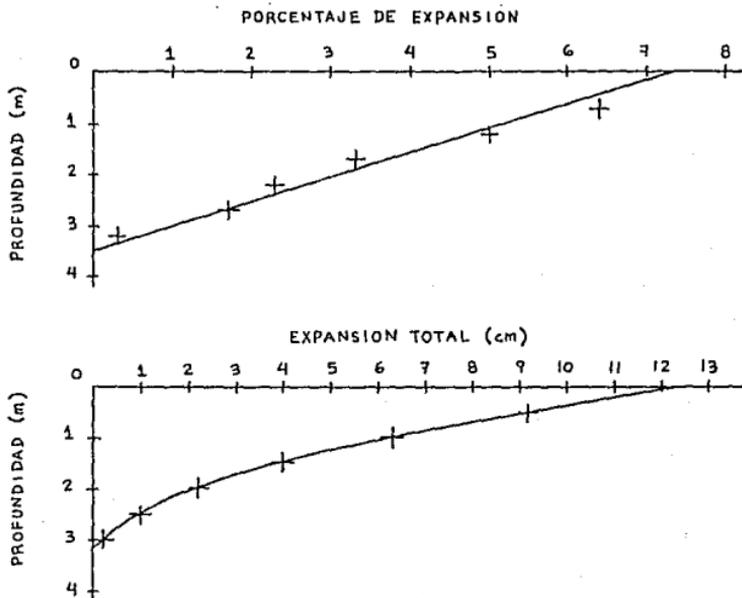
EN ESTE CAPITULO SE PRESENTA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS QUE INTEGRAN LA CIMENTACION, LOS CUALES SE CONSTRUIRAN DE CONCRETO REFORZADO, EMPLEANDO UN CONCRETO DE  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  Y UN ACERO DE REFUERZO DE  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . SE UTILIZARA EL METODO QUE SE CONOCE COMO "DISEÑO POR RESISTENCIA - ULTIMA", EL CUAL REQUIERE QUE LAS RESISTENCIAS NOMINALES CALCULADAS, REDUCIDAS POR LOS FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA ESPECIFICADOS (RESISTENCIAS DE DISEÑO) SEAN IGUALES O MAYORES QUE LOS EFECTOS BAJO CARGAS DE SERVICIO - (FUERZAS INTERNAS Y MOMENTOS), INCREMENTADOS POR LOS FACTORES DE CARGA ESPECIFICADOS (RESISTENCIAS REQUERIDAS). LOS REQUISITOS DE ANALISIS, DISEÑO, RESISTENCIA, SERVICIABILIDAD Y DETALLADO DEL REFUERZO, SE OBTENDRAN DE LA EDICION 1983 DEL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO. ADEMÁS, SE TOMARAN EN CUENTA LOS REQUISITOS DE DISEÑO DE LA SECCION A.9 DEL APENDICE A DEL MISMO REGLAMENTO, PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO CONSTRUIDAS EN REGIONES DE RIESGO SISMICO MODERADO.

### 7.2.- CRITERIO PARA SELECCIONAR EL TIPO DE CIMENTACION.

LA CIMENTACION DEBE TRANSMITIR LAS CARGAS DE LA SUPERESTRUCTURA HASTA UNA PROFUNDIDAD EN LA QUE EL SUELO NO FALLE POR CAPACIDAD DE CARGA NI SE ASIEN-TE EXCESIVAMENTE. EL TIPO DE CIMENTACION DEPENDE DE LAS CONDICIONES Y CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DEL SUELO, DEL TIPO DE ESTRUCTURA, DE LA MAGNITUD DE LAS CARGAS APLICADAS, DE LOS REQUERIMIENTOS RELATIVOS A SEGURIDAD, DEL COSTO DE LA CIMENTACION COMPARADO CON EL DE LA ESTRUCTURA Y DE LA SENCILLEZ DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO. EN NUESTRO CASO, PARA SELECCIONAR EL TIPO DE CIMENTACION, SE DEBERAN DE ANALIZAR LA EXPANSIBILIDAD Y COMPRESIBILIDAD DE LA ARCILLA.

EXPANSIBILIDAD DE LA ARCILLA. PARTIENDO DE LA SUPOSICION DE QUE LA CIMENTACION ES UNA ZAPATA AISLADA, SE ESTIMARA CUAL ES LA PROFUNDIDAD MINIMA DE DESPLANTE DE LA MISMA, PARA UNA PRESION DADA, PARA LA QUE LOS MOVIMIENTOS VERTICALES POR LA EXPANSION DEL SUELO SON ADMISIBLES, SEGUN LOS RESULTADOS-

DE LAS PRUEBAS DE EXPANSION BAJO CARGA REALIZADAS A MUESTRAS INALTERADAS DE DIFERENTES PROFUNDIDADES, SOMETIDAS A UNA PRESION DE  $10 \text{ ton/m}^2$ . EN LA SIGUIENTE FIGURA SE HAN GRAFICADO LOS RESULTADOS DE DICHAS PRUEBAS CON SU PROFUNDIDAD CORRESPONDIENTE (VER TABLA EN LA HOJA # 15).



EN LA FIGURA ANTERIOR SE MUESTRA LA CURVA EXPANSION TOTAL CONTRA PROFUNDIDAD, ELABORADA SEGUN LA CURVA PORCENTAJE DE EXPANSION CONTRA PROFUNDIDAD. LA EXPANSION TOTAL EN CUALQUIER PROFUNDIDAD ES IGUAL AL AREA BAJO LA CURVA PORCENTAJE DE EXPANSION CONTRA PROFUNDIDAD, ABAJO DE LA PROFUNDIDAD CONSIDERADA. SI PROPONEMOS UNA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE 2.10 m, LA EXPANSION TOTAL CORRESPONDIENTE ES:

$$\text{EXPANSION TOTAL} = \text{AREA} = (0.5) (344 - 210) (0.028) = 2 \text{ cm}$$

LA CUAL ES ADMISIBLE. POR LO TANTO, PARA QUE NO SE PRODUZCAN DAÑOS EN LA ES

STRUCTURA, DEBIDOS A LA EXPANSION DE LA ARCILLA, LA CIMENTACION SE DEBERA -- DESPLANTAR POR LO MENOS A UNA PROFUNDIDAD DE 2.10 m, PARA UNA PRESION DE 10 ton/m<sup>2</sup> TRANSMITIDA POR LA CIMENTACION.

COMPRESIBILIDAD DE LA ARCILLA. EL ASENTAMIENTO DEBIDO A LA CONSOLIDACION DE LA ARCILLA, AL APLICAR LA CARGA TRANSMITIDA POR LA CIMENTACION, CONSISTE EN UN HUNDIMIENTO LENTO DEL SUELO, DEBIDO AL ACOMODAMIENTO DE SUS PARTICULAS Y A LA LENTA EXPULSION DEL AGUA CONTENIDA EN SUS POROS. LOS ASENTAMIENTOS SE CALCULAN CON UN ALTO GRADO DE CONFIABILIDAD, SI LA ARCILLA ES NORMALMENTE - CONSOLIDADA DE SENSIBILIDAD ORDINARIA, SI ES PRACTICAMENTE HOMOGENEA O SI - ESTA ENTRE ESTRATOS HOMOGENEOS. EL CALCULO SE BASA AL SUPONER QUE LA ESTRUCTURA NO TIENE RIGIDEZ, POR LO QUE LOS ASENTAMIENTOS CALCULADOS PROBABLEMENTE SEAN MAYORES QUE LOS REALES. SIN EMBARGO, LA ESTIMACION DE LOS MISMOS -- PERMITE ESTIMAR DE MANERA CONFIABLE SI LOS MISMOS SERAN ADMISIBLES O EXCESIVOS, LO CUAL PROPORCIONA UNA BASE SATISFACTORIA PARA DECIDIR SI LA CIMENTACION CON LA QUE SE ESTIMO EL ASENTAMIENTO, PUEDE CONSIDERARSE ADECUADA O SI DEBE RECHAZARSE EN FAVOR DE ALGUNA DE OTRO TIPO. A CONTINUACION SE PRESENTAN LOS ASENTAMIENTOS TOTALES PERMISIBLES PARA ALGUNOS TIPOS DE ESTRUCTURAS:

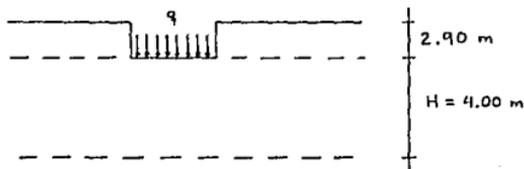
EDIFICIOS INDUSTRIALES	3.5 cm
EDIFICIOS COMERCIALES	2.5 cm
ALMACENES	5.0 cm
CIMENTACION DE MAQUINAS	0.05 cm

EN NUESTRO PROYECTO, EN UN PRINCIPIO SE CONSIDERARA EL TIPO DE CIMENTACIONES SENCILLO, CONSISTENTE EN UNA CIMENTACION DIRECTA: LAS COLUMNAS DE LOS - MARCOS SE APOYARAN EN ZAPATAS AISLADAS Y LOS MUROS DE FACHADA EN EL SENTIDO TRANSVERSAL SE APOYARAN EN UNA ZAPATA CORRIDA. SI LOS DADOS DE LAS ZAPATAS AISLADAS SE LIGAN CON CONTRA-TRABES, ESTAS PODRAN SERVIR DE APOYO PARA LOS MUROS DE FACHADA EN EL SENTIDO LONGITUDINAL. PARA CADA TIPO DE CIMENTACION, SE DETERMINARA LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE MINIMA Y LA PRESION QUE EL SUELO ES CAPAZ DE SOPORTAR A ESA PROFUNDIDAD, DE MANERA QUE EL ASENTAMIENTO PRODUCIDO SEA ADMISIBLE. SEGUN EL ANALISIS DE LA EXPANSIBILIDAD DEL SUELO, LA -- PROFUNDIDAD DE DESPLANTE MINIMA DEBE SER DE 2.10 m. SI LA PROFUNDIDAD DE -- DESPLANTE ES MUY GRANDE, SERA CONVENIENTE UTILIZAR UNA CIMENTACION A BASE - DE PILOTES. COMO SE PODRA VER EN EL PROCEDIMIENTO PRESENTADO A CONTINUACION,

EN UN PRINCIPIO ALGUNAS DE LAS VARIABLES QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO NO SE CONOCEN, POR LO QUE SE REQUIERE UN PROCEDIMIENTO DE TANTEOS. UNICAMENTE SE MUESTRA EL TANTEO FINAL PARA CADA TIPO DE ZAPATA.

A) CALCULO DEL ASENTAMIENTO DE LA ZAPATA AISLADA TIPO. EL METODO GENERAL -- CONSTA DE 6 PASOS: (1) CALCULO DE LA PRESION EFECTIVA ORIGINAL  $p_0$  EN EL CENTRO DEL ESTRATO. (2) CALCULO DEL INCREMENTO DE PRESION EN EL CENTRO DEL ESTRATO Y DEBAJO DEL CENTRO DE LA ZAPATA, DEBIDO A LA CARGA TRANSMITIDA POR ESTA ULTIMA. (3) MEDIANTE LAS CURVAS DE COMPRESIBILIDAD, SE ENCONTRARAN LAS RELACIONES DE VACIOS INICIAL  $e_0$  Y FINAL  $e_1$  QUE CORRESPONDEN, RESPECTIVAMENTE, A LAS PRESIONES INICIAL  $p_0$  Y FINAL  $p_1$ . (4) CALCULO DEL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD  $a_v$ . (5) CALCULO DEL MODULO DE COMPRESIBILIDAD VOLUMETRICA  $m_v$  Y (6) CALCULO DEL ASENTAMIENTO.

AL REALIZAR UN PRIMER TANTEO PARA LA ZAPATA AISLADA TIPO, PARA UNA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE 2.10 m, PARA UNA ZAPATA RECTANGULAR DE 4.30 m POR 2.00-m QUE TRANSMITE UNA PRESION DE  $12 \text{ ton/m}^2$  Y PARA UN ESTRATO DE 4.00 m DE ESPESOR, SE CALCULO UN ASENTAMIENTO IGUAL A 4.5 cm (UTILIZANDO LA CURVA C-1), EL CUAL SE CONSIDERA QUE ES MUY GRANDE, POR LO QUE SE PROPONE AUMENTAR LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE A 2.90 m. A CONTINUACION SE CALCULARA EL ASENTAMIENTO PARA DICHA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, PARA UNA ZAPATA RECTANGULAR DE 4.30 m POR 2.00 m QUE TRANSMITE UNA PRESION DE  $12 \text{ ton/m}^2$ . DEBIDO A QUE EL ESTRATO DE ARCILLA ES DE GRAN ESPESOR, EL ASENTAMIENTO SE CALCULARA PARA DIFERENTES ESPESORES, Y UNICAMENTE SE PRESENTA EL CALCULO PARA UN ESPESOR DE 4.00 m. CONSIDERANDO UN PESO VOLUMETRICO NATURAL PROMEDIO DEL SUELO DE  $1.89 \text{ ton/m}^3$ , LA PRESION EFECTIVA ORIGINAL EN EL CENTRO DEL ESTRATO ES:



$$p_0 = (1.89 \text{ ton/m}^3)(2.90 \text{ m} + 2.00 \text{ m}) = 9.26 \text{ ton/m}^2 = 0.93 \text{ kg/cm}^2$$

EL INCREMENTO DE PRESION EN EL CENTRO DEL ESTRATO DEBIDO A LA CARGA TRANSMITIDA POR LA CIMENTACION, SE CALCULARA MEDIANTE UNA ECUACION PRESENTADA POR FADUM:

$$\Delta p = I q$$

EN DONDE  $\Delta p$  ES EL INCREMENTO DE PRESION EN UN PUNTO DEL SUELO SITUADO A UNA PROFUNDIDAD  $z$  DEBAJO DE UNA DE LAS ESQUINAS DEL AREA RECTANGULAR, DE LARGO  $a$  Y DE ANCHO  $b$ , SUJETA A UNA CARGA UNIFORME  $q$ , E  $I$  ES UNA CONSTANTE QUE DEPENDE DE LAS RELACIONES  $m = a/z$  Y  $n = b/z$ , LA CUAL SE OBTIENE DE LA TABLA 1.8 DEL CAPITULO B.2.4 DEL MANUAL DE DISEÑO DE LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. EN NUESTRO CASO, PARA ENCONTRAR EL INCREMENTO DE PRESION DEBAJO DEL CENTRO DE LA ZAPATA, ESTA SE DIVIDIRA EN 4 AREAS IGUALES, Y SE CALCULARA EL INCREMENTO DE PRESION DEBAJO DE LA ESQUINA DE UNA DE ELLAS, Y EL RESULTADO SE MULTIPLICARA POR 4. POR LO ANTERIOR, SE TIENE:

$$m = a/z = (2.15 \text{ m}) / (2.00 \text{ m}) = 1.075$$

$$n = b/z = (1.00 \text{ m}) / (2.00 \text{ m}) = 0.50$$

DE LA TABLA, SE ENCUENTRA POR INTERPOLACION:  $I = 0.1225$ . EL INCREMENTO DE PRESION EN EL CENTRO DEL ESTRATO, DEBAJO DEL CENTRO DE LA ZAPATA, ES:

$$\Delta p = (0.1225) \times (12 \text{ ton/m}^2) \times (4) = 5.88 \text{ ton/m}^2 = 0.59 \text{ kg/cm}^2$$

DE LA CURVA C-2 (HOJA # 14 DEL PRESENTE TRABAJO), PARA  $p_0 = 0.93 \text{ kg/cm}^2$  SE ENCUENTRA  $e_0 = 0.3965$ , Y PARA  $p_1 = p_0 + \Delta p = 0.93 + 0.59 = 1.52 \text{ kg/cm}^2$  SE ENCUENTRA  $e_1 = 0.3882$ . EL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD  $a_v$  Y EL MODULO DE COMPRESIBILIDAD VOLUMETRICA  $m_v$ , SON:

$$a_v = - \Delta e / \Delta p = - (0.3882 - 0.3965) / (0.59 \text{ kg/cm}^2) = 0.01407 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$m_v = a_v / (1 + e_0) = 0.01407 / 1.3965 = 0.01008 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

LA DISMINUCION DEL ESPESOR DEL ESTRATO (ASENTAMIENTO) ES:

$$\Delta H = m_v \Delta p H = (0.01008 \text{ cm}^2/\text{kg}) \times (0.59 \text{ kg/cm}^2) \times (400 \text{ cm}) = 2.4 \text{ cm}$$

EL CUAL ES ADMISIBLE. A CONTINUACION SE PRESENTAN LOS VALORES DE  $\Delta H$  PARA -

DIFERENTES VALORES DE H, LOS CUALES SON ADMISIBLES.

H = 3.00 m	$\Delta H = 2.3$ cm
H = 4.00 m	$\Delta H = 2.4$ cm
H = 5.00 m	$\Delta H = 2.2$ cm
H = 6.00 m	$\Delta H = 2.0$ cm
H = 7.00 m	$\Delta H = 1.8$ cm

B) CALCULO DEL ASENTAMIENTO DE LA ZAPATA CORRIDA TIPO. A CONTINUACION SE --  
CALCULARA EL ASENTAMIENTO PARA LA ZAPATA CORRIDA DE 27.00 m DE LARGO Y DE -  
0.40 m DE ANCHO, PARA UNA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE 2.10 m Y PARA UNA PRE-  
SION DE 8 ton/m<sup>2</sup>. EL ASENTAMIENTO SE CALCULARA PARA DIFERENTES ESPESORES, Y  
UNICAMENTE SE PRESENTA EL CALCULO PARA UN ESPESOR DE 2.00 m. CONSIDERANDO -  
UN PESO VOLUMETRICO NATURAL PROMEDIO DEL SUELO DE 1.89 ton/m<sup>3</sup>, LA PRESION E-  
FECTIVA ORIGINAL EN EL CENTRO DEL ESTRATO ES:

$$p_0 = (1.89 \text{ ton/m}^3)(2.10 \text{ m} + 1.00 \text{ m}) = 5.86 \text{ ton/m}^2 = 0.59 \text{ kg/cm}^2$$

A CONTINUACION SE CALCULARA EL INCREMENTO DE PRESION DEBAJO DEL CENTRO DE -  
LA ZAPATA, EN EL CENTRO DEL ESTRATO. ASI, SE TIENE:

$$m = a/z = (13.50 \text{ m}) / (1.00 \text{ m}) = 13.5$$

$$n = b/z = (0.20 \text{ m}) / (1.00 \text{ m}) = 0.2$$

DE LA TABLA, SE ENCUENTRA  $I = 0.0620$ . EL INCREMENTO DE PRESION EN EL CENTRO  
DEL ESTRATO, DEBAJO DEL CENTRO DE LA ZAPATA, ES:

$$\Delta p = (0.0620) \times (8 \text{ ton/m}^2) \times (4) = 1.98 \text{ ton/m}^2 = 0.20 \text{ kg/cm}^2$$

DE LA CURVA C-1 (HOJA # 13 DEL PRESENTE TRABAJO), PARA  $p_0 = 0.59 \text{ kg/cm}^2$  SE-  
ENCUENTRA  $e_0 = 0.4485$ , Y PARA  $p_1 = p_0 + \Delta p = 0.59 + 0.20 = 0.79 \text{ kg/cm}^2$  SE-  
ENCUENTRA  $e_1 = 0.4410$ . EL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD  $a_v$  Y EL MODULO DE-  
COMPRESIBILIDAD VOLUMETRICA  $m_v$ , SON:

$$a_v = - \Delta e / \Delta p = - (0.4410 - 0.4485) / (0.20 \text{ kg/cm}^2) = 0.03750 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$m_v = a_v / (1 + e_o) = 0.03750 / 1.4485 = 0.02589 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

LA DISMINUCION DEL ESPESOR DEL ESTRATO (ASENTAMIENTO) ES:

$$\Delta H = m_v \Delta p H = (0.02589 \text{ cm}^2/\text{kg}) \times (0.20 \text{ kg}/\text{cm}^2) \times (200 \text{ cm}) = 1.04 \text{ cm}$$

EL CUAL ES ADMISIBLE. A CONTINUACION SE PRESENTAN LOS VALORES DE  $\Delta H$  PARA DIFERENTES VALORES DE H, LOS CUALES SON ADMISIBLES.

H = 1.00 m	$\Delta H = 1.00 \text{ cm}$
H = 2.00 m	$\Delta H = 1.04 \text{ cm}$
H = 3.00 m	$\Delta H = 0.89 \text{ cm}$
H = 4.00 m	$\Delta H = 0.89 \text{ cm}$
H = 5.00 m	$\Delta H = 0.87 \text{ cm}$

SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION. SEGUN LOS RESULTADOS OBTENIDOS ANTERIORMENTE, EL TIPO DE CIMENTACION QUE SE EMPLEARA EN EL PRESENTE PROYECTO ES EL PROPUESTO ANTERIORMENTE: LAS COLUMNAS DE LOS MARCOS SE APOYARAN EN ZAPATAS-AISLADAS DE CONCRETO REFORZADO, DESPLANTADAS A UNA PROFUNDIDAD DE 2.90 m. - LOS DADOS DE ESTAS ZAPATAS ESTARAN CONECTADOS POR TRABES DE LIGA EN EL SENTIDO LONGITUDINAL DE LA CONSTRUCCION UNICAMENTE, CON EL OBJETO DE PROPORCIONARLE UNA MAYOR RIGIDEZ A LA CIMENTACION Y FUNCIONAR, ADEMAS, COMO ELEMENTOS DE APOYO PARA EL MURO DE FACHADA EN EL SENTIDO LONGITUDINAL. LOS MUROS DE FACHADA EN EL SENTIDO TRANSVERSAL SE APOYARAN EN UNA ZAPATA CORRIDA DE CONCRETO SIMPLE, DESPLANTADAS A UNA PROFUNDIDAD DE 2.10 m.

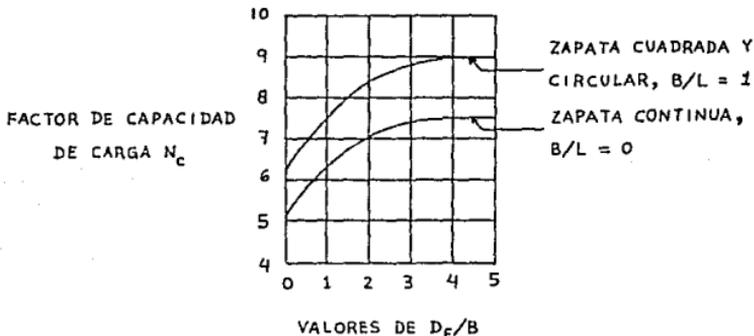
### 7.3.- CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DEL SUELO.

LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DE UN SUELO ES LA MAXIMA CARGA QUE EL MISMO ES CAPAZ DE SOPORTAR, TRANSMITIDA POR LA CIMENTACION, SIN QUE ESTA ULTIMA SE HUNDA EN EL SUELO, DEBIDO A UNA ROTURA POR CORTE DEL MISMO. NO EXISTE UNA TEORIA EXACTA PARA CALCULAR DICHA CAPACIDAD, PERO EXISTEN SOLUCIONES APROXIMADAS QUE TOMAN EN CUENTA EL TIPO DE CIMENTACION Y EL TIPO DE SUELO PRESENTE. EN NUESTRO CASO, SE EMPLEARA LA FORMULA PRESENTADA POR SKEMPTON, QUE ES PARA ZAPATAS DESPLANTADAS EN ARCILLA UNIFORME:

$$q'_d = c N_c + \gamma D_f$$

EN DONDE  $q'_d$  ES LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA GLOBAL ( $\text{ton/m}^2$ );  $c$  ES LA COHESION DE LA ARCILLA ( $\text{ton/m}^2$ );  $D_f$  ES LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA ZAPATA (m);  $\gamma$  ES EL PESO VOLUMETRICO NATURAL DEL SUELO ( $\text{ton/m}^3$ ) Y  $N_c$  ES EL FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA, QUE SE ENCUENTRA EN LA GRAFICA PRESENTADA A CONTINUACION, Y DEPENDE DE LAS RELACIONES  $D_f/B$  Y  $B/L$ , EN DONDE  $B$  ES EL ANCHO DE UNA ZAPATA CUADRADA O LA MENOR DIMENSION DE UNA ZAPATA RECTANGULAR Y  $L$  ES LA LONGITUD DE LA ZAPATA. EL VALOR DE LA COHESION QUE SE DEBE UTILIZAR, ES LA MITAD DEL PROMEDIO DE LOS VALORES DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE A UNA PROFUNDIDAD  $B$  ABAJO DE LA ZAPATA, SIEMPRE QUE EL SUELO NO TENGA, A UNA PROFUNDIDAD MAYOR DE  $B$ , UNA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE MENOR QUE EL PROMEDIO OBTENIDO DE LA MANERA ANTERIOR. CUANDO SE HAYAN REALIZADO DIFERENTES SONDEOS, SE CALCULARA EL PROMEDIO DE  $q_u$  PARA CADA SONDEO, Y SE CONSIDERARA EL PROMEDIO DE MENOR VALOR. LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA NETA  $q_d$ , QUE ES LA MAXIMA PRESION QUE EL SUELO PUEDE SOPORTAR EN EXCESO AL PESO DE LA SOBRECARGA  $D_f$ , ES:

$$q_d = q'_d - \gamma D_f = c N_c$$



A) CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA NETA PARA EL SUELO DE DESPLANTE DE LA ZAPATA AISLADA TIPO. COMO SE COMENTO EN LA HOJA # 126 DEL PRESENTE TRABAJO, SE HA PROPUESTO UNA ZAPATA RECTANGULAR DE 4.30 m POR 2.00 m DESPLANTADA A UNA PROFUNDIDAD DE 2.90 m Y UNA PRESION ADMISIBLE DE  $12 \text{ ton/m}^2$ . ASI, SE TIENE:

$$D_f/B = 2.90 \text{ m} / 2.00 \text{ m} = 1.45$$

$$B/L = 2.00 \text{ m} / 4.30 \text{ m} = 0.47$$

DE LA GRAFICA, SE ENCUENTRA  $N_c = 7.3$ . DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, SE ENCUENTRA QUE EL PROMEDIO DE LOS VALORES DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION-SIMPLE ENTRE UNA PROFUNDIDAD  $D_f = 2.90$  m Y  $D_f + B = 4.90$  m, PARA EL SONDEO-1-A (QUE PRESENTA EL PROMEDIO MENOR), ES IGUAL A  $26 \text{ ton/m}^2$ . LA COHESION DEL SUELO ES:  $(26 \text{ ton/m}^2) / 2 = 13 \text{ ton/m}^2$ . LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA NETA -- DEL SUELO ES:

$$q_d = c N_c = 13 \times 7.3 = 95 \text{ ton/m}^2$$

AL HABER PROPUESTO UNA PRESION ADMISIBLE DE  $12 \text{ ton/m}^2$ , EL FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA UNA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA ES:  $(95) / (12) = 7.9$ , EL CUAL ES ADMISIBLE.

B) CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA NETA PARA EL SUELO DE DESPLANTE DE LA ZAPATA - CORRIDA TIPO. COMO SE COMENTO EN LA HOJA # 128 DEL PRESENTE TRABAJO, SE HA PROPUESTO UNA ZAPATA CORRIDA DE 0.40 m DE ANCHO, DESPLANTADA A UNA PROFUNDIDAD DE 2.10 m Y UNA PRESION ADMISIBLE DE  $8 \text{ ton/m}^2$ . ASI, SE TIENE:

$$D_f/B = 2.10 \text{ m} / 0.40 \text{ m} = 5.25$$

$B/L = 0$  (YA QUE ES UNA ZAPATA CORRIDA)

DE LA GRAFICA, SE ENCUENTRA  $N_c = 7.5$ . DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, SE ENCUENTRA QUE EL PROMEDIO DE LOS VALORES DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION-SIMPLE ENTRE UNA PROFUNDIDAD  $D_f = 2.10$  m Y  $D_f + B = 2.50$  m, PARA EL SONDEO-1-A (QUE PRESENTA EL PROMEDIO MENOR), ES IGUAL A  $14 \text{ ton/m}^2$ . LA COHESION DEL SUELO ES:  $(14 \text{ ton/m}^2) / 2 = 7 \text{ ton/m}^2$ . LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA NETA DEL SUELO ES:

$$q_d = c N_c = 7 \times 7.5 = 53 \text{ ton/m}^2$$

AL HABER PROPUESTO UNA PRESION ADMISIBLE DE  $8 \text{ ton/m}^2$ , EL FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA UNA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA ES:  $(53) / (8) = 6.6$ , EL CUAL -- ES ADMISIBLE.

7.4.- DISEÑO DE LA TRABE DE LIGA TIPO.

SE PROPONE QUE LA TRABE TENGA UNA SECCION TRANSVERSAL DE 80 cm POR 35 cm. - EL REFUERZO LONGITUDINAL, TANTO DEL LECHO SUPERIOR COMO INFERIOR, SE DETERMINARA AL COLOCAR EL DOBLE DEL REFUERZO MINIMO PARA ELEMENTOS SUJETOS A FLEXION, ESPECIFICADO EN LA SECCION 10.5 DEL REGLAMENTO:  $\rho = 14 / f_y$ .

$$\rho = 28 / f_y = 28 / 4220 = 0.0067$$

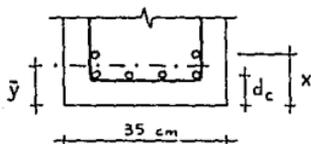
PARA  $d = 80.0 - 7.0 = 73.0$  cm, EL AREA DE ACERO ES:

$$A_s = \rho b d = 0.0067 \times 35 \text{ cm} \times 73 \text{ cm} = 17.2 \text{ cm}^2$$

SE COLOCARAN 6 VARILLAS CONTINUAS DEL # 6 ( $6 \times 2.84 \text{ cm}^2 = 17.1 \text{ cm}^2$ ), TANTO EN EL LECHO SUPERIOR COMO EN EL INFERIOR. SEGUN LA SECCION 10.6 DEL REGLAMENTO, EL REFUERZO POR FLEXION EN VIGAS DEBE TENER UNA CIERTA DISTRIBUCION, PARA CONTROLAR EL AGRIETAMIENTO POR FLEXION EN LA ZONA DE TENSION DE LA VIGA. PARA ACERO DE REFUERZO A TENSION CON  $f_y$  MAYOR DE  $2810 \text{ kg/cm}^2$ , EL ACERO DE REFUERZO EN DONDE OCURRAN LOS MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS Y NEGATIVOS, SE DEBE DISTRIBUIR DE MANERA QUE:

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \leq 25895 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{PARA EXPOSICION EXTERIOR})$$

EN DONDE  $f_s$  ES EL ESFUERZO EN EL REFUERZO DEBIDO A LAS CARGAS DE SERVICIO, - APROXIMADAMENTE IGUAL A  $0.6 f_y$ ;  $d_c$  ES EL ESPESOR DEL RECUBRIMIENTO DE CONCRETO MEDIDO DESDE LA FIBRA EXTREMA EN TENSION AL CENTRO DE LA VARILLA DE REFUERZO PRINCIPAL MAS CERCANA A ESA FIBRA Y A ES EL AREA EFECTIVA DEL CONCRETO EN TENSION QUE RODEA AL REFUERZO PRINCIPAL DIVIDIDA ENTRE EL NUMERO DE VARILLAS A TENSION. EL RECUBRIMIENTO MINIMO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO ES DE 5 cm, PARA VARILLAS DEL # 6 AL # 18 Y PARA CONCRETO EXPUESTO AL SUELO.



$$a_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$d_s = 1.91 \text{ cm} \quad (\text{PARA VARILLAS DEL \# 6})$$

$$d_c = 5.0 + 0.95 + 0.5 \times 1.91 = 6.9 \text{ cm}$$

$$x = 5.0 + 0.95 + 1.91 + 2.5 + 0.5 \times 1.91 = 11.3 \text{ cm}$$

$$\bar{y} = (4 \times 2.84 \times 6.9 + 2 \times 2.84 \times 11.3) / (6 \times 2.84) = 8.37 \text{ cm}$$

$$A = (8.37 \text{ cm} + 8.37 \text{ cm})(35.0 \text{ cm}) / (6 \text{ VARILLAS}) = 97.65 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = (2520) \left( \sqrt[3]{(6.9 \times 97.65)} \right) = 22092 \text{ kg/cm}^2 < 25895 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

EL MOMENTO FLEXIONANTE EN EL EXTREMO DE LA TRABE DEBIDO A LOS PESOS DEL MURO Y DE LA TRABE, CONSIDERANDOLA COMO DOBLEMENTE EMPOTRADA (EL MURO TIENE UN ESPESOR DE 14 cm Y UNA ALTURA DE 9.00 m) ES:

$$w = 1600 \times 0.14 \times 9.00 + 2400 \times 0.80 \times 0.35 = 2688 \text{ kg/m}$$

$$\text{MOMENTO MAXIMO} = w L^2 / 12 = (2688)(5.35)^2(100) / 12 = 641144 \text{ kg-cm}$$

PARA UN FACTOR DE CARGA DE 1.4, EL MOMENTO ULTIMO ES:

$$M_u = 1.4 \times 641144 \text{ kg-cm} = 897602 \text{ kg-cm}$$

EL MOMENTO NOMINAL RESISTENTE PARA UNA SECCION SIMPLEMENTE ARMADA CON  $d = 80.0 - 8.4 = 71.6 \text{ cm}$ ,  $b = 35 \text{ cm}$  Y  $A_s = 6 \phi \# 6 = 17.1 \text{ cm}^2$  ES:

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f'_c b) = (17.1 \times 4200) / (0.85 \times 200 \times 35) = 12.07 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s f_y (d - a/2) = 17.1 \times 4200 \times (71.6 - 12.07 / 2) = 4708878 \text{ kg-cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 4708878 = 4237991 \text{ kg-cm} > M_u \quad (\text{OK})$$

REFUERZO POR CORTANTE. LA RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO (SECCION 11.3.1.1) ES:

$$\phi V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} b_w d = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{200} \times 35 \times 71.6 = 15966 \text{ kg}$$

EL CORTANTE ULTIMO MAXIMO, EN EL EXTREMO DE LA TRABE, ES:

$$V_u = 1.4 \times (w L / 2) = 1.4 \times 2688 \times 5.35 / 2 = 10067 \text{ kg} < \phi V_c$$

POR LO TANTO, NO SE REQUIEREN ESTRIBOS POR CORTANTE. EN LA PARTE DE LA VIGA EN DONDE EL CORTANTE ULTIMO  $V_u$  EXCEDA DE  $1/2 \phi V_c$ , SE COLOCARA UN REFUERZO-MINIMO POR CORTANTE (SECCION 11.5.5.1). PARA ESTRIBOS DEL # 3 CON 2 RAMAS,  $A_v = 2 \times 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$ , LA SEPARACION MAXIMA DE LOS ESTRIBOS EN LA ZONA EN DONDE  $V_u$  EXCEDE DE  $1/2 \phi V_c$ , ES:

$$s = A_v f_y / (3.5 b_w) = (1.42 \times 4200) / (3.5 \times 35) = 48 \text{ cm}$$

SEGUN LA SECCION A.9.4.2 DEL APENDICE A DEL REGLAMENTO, EN LOS EXTREMOS DE ELEMENTOS SUJETOS A FLEXION, SE COLOCARAN ESTRIBOS DEL # 3, POR LO MENOS, - SOBRE UNA LONGITUD IGUAL A 2 VECES EL PERALTE, MEDIDO DESDE LA CARA DEL APOYO. SIN EMBARGO, EN NUESTRO CASO SE COLOCARA DICHO REFUERZO SOBRE TODA LA LONGITUD DE LA TRABE, CON EL OBJETO DE PROPORCIONARLE UNA MAYOR DUCTILIDAD EN TODA SU LONGITUD. LA SEPARACION MAXIMA DE LOS ESTRIBOS ES IGUAL AL MENOR DE LOS VALORES SIGUIENTES:

$$d/4 = 72.0 / 4 = 18 \text{ cm}$$

$$8 d_b = 8 \times 1.91 \text{ cm} = 15.3 \text{ cm} \quad (\text{RIGE})$$

$$24 d_v = 24 \times 0.95 \text{ cm} = 22.8 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm}$$

SE COLOCARAN ESTRIBOS DEL # 3 @ 15 cm EN TODA LA LONGITUD DE LA TRABE.

LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS VARILLAS. EN LOS DADOS INTERIORES, LAS VARILLAS DE UNA DE LAS TRABES QUE SE CONECTARAN AL DADO, PASARAN A TRAVES DE ESTE ULTIMO Y FORMARAN PARTE DEL REFUERZO DE LA OTRA TRABE. EL ANCLAJE DE LAS VARILLAS DE LA TRABE EXTREMA EN EL DADO EXTREMO, SE HARA CON UN GANCHO TERMINAL ESTANDARD. SEGUN LA SECCION 12.5 DEL REGLAMENTO, LA LONGITUD DE DESARROLLO  $L_{dh}$  PARA VARILLAS CORRUGADAS QUE TERMINEN EN UN GANCHO ESTANDARD, ES IGUAL AL PRODUCTO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO BASICA  $L_{dhb}$  Y EL FACTOR O FACTORES DE MODIFICACION APLICABLES, NO DEBIENDO SER MENOR QUE  $8 d_b$  ( $8 \times 1.91 \text{ cm} = 15.3 \text{ cm}$ ) NI DE 15 cm.

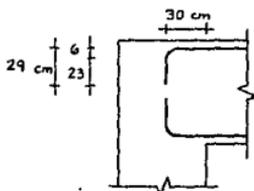
$$L_{dhb} = 318 d_b / \sqrt{f'_c} = (318 \times 1.91) / \sqrt{200} = 42.9 \text{ cm}$$

SE APLICARA UN FACTOR IGUAL A 0.7 PARA VARILLAS DEL # 11 Y MENORES, PARA CUANDO EL RECUBRIMIENTO EL RECUBRIMIENTO LATERAL (NORMAL AL PLANO DEL GAN-

CHO) EN LA LONGITUD DE DESARROLLO TOTAL NO SEA MENOR DE 6.3 cm Y CUANDO EL RECUBRIMIENTO EN LA EXTENSION DE LA VARILLA MAS ALLA DEL GANCHO NO SEA MENOR DE 5 cm. POR LO TANTO:

$$L_{dh} = 42.9 \times 0.7 = 30 \text{ cm} > 15.3 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

SEGUN LA SECCION 7.1 DEL REGLAMENTO, LA EXTENSION EN EL EXTREMO LIBRE DE LA VARILLA ES:  $12 d_b = 12 \times 1.91 = 23 \text{ cm}$ . SEGUN LA SECCION 7.2, EL DIAMETRO -- DEL DOBLEZ, MEDIDO EN LA CARA INTERIOR DE LA VARILLA NO DEBE SER MENOR DE  $6 d_b = 6 \times 1.91 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$ .



EMPALMES DE VARILLAS. LOS EMPALMES DEL REFUERZO PRINCIPAL SERAN A BASE DE - TRASLAPES. LA LONGITUD DE TRASLAPE DE LAS VARILLAS DE LOS LECHOS SUPERIOR E INFERIOR, SE OBTENDRA AL CONSIDERAR QUE LAS MISMAS ESTAN SUJETAS A TENSION. EN LA SECCION 12.15 DEL REGLAMENTO, SE ESPECIFICAN 3 CLASES DE TRASLAPES EN TENSION: CLASE A, B Y C, CUYA LONGITUD DE TRASLAPE DEPENDE DE LA RELACION - ( $A_s$  PROPORCIONADO /  $A_s$  REQUERIDO) Y DEL PORCENTAJE DE  $A_s$  TRASLAPADO EN RELACION AL  $A_s$  PROPORCIONADO. PARA UNA RELACION ( $A_s$  PROPORCIONADO /  $A_s$  REQUERIDO) MENOR DE 2 Y CONSIDERANDO QUE EL PORCENTAJE DE  $A_s$  TRASLAPADO EN RELACION AL  $A_s$  PROPORCIONADO NO EXCEDERA DEL 50 %, AL CONSULTAR LA TABLA PRESENTADA EN LA SECCION 12.15 DEL REGLAMENTO, VEMOS QUE EL TRASLAPE SERA CLASE B, CUYA LONGITUD ES:  $L_s = 1.3 L_d$ .

LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS DEL LECHO SUPERIOR. EL VALOR DE  $L_{db}$  (SECCION 12.2.2) ES:

$$L_{db} = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 \times 2.84 \times 4200 / \sqrt{200} = 50.6 \text{ cm}$$

PERO NO MENOR QUE:  $0.006 d_b f_y = 0.006 \times 1.91 \times 4200 = 48.1 \text{ cm}$

SE APLICARA UN FACTOR IGUAL A 1.4, PARA REFUERZO DEL LECHO SUPERIOR.

$$L_d = 50.6 \text{ cm} \times 1.4 = 71 \text{ cm}$$

$$L_s = 1.3 L_d = 1.3 \times 71 \text{ cm} = 92 \text{ cm}$$

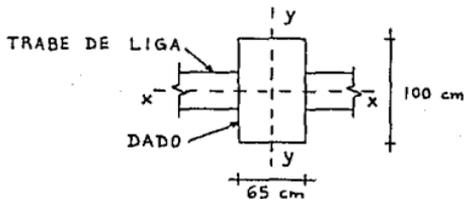
LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS DEL LECHO INFERIOR. AL NO APLICAR NINGUN FACTOR DE MODIFICACION, EL VALOR DE  $L_d$  ES IGUAL AL VALOR DE  $L_{db}$ , IGUAL A - 50.6 cm. POR LO TANTO:

$$L_s = 1.3 \times 50.6 \text{ cm} = 66 \text{ cm}$$

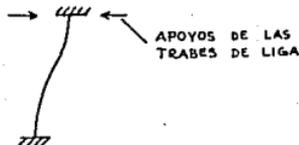
SEGUN LA SECCION 12.15.4.1 DEL REGLAMENTO, LOS TRASLAPES DEBEN ESTAR ESCALONADOS POR LO MENOS 60 cm.

7.5.- DISEÑO DEL DADO TIPO.

EL DADO ES UN ELEMENTO SUJETO A ESFUERZOS COMBINADOS DE COMPRESION Y DE FLEXION. LAS DIMENSIONES DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL DADO DEPENDEN DE LAS DIMENSIONES DE LA PLACA DE BASE DE LA COLUMNA. SE PROPONE UNA SECCION DE 100 cm POR 65 cm. LOS EFECTOS DE ESBELTEZ EN COLUMNAS NO CONTRAVENTADAS PARA EVITAR EL DESPLAZAMIENTO LATERAL, SE DESPRECIARAN CUANDO LA RELACION DE ESBELTEZ SEA MENOR DE 22. AL SUPONER QUE LA ZAPATA TIENE UN ESPESOR DE 50 cm, LA LONGITUD SIN APOYAR DEL DADO ES  $l_u = 280 - 50 = 230$  cm. LOS FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA RESPECTO A CADA EJE DE FLEXION SON:



$$k = 2.0 \text{ (eje x-x)}$$



$$k = 1.2 \text{ (eje y-y)}$$

EL RADIO DE GIRO EN COLUMNAS DE SECCION TRANSVERSAL RECTANGULAR ES APROXIMAMENTE IGUAL A 0.3 VECES LA DIMENSION DE LA COLUMNA PERPENDICULAR AL EJE DE FLEXION CONSIDERADO. POR LO TANTO:

$$r_x = 0.3 \times 100 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$(k l_u / r)_x = (2.0 \times 230) / 30 = 15.3 < 22$$

$$r_y = 0.3 \times 65 \text{ cm} = 19.5 \text{ cm}$$

$$(k l_u / r)_y = (1.2 \times 230) / 19.5 = 14.2 < 22$$

POR LO TANTO, LOS EFECTOS DE ESBELTEZ SE DESPRECIARAN Y EL DADO SE DISEÑARA COMO COLUMNA CORTA. DEBIDO A QUE SE UTILIZARA EL METODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA ULTIMA, SE NECESITA CONOCER LAS FUERZAS Y MOMENTOS SOBRE EL DADO QUE CORRESPONDEN A CADA ACCION POR SEPARADO. AL HACER UN ANALISIS APROXIMADO, PARA LA COMBINACION A-1, LA CARGA MUERTA REPRESENTA UN 69.7 % DEL TOTAL DE LA CARGA VERTICAL SOBRE EL MARCO, Y LA CARGA VIVA REPRESENTA UN 30.3 %. CON ESTOS DATOS SE PUEDEN ENCONTRAR, DE MANERA APROXIMADA, LOS VALORES DE LAS FUERZAS Y MOMENTOS PARA LA CARGA MUERTA, LA CARGA VIVA Y EL SISMO, PARA EL EXTREMO INFERIOR DE LA COLUMNA (EXTREMO SUPERIOR DEL DADO):

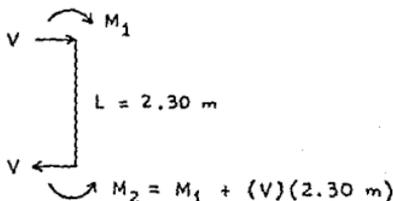
CARGA MUERTA:  $P = 14292 \text{ kg}$ ,  $M_x = 29139 \text{ kg-m}$ ,  $V = 8953 \text{ kg}$

CARGA VIVA:  $P = 5648 \text{ kg}$ ,  $M_x = 12668 \text{ kg-m}$ ,  $V = 3892 \text{ kg}$

SISMO TRANSVERSAL:  $P = 376 \text{ kg}$ ,  $M_x = 8218 \text{ kg-m}$ ,  $V = 1302 \text{ kg}$

SISMO LONGITUDINAL:  $P = 1024 \text{ kg}$ ,  $M_y = 8650 \text{ kg-m}$ ,  $V = 1929 \text{ kg}$

SE HA CONSIDERADO UN PESO DE 1300 kg PARA LA COLUMNA. EL MOMENTO MAXIMO EN EL DADO OCURRE EN SU EXTREMO INFERIOR:



$$M_x \text{ (CARGA MUERTA)} = 29139 + 8953 \times 2.3 = 49731 \text{ kg-m}$$

$$M_x \text{ (CARGA VIVA)} = 12668 + 3892 \times 2.3 = 21620 \text{ kg-m}$$

$$M_x (\text{SISMO}) = 8218 + 1302 \times 2.3 = 11213 \text{ kg-m}$$

$$M_x (\text{SISMO}) = 8650 + 1929 \times 2.3 = 13087 \text{ kg-m}$$

EN TODAS LAS COMBINACIONES SE CONSIDERARA EL EFECTO DE LA COLOCACION DEL MURO DE FACHADA UNICAMENTE EN UNA DE LAS TRABES DE LIGA ADYACENTE AL DADO, -- CONSIDERANDO QUE SOBRE LA OTRA TRABE NO SE COLOCA MURO. EL MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO EN EL APOYO (DADO) DE LA TRABE CON MURO ES:

$$w = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.35 \text{ m} \times 0.8 \text{ m} + 1600 \text{ kg/m}^3 \times 0.14 \text{ m} \times 8.96 \text{ m} = 2679 \text{ kg/m}$$

$$M = w L^2 / 12 = (2679 \text{ kg/m})(5.35 \text{ m})^2 / 12 = 6390 \text{ kg-m}$$

EL MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO EN EL APOYO DE LA TRABE SIN MURO ES:

$$w = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.35 \text{ m} \times 0.8 \text{ m} = 672 \text{ kg/m}$$

$$M = w L^2 / 12 = (672 \text{ kg/m})(5.35 \text{ m})^2 / 12 = 1603 \text{ kg-m}$$

$$\text{MOMENTO RESULTANTE} = 6390 \text{ kg-m} - 1603 \text{ kg-m} = 4787 \text{ kg-m}$$

$$\text{PESO SOBRE EL DADO: } P = 2679 \text{ kg/m} \times 2.675 \text{ m} + 672 \text{ kg/m} \times 2.675 \text{ m} = 8964 \text{ kg}$$

A CONTINUACION SE PRESENTAN LAS COMBINACIONES DE ACCIONES QUE SE DEBERAN DE REVISAR, SEGUN LA SECCION 9.2 DEL REGLAMENTO, CON LOS FACTORES DE CARGA RESPECTIVOS. "M" ES LA CARGA MUERTA, "V" ES LA CARGA VIVA, "S" ES LA ACCION -- DEL SISMO Y "MURO" ES EL EFECTO DEL MURO DE FACHADA SOBRE EL DADO, AL COLOCARLO SOBRE UNA DE LAS TRABES ADYACENTES AL DADO Y CONSIDERANDO QUE NO SE COLOCA MURO SOBRE LA OTRA TRABE.

$$\text{COMBINACION 1: } (1.4 M + 1.7 V)_x + (1.4 \text{ MURO})_y$$

$$P_u = 1.4 \times 14292 + 1.7 \times 5648 + 1.4 \times 8964 = 42160 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 1.4 \times 49731 + 1.7 \times 21620 = 106378 \text{ kg-m}$$

$$M_{uy} = 1.4 \times 4787 = 6702 \text{ kg-m}$$

$$\text{COMBINACION 2: } 0.75 (1.4 M + 1.7 V + 1.87 S)_x + 0.75 (1.4 \text{ MURO})_y$$

$$P_u = (0.75)(1.4 \times 14292 + 1.7 \times 5648 + 1.87 \times 376 + 1.4 \times 8964) = 32148 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = (0.75)(1.4 \times 49731 + 1.7 \times 21620 + 1.87 \times 11213) = 95510 \text{ kg-m}$$

$$M_{uy} = 0.75 \times 1.4 \times 4787 = 5027 \text{ kg-m}$$

COMBINACION 3:  $0.75 (1.4 M + 1.7 V)_x + 0.75 (1.87 S + 1.4 MURO)_y$

$$P_u = (0.75)(1.4 \times 14292 + 1.7 \times 5648 + 1.87 \times 1024 + 1.4 \times 8964) = 33057 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = (0.75)(1.4 \times 49731 + 1.7 \times 21620) = 79783 \text{ kg-m}$$

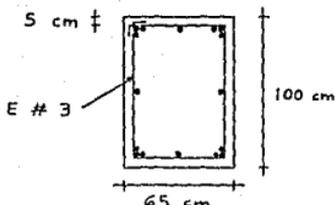
$$M_{uy} = (0.75)(1.87 \times 13087 + 1.4 \times 4787) = 23381 \text{ kg-m}$$

SE REVISARAN LAS COMBINACIONES 1 Y 3. PARA CADA COMBINACION CRITICA, SE CONSIDERARA QUE LA CARGA AXIAL SE SITUA A UNA EXCENTRICIDAD  $e_x = M_{uy}/P_u$  DEL EJE Y-Y Y A UNA EXCENTRICIDAD  $e_y = M_{ux}/P_u$  DEL EJE X-X. PARA LA SECCION DEL DADO Y PARA EL ACERO DE REFUERZO PROPUESTOS, SE CALCULARA LA CARGA RESISTENTE DE COMPRESION AXIAL PARA LOS VALORES DE  $e_x$  Y  $e_y$  ANTERIORES, LA CUAL DEBE SER MAYOR O IGUAL QUE  $(P_u/\phi)$  DE CADA COMBINACION. LA CARGA RESISTENTE SE -- CALCULARA MEDIANTE LA FORMULA DE BRESLER:

$$P_r = \frac{1}{(1/P_o) + (1/P_x) + (1/P_y)}$$

EN DONDE  $P_r$  ES LA CARGA RESISTENTE DE COMPRESION PARA EXCENTRICIDADES  $e_x$  Y  $e_y$ ;  $P_o$  ES LA CARGA RESISTENTE DE COMPRESION AXIAL PARA  $e_x = e_y = 0$ ;  $P_x$  ES LA CARGA DE COMPRESION PARA UNA EXCENTRICIDAD  $e_x$  Y PARA  $e_y = 0$  Y  $P_y$  ES LA CARGA RESISTENTE DE COMPRESION PARA UNA EXCENTRICIDAD  $e_y$  Y PARA  $e_x = 0$ . LOS VALORES DE  $P_x$  Y  $P_y$  SE ENCONTRARAN MEDIANTE LOS DIAGRAMAS DE INTERACCION PARA COLUMNAS CON ACERO REPARTIDO EN LAS 4 CARAS, DEL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M., PRESENTADAS EN EL APENDICE B DEL LIBRO "ASPECTOS FUNDAMENTALES DE CONCRETO REFORZADO", DE GONZALEZ CUEVAS Y ROBLES F.V. DICHS DIAGRAMAS SE HAN ELABORADO EN BASE A LAS HIPOTESIS DE DISEÑO PLASTICO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL, QUE DIFIEREN UN POCO DE LAS HIPOTESIS DEL REGLAMENTO DEL A.C.I. LOS DIAGRAMAS SE PUEDEN UTILIZAR -- CON EL REGLAMENTO DEL A.C.I. AL REALIZAR LAS SIGUIENTES MODIFICACIONES, CON DIFERENCIAS DESPRECIABLES:  $f''_c = \beta_1 f'_c$  Y  $f^*_y = f_y$ .

REVISION DE LA COMBINACION 1. EL AREA MINIMA DEL REFUERZO LONGITUDINAL PARA ELEMENTOS NO COMPUESTOS SUJETOS A COMPRESION, ES IGUAL A 0.01 VECES EL AREA TOTAL DE LA SECCION (SECCION 10.9 DEL REGLAMENTO). EN NUESTRO CASO, EL AREA MINIMA DEL REFUERZO LONGITUDINAL ES:  $0.01 \times 100 \times 65 = 65 \text{ cm}^2$ . SE PROPONE LA SIGUIENTE SECCION:



$$A_{st} = 16 \phi \# 8 = 81.6 \text{ cm}^2$$

$$\rho = (81.6 \text{ cm}^2) / (100 \text{ cm} \times 65 \text{ cm}) = 0.01255 > 0.01 \quad (\text{OK})$$

$$w = \rho f_y / (\beta_1 f'_c) = (0.01255 \times 4200) / (0.85 \times 200) = 0.31$$

CALCULO DE  $P_o$ . SEGUN LA SECCION 10.3.5.2 DEL REGLAMENTO:

$$P_o = 0.85 ( 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y ) =$$

$$P_o = (0.85)(0.85 \times 200 \times (6500 - 81.6) + 81.6 \times 4200) / 1000 = 1218.8 \text{ ton}$$

CALCULO DE  $P_x$ :

$$e_x = M_{uy} / P_u = 6702 \text{ kg-m} / 42160 \text{ kg} = 0.16 \text{ m}$$

$$e/t = 16 \text{ cm} / 65 \text{ cm} = 0.25$$

$$d = 65.0 - 5.0 - 0.95 - 0.5 \times 2.54 = 57.8 \text{ cm}$$

$$d/t = 57.8 \text{ cm} / 65.0 \text{ cm} = 0.89$$

SE EMPLEARA LA GRAFICA B-6 PARA  $d/t = 0.90$ . PARA  $w = 0.31$  Y  $e/t = 0.25$ , SE-ENCUENTRA  $\alpha = 0.75$ .

$$P_x = \alpha b t \beta_1 f'_c = (0.75 \times 100 \times 65 \times 0.85 \times 200) / 1000 = 828.8 \text{ ton}$$

CALCULO DE  $P_y$ :

$$e_y = M_{ux} / P_u = 106378 \text{ kg-m} / 42160 \text{ kg} = 2.52 \text{ m}$$

$$e/t = 252 \text{ cm} / 100 \text{ cm} = 2.52$$

$$d = 100.0 - 5.0 - 0.95 - 0.5 \times 2.54 = 92.8 \text{ cm}$$

$$d/t = 92.8 \text{ cm} / 100 \text{ cm} = 0.93$$

SE EMPLEARA LA GRAFICA B-6 PARA  $d/t = 0.9$ . PARA  $w = 0.31$  Y  $e/t = 2.52$ , SE -

ENCUENTRA  $\alpha = 0.07$ .

$$P_y = (0.07 \times 100 \times 65 \times 0.85 \times 200) / 1000 = 77.4 \text{ ton}$$

CALCULO DE  $\phi P_r$ . SEGUN LA SECCION 9.3 DEL REGLAMENTO, EL VALOR DE  $\phi$  PARA COLUMNAS CON ESTRIBOS ES IGUAL A 0.7.

$$P_r = \frac{1}{(1 / 1218.8) + (1 / 828.8) + (1 / 77.4)} = 66.9 \text{ ton}$$

$$\phi P_r = 0.7 \times 66.9 \text{ ton} = 46.8 \text{ ton} > P_u = 42.2 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

### REVISION DE LA COMBINACION 3.

CALCULO DE  $P_o$ . SE TENDRA EL MISMO VALOR QUE EL ANTERIOR,  $P_o = 1218.8 \text{ ton}$ .

CALCULO DE  $P_x$ .

$$e_x = M_{uy} / P_u = 23381 \text{ kg-m} / 33057 \text{ kg} = 0.71 \text{ m}$$

$$e/t = 71 \text{ cm} / 65 \text{ cm} = 1.09$$

$$d/t = 57.8 \text{ cm} / 65.0 \text{ cm} = 0.89$$

SE EMPLEARA LA GRAFICA B-6 PARA  $d/t = 0.90$ . PARA  $w = 0.31$  Y  $e/t = 1.09$ , SE-ENCUENTRA  $\alpha = 0.16$ .

$$P_x = (0.16 \times 100 \times 65 \times 0.85 \times 200) / 1000 = 176.8 \text{ ton}$$

CALCULO DE  $P_y$ .

$$e_y = M_{ux} / P_u = 79783 \text{ kg-m} / 33057 \text{ kg} = 2.41 \text{ m}$$

$$e/t = 241 \text{ cm} / 100 \text{ cm} = 2.41$$

$$d/t = 92.8 \text{ cm} / 100 \text{ cm} = 0.93$$

SE EMPLEARA LA GRAFICA B-6 PARA  $d/t = 0.90$ . PARA  $w = 0.31$  Y  $e/t = 2.41$ , SE-ENCUENTRA  $\alpha = 0.08$ .

$$P_y = (0.08 \times 100 \times 65 \times 0.85 \times 200) / 1000 = 88.4 \text{ ton}$$

CALCULO DE  $\phi P_r$ :

$$P_r = \frac{1}{(1 / 1218.8) + (1 / 176.8) + (1 / 88.4)} = 56.2 \text{ ton}$$

$$\phi P_r = 0.7 \times 56.2 \text{ ton} = 39.4 \text{ ton} > P_u = 33.1 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

REFUERZO POR CORTANTE. ESTE REFUERZO CONSISTIRA EN ESTRIBOS CERRADOS DE 2 - RAMAS, PERPENDICULARES AL EJE VERTICAL DEL DADO. PARA VARILLAS LONGITUDINALES DEL # 10 O MENORES, EN MIEMBROS A COMPRESION, LOS ESTRIBOS SERAN DE VARILLAS DEL # 3 POR LO MENOS (SECCION 7.10.5). SEGUN LA SECCION A.9.5 DEL APENDICE A DEL REGLAMENTO, LA SEPARACION MAXIMA DE LOS ESTRIBOS NO DEBE SER MAYOR DE  $s_o$  EN UNA LONGITUD  $l_o$ , MEDIDA DESDE LA CARA DE LA JUNTA, EN AMBOS EXTREMOS DE LA COLUMNA. LA SEPARACION  $s_o$  NO DEBE SER MAYOR DE:

$$8 d_b = 8 \times 2.54 \text{ cm} = 20.3 \text{ cm} \quad (\text{RIGE})$$

$$24 d_v = 24 \times 0.95 \text{ cm} = 22.8 \text{ cm} \quad (\text{PARA ESTRIBOS DEL # 3})$$

LA MITAD DE LA MENOR DIMENSION DEL DADO = 32.5 cm

30 cm

SE COLOCARAN ESTRIBOS DEL # 3 A CADA 20 cm EN TODA LA LONGITUD DEL DADO. SE VERIFICARA SI DICHO REFUERZO ES SUFICIENTE PARA RESISTIR, EN UNION CON EL CONCRETO, EL CORTANTE ULTIMO. EL CORTANTE ULTIMO MAXIMO OCURRE EN LA COMBINACION 1:  $V_u = (1.4 \times 8953 + 1.7 \times 3892) = 19151 \text{ kg}$ . LA RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ELEMENTOS NO PRESFORZADOS SUJETOS A COMPRESION AXIAL, SE CALCULARA CON LA SIGUIENTE FORMULA PARA  $\phi = 0.7$ ,  $N_u = 42160 \text{ kg}$ ,  $b_w = 60 \text{ cm}$  Y  $d = 92.8 \text{ cm}$  (SECCION 11.3.1.2):

$$\phi V_c = 0.53 \phi \left( 1 + \frac{0.0071 N_u}{A_g} \right) \sqrt{F'_c} b_w d$$

$$\phi V_c = 0.53 \times 0.85 \times \left( 1 + \frac{0.0071 \times 42160}{65 \times 100} \right) \sqrt{200} (65)(92.8) = 40200 \text{ kg}$$

DEBIDO A QUE  $\phi V_c$  ES MAYOR QUE  $V_u$ , NO SE REQUIEREN ESTRIBOS POR CORTANTE.- SEGUN LA SECCION 11.5.5.1, LA SEPARACION MAXIMA DE LOS ESTRIBOS ES:

$$A_v f_y / (3.5 b_w) = (1.42 \times 4200) / (3.5 \times 65) = 26 \text{ cm}$$

PARA  $A_v = 2 \times 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$ , PARA ESTRIBOS DEL # 3. POR LO TANTO, SE COLOCARAN ESTRIBOS DEL # 3 @ 20 cm.

REVISION DEL APLASTAMIENTO DEL CONCRETO DEL DADO. EL APLASTAMIENTO EN EL DADO NO DEBE EXCEDER DE LA RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DEL CONCRETO, PERMITIDA POR LA SECCION 10.15 DEL REGLAMENTO. LA MAXIMA CARGA VERTICAL (DE APLASTAMIENTO) SOBRE EL DADO OCURRE EN LA COMBINACION 1:  $P_u = 42160$  kg, LA CUAL NO DEBE EXCEDER DE:

$$\phi (0.85 f'_c A_1) = 0.7 \times 0.85 \times 200 \times 100 \times 65 = 773500 \text{ kg} > P_u \quad (\text{OK})$$

EMPALMES DE VARILLAS. LOS EMPALMES DEL REFUERZO PRINCIPAL SERAN A BASE DE TRASLAPES, EL CUAL SE PERMITE PARA VARILLAS DEL # 11 O MENORES. LA LONGITUD DE TRASLAPE DE LAS VARILLAS SE OBTENDRA AL CONSIDERAR QUE LAS MISMAS ESTAN SUJETAS A TENSION. PARA UNA RELACION ( $A_s$  PROPORCIONADO /  $A_s$  REQUERIDO) MENOR DE 2 Y CONSIDERANDO QUE EL PORCENTAJE DE  $A_s$  TRASLAPADO EN RELACION AL  $A_s$  PROPORCIONADO NO EXCEDERA DEL 50 %, AL CONSULTAR LA TABLA PRESENTADA EN LA SECCION 12.15 DEL REGLAMENTO, VEMOS QUE EL TRASLAPE SERA CLASE B, CUYA LONGITUD ES:  $L_s = 1.3 L_d$ . PARA PAQUETES DE 3 VARILLAS, LA LONGITUD DE TRASLAPE DE CADA VARILLA SERA IGUAL A LA LONGITUD DE TRASLAPE REQUERIDA PARA UNA VARILLA INDIVIDUAL AUMENTADA UN 20 %. LOS TRASLAPES DE LAS VARILLAS DENTRO DE UN PAQUETE NO DEBEN COINCIDIR EN EL MISMO LUGAR.

LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS DENTRO DE UN PAQUETE. EL VALOR DE  $L_{db}$  PARA UNA VARILLA DEL # 8 (SECCION 12.2.2) ES:

$$L_{db} = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 \times 5.10 \times 4200 / \sqrt{200} = 91 \text{ cm}$$

$$\text{PERO NO MENOR QUE: } 0.006 d_b f_y = 0.006 \times 2.54 \times 4200 = 64 \text{ cm}$$

AL NO APLICAR NINGUN FACTOR DE MODIFICACION, EL VALOR DE  $L_d$  ES IGUAL A 91 cm. POR LO TANTO:

$$L_s = 1.3 L_d = 1.3 \times 1.2 \times 91 \text{ cm} = 142 \text{ cm}$$

LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS INDIVIDUALES. EL VALOR DE  $L_{db}$  PARA VARILLAS DEL # 8 ES 91 cm. ES APLICABLE UN FACTOR IGUAL A 0.8, PARA CUANDO EL ESPACIAMIENTO ENTRE VARILLAS ES DE 15 cm, POR LO MENOS. POR LO TANTO:

$$L_s = 1.3 L_d = (1.3) \times (0.8 \times 91 \text{ cm}) = 95 \text{ cm}$$

LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS VARILLAS LONGITUDINALES DEL DADO EN LA ZAPATA.

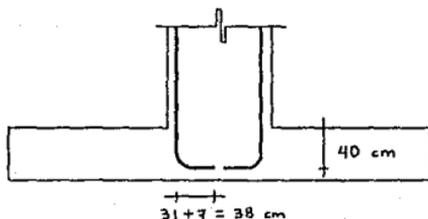
EL ANCLAJE DE LAS VARILLAS DEL DADO EN LA ZAPATA SE HARA CON GANCHOS ESTANDARD, CONTINUANDOSE A TRAVES DE LA ZAPATA POR LO MENOS UNA LONGITUD IGUAL A LA LONGITUD DE DESARROLLO, A PARTIR DE LA SECCION CRITICA. SEGUN LA SECCION 12.5 DEL REGLAMENTO, LA LONGITUD DE DESARROLLO  $L_{dh}$  PARA VARILLAS CORRUGADAS A TENSION QUE TERMINEN EN UN GANCHO ESTANDARD, ES IGUAL AL PRODUCTO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO BASICA  $L_{d_{hb}}$  Y EL FACTOR O FACTORES DE MODIFICACION-APLICABLES, NO DEBIENDO SER MENOR QUE  $8 d_b$  ( $8 \times 2.54 = 20.3$  cm) NI QUE 15 - cm. EL VALOR DE  $L_{d_{hb}}$  ES:

$$L_{d_{hb}} = 318 d_b / \sqrt{f'_c} = 318 \times 2.54 / \sqrt{200} = 57 \text{ cm}$$

SE APLICARA UN FACTOR IGUAL A 0.7, PARA VARILLAS DEL # 11 Y MENORES, YA QUE EL RECUBRIMIENTO LATERAL (NORMAL AL PLANO DEL GANCHO) EN LA LONGITUD DE DESARROLLO TOTAL ES MAYOR DE 6.3 cm Y EL RECUBRIMIENTO EN LA EXTENSION DE LA VARILLA MAS ALLA DEL GANCHO ES MAYOR DE 5 cm. POR LO TANTO:

$$L_{dh} = 0.7 \times 57 \text{ cm} = 40 \text{ cm} > 20.3 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

LA EXTENSION EN EL EXTREMO LIBRE DE LAS VARILLAS ES:  $12 d_b = 12 \times 2.54 = 31$  cm (SECCION 7.1 DEL REGLAMENTO). EL DIAMETRO MINIMO DEL DOBLEZ DE CADA VARILLA, MEDIDO EN LA CARA INTERIOR DE LA MISMA, ES:  $6 d_b = 6 \times 2.54 = 15$  cm -- (SECCION 7.2 DEL REGLAMENTO).



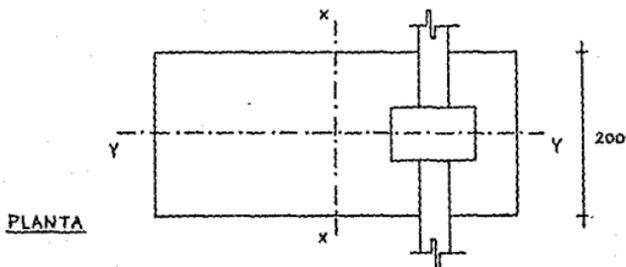
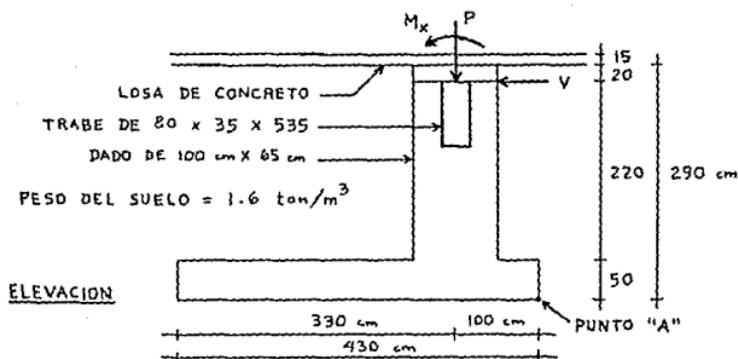
### 7.6.- DISEÑO DE LA ZAPATA AISLADA TIPO.

DIMENSIONES DE LA BASE. PARA EL 75 % DE LAS FUERZAS Y MOMENTOS OBTENIDOS EN EL ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA COMBINACION A-1, PARA LAS DIMENSIONES PRO-- PUESTAS PARA LA BASE DE LA ZAPATA Y PARA LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE PRO--- PUESTA, SE CALCULARA LA PRESION MAXIMA EN EL SUELO, QUE DEBE SER MENOR DE - 12 ton/m<sup>2</sup>. LOS VALORES DE LAS FUERZAS Y DEL MOMENTO QUE SE UTILIZARAN EN EL CALCULO (PARA EL EXTREMO INFERIOR DE LA COLUMNA) SON:

$$P = 0.75 \times 19940 \text{ kg} = 14955 \text{ kg}$$

$$M_x = 0.75 \times 41807 \text{ kg-m} = 31356 \text{ kg-m}$$

$$V = 0.75 \times 12845 \text{ kg} = 9634 \text{ kg}$$



A) CONDICION QUE INCLUYE EL VALOR MINIMO DE LA CARGA VERTICAL. SE CONSIDERA RA UN ESPESOR DE 50 cm PARA LA ZAPATA. LOS PESOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA CIMENTACION SERAN EN EXCESO AL PESO DEL SUELO DESALOJADO.

CARGA TRANSMITIDA POR LA COLUMNA:	14.96 ton
PESO DEL DADO: $(2.4 - 1.6)(1.00 \times 0.65 \times 2.40) =$	1.25 ton
PESO DE LAS TRABES: $(2.4 - 1.6)(0.8 \times 0.35 \times 1.35) + 2.4 \times 0.8 \times 0.35 \times 4.00 =$	2.99 ton
PESO DE LA ZAPATA: $(2.4 - 1.6)(4.30 \times 2.00 \times 0.50) =$	3.44 ton
PESO DE LA LOSA: $(2.4 \times 4.30 \times 2.00 \times 0.15) =$	3.10 ton

---

$$P_r = 25.74 \text{ ton}$$

LA SUMA DE MOMENTOS EN EL PUNTO A, EN EL EXTREMO DE LA ZAPATA, ES:

$$\Sigma M_A = 31.356 + 9.634 \times 2.7 + (14.96 + 1.25 + 2.99)(1.00) + (3.44 + 3.10)(2.15) = 90.63 \text{ ton-m}$$

LA LOCALIZACION DE LA CARGA  $P_r$  A LA IZQUIERDA DEL PUNTO "A" ES:  $90.63/25.74 = 3.52$  m. LA EXCENTRICIDAD DE LA CARGA  $P_r$  DEL EJE X-X DE LA ZAPATA ES:  $3.52 - 2.15 = 1.37$  m. DEBIDO A QUE LA EXCENTRICIDAD ES MAYOR DE 1/6 DEL LARGO DE LA BASE DE LA ZAPATA (0.72 m), LA CARGA  $P_r$  SE LOCALIZA FUERA DEL TERCIO MEDIO DE LA ZAPATA. LA PRESION MAXIMA EN EL SUELO ES:

$$q = \frac{2 P}{3 B (H/2 - e)} = \frac{2 \times 25.74}{(3 \times 2.00)(2.15 - 1.37)} = 11.00 \text{ ton/m}^2 < 12 \text{ ton/m}^2 \text{ (OK)}$$

B) CONDICION QUE INCLUYE EL VALOR MAXIMO DE LA CARGA VERTICAL. SE CONSIDERA RA UNA SOBRECARGA DE 40 kg/m<sup>2</sup> SOBRE LA LOSA DE CONCRETO.

CARGA VERTICAL ANTERIORMENTE CALCULADA:	25.74 ton
CARGA DEBIDA A LA SOBRECARGA: $0.040 \times 4.30 \times 2.00 =$	0.35 ton
PESO DEL MURO: $1.6 \times 0.14 \times 9.00 \times 6.00 =$	12.10 ton

---

$$P_r = 38.19 \text{ ton}$$

LA SUMA DE MOMENTOS EN EL PUNTO "A", EN EL EXTREMO DE LA ZAPATA, ES:

$$\Sigma M_A = 31.356 + 9.634 \times 2.7 + (14.96 + 1.25 + 2.99 + 12.10)(1.00) + (3.44 + 3.10 + 0.35)(2.15) = 103.48 \text{ ton-m}$$

LA LOCALIZACION DE LA CARGA  $P_r$  A LA IZQUIERDA DEL PUNTO A ES:  $103.48/38.19 = 2.71$  m. LA EXCENTRICIDAD DE LA CARGA  $P_r$  DEL EJE X-X DE LA ZAPATA ES:  $2.71 - 2.15 = 0.56$  m. DEBIDO A QUE LA EXCENTRICIDAD ES MENOR DE 1/6 DEL LARGO DE LA ZAPATA (0.72 m), LA CARGA  $P_r$  SE LOCALIZA DENTRO DEL TERCIO MEDIO DE LA BASE DE LA ZAPATA. LA PRESION MAXIMA EN EL SUELO ES:

$$q = \frac{P}{B L} \left( 1 + \frac{6 e}{L} \right) = \frac{38.19}{2.00 \times 4.30} \left( 1 + \frac{6 \times 0.56}{4.30} \right) = 7.9 \text{ ton/m}^2 < 12 \text{ ton/m}^2 \text{ (OK)}$$

POR LO TANTO, LAS DIMENSIONES DE LA BASE PROPUESTAS SE ACEPTAN.

REVISION DE UNA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA. EL FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA UNA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA NO DEBE SER MENOR DE 2 CUANDO SE REVISEN - COMBINACIONES QUE INCLUYAN VALORES MAXIMOS DE LA CARGA VIVA O CARGAS DE SISMO O VIENTO. SE UTILIZARAN LOS RESULTADOS DE LA COMBINACION A-3, POR SER -- LOS MAS CRITICOS. SE ANALIZARA UNICAMENTE LA CONDICION QUE INCLUYE EL VALOR MINIMO DE LA CARGA VERTICAL. LA SUMA DE LAS CARGAS VERTICALES EN EXCESO AL PESO DEL SUELO DESALOJADO, ES:

CARGA TRANSMITIDA POR LA COLUMNA:	20.32 ton
PESO DEL DADO:	1.25 ton
PESO DE LAS TRABES:	2.99 ton
PESO DE LA ZAPATA:	3.44 ton
PESO DE LA LOSA:	3.10 ton

$$P_r = 31.10 \text{ ton}$$

MOMENTO EN EL EXTREMO INFERIOR DE LA COLUMNA = 50.03 ton-m

FUERZA CORTANTE EN EL EXTREMO INFERIOR DE LA COLUMNA = 14.15 ton

LA SUMA DE MOMENTOS EN EL PUNTO A, EN EL EXTREMO DE LA ZAPATA, ES:

$$\Sigma M_A = 50.03 + 14.15 \times 2.7 + (20.32 + 1.25 + 2.99)(1.00) + (3.44 + 3.10)(2.15) = 126.86 \text{ ton-m}$$

LA LOCALIZACION DE LA CARGA  $P_r$  A LA IZQUIERDA DEL PUNTO A ES:  $126.86/31.10 = 4.08$  m. LA EXCENTRICIDAD DE LA CARGA  $P_r$  DEL EJE X-X DE LA BASE DE LA ZAPATA ES:  $4.08 - 2.15 = 1.93$  m. DEBIDO A QUE LA EXCENTRICIDAD ES MAYOR DE 1/6 DEL LARGO DE LA BASE DE LA ZAPATA (0.72 m), LA CARGA  $P_r$  SE LOCALIZA FUERA DEL - TERCIO MEDIO DE LA BASE DE LA ZAPATA. LA PRESION MAXIMA EN EL SUELO ES:

$$q = \frac{2 P}{3 B (H/2 - e)} = \frac{2 \times 31.10}{(3 \times 2.00)(2.15 - 1.93)} = 47.1 \text{ ton/m}^2$$

EN EL ARTICULO 7.3 SE CALCULO LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA NETA, IGUAL A  $95 \text{ ton/m}^2$ . EL FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA UNA FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA ES:  $95.0 / 47.1 = 2.02$ , EL CUAL ES ADMISIBLE.

CALCULO DEL PERALTE DE LA ZAPATA Y DEL ACERO POR FLEXION. A CONTINUACION SE CALCULARA LA PRESION NETA (HACIA ARRIBA) QUE ACTUA EN LA BASE DE LA ZAPATA, DEBIDA AL MOMENTO Y A LAS FUERZAS TRANSMITIDOS POR EL EXTREMO INFERIOR DE LA COLUMNA, Y A LOS PESOS DEL DADO Y DE LAS TRABES, INCREMENTADOS POR LOS FACTORES DE CARGA RESPECTIVOS. EN DICHO CALCULO, NO SE CONSIDERARAN LAS CARGAS QUE ACTUAN HACIA ABAJO SOBRE LA ZAPATA: EL PESO DE LA MISMA, EL PESO -- DEL SUELO POR ARRIBA DE LA MISMA, EL PESO DE LA LOSA DE CONCRETO Y EL PESO DE LA SOBRECARGA. SE UTILIZARAN LOS RESULTADOS DE LA COMBINACION A-1.

A) PRESION NETA CONSIDERANDO EL VALOR MINIMO DE LA CARGA VERTICAL. EL MOMENTO Y EL CORTANTE ULTIMOS EN EL EXTREMO DE LA COLUMNA SON:

$$M_{ux} = 1.4 \times 29.139 + 1.7 \times 12.668 = 62.33 \text{ ton-m}$$

$$V_u = 1.4 \times 8.953 + 1.7 \times 3.892 = 19.15 \text{ ton}$$

SUMA DE CARGAS VERTICALES:

$$\text{CARGA DE LA COLUMNA: } 1.4 \times 14.292 + 1.7 \times 5.648 = 29.62 \text{ ton}$$

$$\text{PESO DEL DADO: } 1.4 \times 2.4 \times 1.00 \times 0.65 \times 2.4 = 5.25 \text{ ton}$$

$$\text{PESO DE LAS TRABES: } 1.4 \times 2.4 \times 0.80 \times 0.35 \times 5.35 = 5.04 \text{ ton}$$

$$P_r = 39.91 \text{ ton}$$

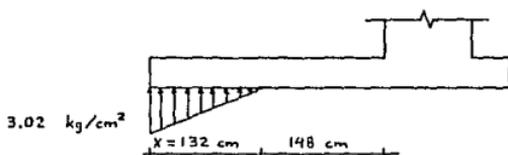
LA SUMA DE MOMENTOS EN EL PUNTO A, EN EL EXTREMO DE LA ZAPATA, ES:

$$\Sigma M_A = 62.33 + 19.15 \times 2.7 + 39.91 \times 1.00 = 153.95 \text{ ton-m}$$

LA LOCALIZACION DE LA CARGA  $P_r$  A LA IZQUIERDA DEL PUNTO A ES:  $153.95/39.91 = 3.86$  m. LA EXCENRICIDAD DE LA CARGA  $P_r$  DEL EJE X-X DE LA BASE DE LA ZAPATA ES:  $3.86 - 2.15 = 1.71$  m. DEBIDO A QUE LA EXCENRICIDAD ES MAYOR DE 1/6 DEL LARGO DE LA BASE DE LA ZAPATA (0.72 m), LA CARGA  $P_r$  SE LOCALIZA FUERA DEL TERCIO MEDIO DE LA BASE DE LA ZAPATA. LA PRESION MAXIMA EN EL SUELO ES:

$$q = \frac{2 P}{3 B (H/2 - e)} = \frac{2 \times 39.91}{(3 \times 2.00)(2.15 - 1.71)} = 30.2 \text{ ton/m}^2$$

$$x = 3 (H/2 - e) = 3 \times (2.15 - 1.71) = 1.32 \text{ m}$$



A CONTINUACION SE CALCULARA EL CORTANTE ULTIMO EN LA SECCION CRITICA, QUE SE EXTIENDE EN UN PLANO A TRAVES DEL ANCHO TOTAL Y SE LOCALIZA A UNA DISTANCIA  $d$  DEL PAÑO DEL DADO, CONSIDERANDO UN ANCHO DE 1 m Y  $d = 43$  cm:

$$V_u = 0.5 \times 3.02 \text{ kg/cm}^2 \times 132 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 19932 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} b_w d = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{200} \times 100 \times 43 = 27396 \text{ kg} > V_u \text{ (OK)}$$

LA SECCION CRITICA EN LA ZAPATA PARA EL MOMENTO (SECCION 15.4) SE LOCALIZA EN EL PAÑO DEL DADO. CONSIDERANDO UN ANCHO DE 1 m, EL MOMENTO ULTIMO EN DICHA SECCION ES:

$$M_u = 19932 \text{ kg} \times (148 \text{ cm} + 88 \text{ cm}) = 4703952 \text{ kg-cm}$$

B) PRESSION NETA CONSIDERANDO EL VALOR MAXIMO DE LA CARGA VERTICAL. EL MOMENTO ULTIMO  $M_{ux}$  ES IGUAL A 62.33 ton-m Y EL CORTANTE ULTIMO  $V_{ux}$  ES IGUAL A -- 19.15 ton (EN EL EXTREMO DE LA COLUMNA).

SUMA DE CARGAS VERTICALES:

CARGA DE LA COLUMNA:	29.62 ton
PESO DEL DADO:	5.25 ton
PESO DE LAS TRABES:	5.04 ton
PESO DEL MURO: $1.4 \times 1.6 \times 0.14 \times 9.00 \times 6.00 =$	<u>16.94 ton</u>

$$P_r = 56.85 \text{ ton}$$

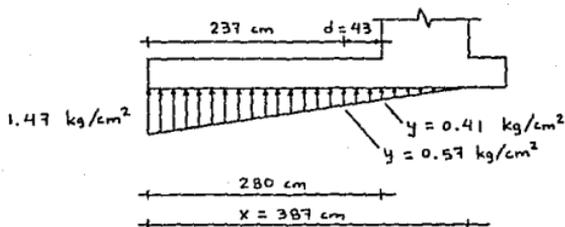
LA SUMA DE MOMENTOS EN EL PUNTO A, EN EL EXTREMO DE LA ZAPATA, ES:

$$\Sigma M_A = 62.33 + 19.15 \times 2.7 + 56.85 \times 1.00 = 170.89 \text{ ton-m}$$

LA LOCALIZACION DE LA CARGA  $P_r$  A LA IZQUIERDA DEL PUNTO A ES:  $170.89/56.85 = 3.01$  m. LA EXCENTRICIDAD DE LA CARGA  $P_r$  DEL EJE X-X DE LA BASE DE LA ZAPATA ES:  $3.01 - 2.15 = 0.86$  m. DEBIDO A QUE LA EXCENTRICIDAD ES MAYOR DE  $1/6$  DEL LARGO DE LA BASE DE LA ZAPATA (0.72 m), LA CARGA  $P_r$  SE LOCALIZA FUERA DEL TERCIO MEDIO DE LA BASE DE LA ZAPATA. LA PRESION MAXIMA EN EL SUELO ES:

$$q = \frac{2 P}{3 B (H/2 - e)} = \frac{2 \times 56.85}{(3 \times 2.00)(2.15 - 0.86)} = 14.7 \text{ ton/m}^2$$

$$x = 3 (H/2 - e) = 3 \times (2.15 - 0.86) = 3.87 \text{ m}$$



EL CORTANTE ULTIMO EN LA SECCION CRITICA ES:

$$V_u = (1.47 + 0.57)(237)(100) / 2 = 24174 \text{ kg} < \phi V_n \quad (\text{OK})$$

EL MOMENTO ULTIMO EN LA SECCION CRITICA ES:

$$M_u = 0.41 \times 280 \times 100 \times 140 + 0.5 \times 1.06 \times 280 \times 100 \times 186.67 = 4377383 \text{ kg-cm}$$

PARA CALCULAR EL ACERO DE REFUERZO PARALELO A LA DIRECCION LARGA DE LA ZAPATA QUE RESISTIRA LA FLEXION EN EL EJE X-X, SE ANALIZARA A LA LOSA DE LA ZAPATA COMO UNA VIGA EN VOLADIZO DE 1 m DE ANCHO, CON EL MAYOR DE LOS MOMENTOS CALCULADOS ANTERIORMENTE EN LA SECCION CRITICA.

$$R = M_u / (\phi b d^2) = 4703952 / (0.9 \times 100 \times 43^2) = 28.267$$

$$0.59 f'_c \omega^2 - f'_c \omega + R = 0$$

$$(0.59)(200)\omega^2 - 200\omega + 28.267 = 0 \quad \therefore \omega = 0.15562$$

$$\rho \text{ REQUERIDO} = \omega f'_c / f_y = 0.15562 \times 200 / 4200 = 0.00741$$

$$\rho \text{ MINIMO} = 0.0018 \text{ (SEGUN COMENTARIOS DE LA SECCION 10.5.3)}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \bar{\rho}_b = \frac{0.75 (0.85) A_1 f'_c (6117)}{f_y (6117 + f_y)} = \frac{0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times 200 \times 6117}{(4200)(6117 + 4200)}$$

$$\rho \text{ MINIMO} < \rho \text{ REQUERIDO} < \rho \text{ MAXIMO} = 0.01530 \quad (\text{OK})$$

$$A_s \text{ REQUERIDA} = \rho b d = 0.00741 \times 100 \times 43 = 31.9 \text{ cm}^2$$

SE COLOCARAN VARILLAS DEL # 8 A CADA 15 cm. EL AREA DE ACERO DE REFUERZO -- PROPORCIONADO ES:  $(5.10 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm} / 15 \text{ cm}) = 34.0 \text{ cm}^2$ . LA TENSION DEBIDA A LA FLEXION EN EL REFUERZO DE LA ZAPATA SE DEBERA DESARROLLAR EN CADA LADO DE LA SECCION CRITICA MEDIANTE LA LONGITUD DE ANCLAJE. LA SECCION CRITICA - SERA LA MISMA QUE LA CONSIDERADA PARA EL MOMENTO: EN EL PAÑO DEL DADO. EL - VALOR DE  $L_{db}$  PARA LAS VARILLAS DEL # 8 (SECCION 12.2) ES:

$$L_{db} = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 \times 5.10 \times 4200 / \sqrt{200} = 91 \text{ cm}$$

$$\text{PERO NO MENOR DE: } 0.006 d_b f_y = 0.006 \times 2.54 \times 4200 = 64 \text{ cm}$$

AL APLICAR UN FACTOR IGUAL A 0.8, PARA CUANDO EL REFUERZO EN LA LONGITUD DE DESARROLLO TENGA UNA SEPARACION DE 15 cm, EL VALOR DE  $L_d$  ES:

$$L_d = 0.8 \times 91 \text{ cm} = 73 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

LA LONGITUD DE ANCLAJE PROPORCIONADA ES MAYOR QUE LA REQUERIDA. PARA CALCULAR EL ACERO DE REFUERZO PARALELO A LA DIRECCION CORTA DE LA ZAPATA QUE RE-

SISTIRA LA FLEXION EN EL EJE Y-Y, SE ANALIZARA A LA LOSA DE LA ZAPATA COMO UNA VIGA EN VOLADIZO DE 1 m DE ANCHO, PARA LOS RESULTADOS DEL ANALISIS DEL SISMO EN LA DIRECCION LONGITUDINAL, EN COMBINACION CON LOS RESULTADOS DEL ANALISIS DE LA CARGA MUERTA Y DE LA CARGA VIVA EN EL MARCO TRANSVERSAL. LAS FUERZAS Y MOMENTOS ULTIMOS EN EL EXTREMO INFERIOR DE LA COLUMNA SON:

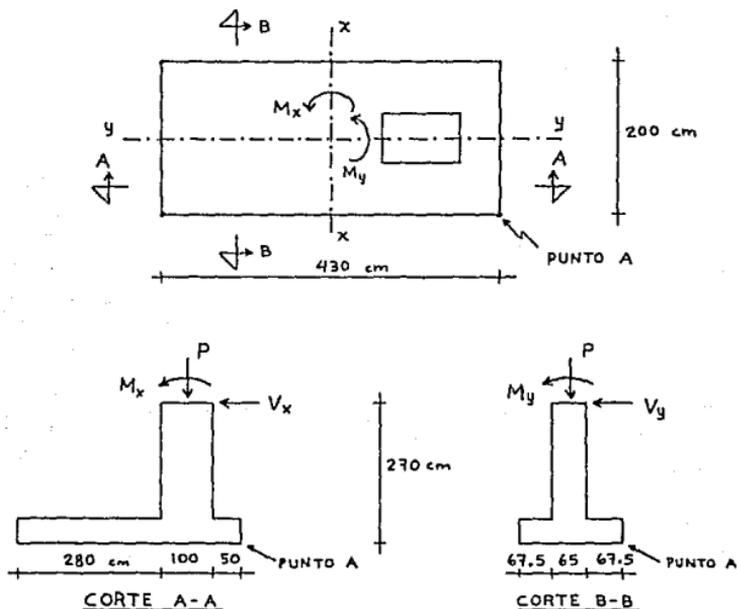
$$P = (0.75)(1.4 \times 14.292 + 1.7 \times 5.648 + 1.87 \times 1.024) = 23.65 \text{ ton}$$

$$V_x = (0.75)(1.4 \times 8.953 + 1.7 \times 3.892) = 14.36 \text{ ton}$$

$$V_y = (0.75)(1.87 \times 1.929) = 2.71 \text{ ton}$$

$$M_x = (0.75)(1.4 \times 29.139 + 1.7 \times 12.668) = 46.75 \text{ ton-m}$$

$$M_y = (0.75)(1.87 \times 8.65) = 12.13 \text{ ton-m}$$



PARA LA CONDICION QUE INCLUYE LA MINIMA CARGA VERTICAL (CONDICION CRITICA), LA SUMA DE LAS CARGAS VERTICALES ES:

CARGA EN LA COLUMNA:	23.65 ton
PESO DEL DADO: 0.75 X 5.25 ton =	3.94 ton
PESO DE LAS TRABES: 0.75 X 5.04 =	3.78 ton

$$P_r = 31.37 \text{ ton}$$

LOS MOMENTOS DE INERCIA  $I_x$  E  $I_y$  DE LA BASE DE LA ZAPATA SON:

$$I_x = (2.00)(4.30)^3 / 12 = 13.25 \text{ m}^4$$

$$I_y = (4.30)(2.00)^3 / 12 = 2.87 \text{ m}^4$$

CALCULO DE  $M_x$  EN LA BASE DE LA ZAPATA. LA SUMA DE MOMENTOS RESPECTO AL PUNTO A (VER EL CORTE A-A, FIGURA ANTERIOR), ES:

$$\Sigma M_A = 46.75 + 14.36 \times 2.7 + 31.37 \times 1.00 = 116.89 \text{ ton-m}$$

LA LOCALIZACION DE LA CARGA  $P_r$  A LA IZQUIERDA DEL PUNTO A ES:  $116.89/31.37 = 3.73$  m. LA EXCENTRICIDAD  $e_y$  DE LA CARGA  $P_r$  DEL EJE X-X ES:  $3.73 - 2.15 = 1.58$  m. EL MOMENTO  $M_x$  ES:  $31.37 \text{ ton} \times 1.58 \text{ m} = 49.56 \text{ ton-m}$ .

CALCULO DE  $M_y$  EN LA BASE DE LA ZAPATA. LA SUMA DE MOMENTOS RESPECTO AL PUNTO A (VER EL CORTE B-B, FIGURA ANTERIOR), ES:

$$\Sigma M_A = 12.13 + 2.71 \times 2.7 + 31.37 \times 1.00 = 50.82 \text{ ton-m}$$

LA LOCALIZACION DE LA CARGA  $P_r$  A LA IZQUIERDA DEL PUNTO A ES:  $50.82/31.37 = 1.62$  m. LA EXCENTRICIDAD  $e_x$  DE LA CARGA  $P_r$  DEL EJE Y-Y ES:  $1.62 - 1.00 = 0.62$  m. EL MOMENTO  $M_y$  ES:  $31.37 \text{ ton} \times 0.62 \text{ m} = 19.45 \text{ ton-m}$ .

CALCULO DE LA PRESION MAXIMA EN EL SUELO. APROXIMADAMENTE ES IGUAL A:

$$q = \frac{P}{A} + \frac{M_x c_y}{I_x} + \frac{M_y c_x}{I_y} = \frac{31.37}{4.3 \times 2.0} + \frac{49.56 \times 2.15}{13.25} + \frac{19.45 \times 1.00}{2.87} = 18.5 \text{ ton/m}^2$$

AL CONSIDERAR QUE EL EXTREMO DE LA ZAPATA, ANALIZADA COMO VIGA EN VOLADIZO, SE ENCUENTRA SUJETA A UNA PRESION UNIFORME DE  $1.85 \text{ kg/cm}^2$ , EL MOMENTO ULTIMO EN LA SECCION CRITICA, PARA UN ANCHO DE 100 cm, ES:

$$M_u = 1.85 \times 67.5 \times 100 \times 67.5 / 2 = 421453 \text{ kg-cm}$$

EL AREA DE ACERO REQUERIDO PARA UN ANCHO DE 100 cm Y  $d = 50 - 5 - 2.54 - 1.27 = 41.2$  cm, ES:

$$R = M_u / (\phi b d^2) = 421453 / (0.9 \times 100 \times 41.2^2) = 2.759$$

$$(0.59)(200)\omega^2 - 200\omega + 2.759 = 0 \quad \therefore \omega = 0.01391$$

$$\rho \text{ REQUERIDO} = \omega f'_c / f_y = 0.01391 \times 200 / 4200 = 0.0007 < \rho_{\min} = 0.0018$$

$$A_s \text{ MINIMO} = 0.0018 \times 100 \times 41.2 = 7.4 \text{ cm}^2$$

SE COLOCARAN VARILLAS DEL # 4 A CADA 15 cm. EL AREA DE ACERO PROPORCIONADO ES:  $(1.29 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm} / 15 \text{ cm}) = 8.6 \text{ cm}^2$ . EL VALOR DE  $L_{db}$  RESPECTIVO ES:

$$L_{db} = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 \times 1.29 \times 4200 / \sqrt{200} = 23 \text{ cm}$$

$$\text{PERO NO MENOR DE: } 0.006 d_b f_y = 0.006 \times 1.27 \times 4200 = 32 \text{ cm}$$

AL APLICAR UN FACTOR IGUAL A 0.8, PARA CUANDO EL REFUERZO EN LA LONGITUD DE DESARROLLO TENGA UNA SEPARACION DE 15 cm, EL VALOR DE  $L_d$  ES:

$$L_d = 0.8 \times 32 \text{ cm} = 26 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad (\text{VALOR MINIMO})$$

LA LONGITUD DE ANCLAJE PROPORCIONADA ES MAYOR QUE LA REQUERIDA.

REVISION DEL APLASTAMIENTO EN LA ZAPATA. EL APLASTAMIENTO DEL CONCRETO EN LA ZAPATA DEBE SER MENOR QUE LA RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DEL CONCRETO, PERMITIDA POR LA SECCION 10.15 DEL REGLAMENTO. LA MAXIMA CARGA VERTICAL (DE APLASTAMIENTO) SOBRE LA ZAPATA OCURRE EN LA COMBINACION 1:  $P_u = 42160 \text{ kg}$ . CUANDO EL AREA DE LA ZAPATA  $A_2$  ES MAYOR QUE EL AREA CARGADA  $A_1$ , LA RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DEL CONCRETO SE PUEDE MULTIPLICAR POR  $\sqrt{A_2 / A_1}$ , SIN EXCEDER DE 2:  $\sqrt{4.30 \times 2.00 / 1.00 \times 0.65} = 1.82$ . LA RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DEL CONCRETO ES:

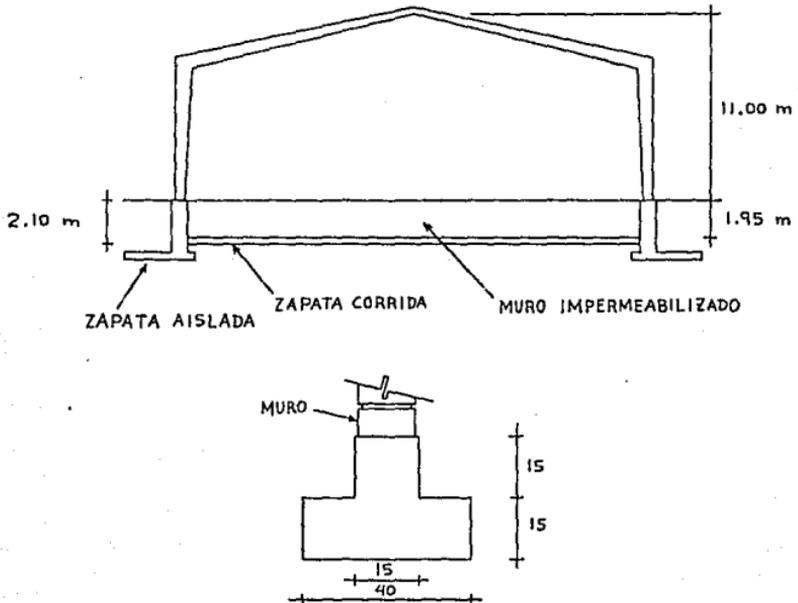
$$\phi (0.85 f'_c A_1) = 0.7 \times 0.85 \times 200 \times 100 \times 65 \times 1.82 = 1407770 \text{ kg} > P_u \text{ (OK)}$$

REFUERZO MINIMO EN LA ENTRECARA DEL DADO Y LA ZAPATA. SE PROPORCIONARA DI--

CHO REFUERZO MINIMO PARA CONSTRUCCIONES COLADAS EN OBRA, AUN CUANDO LA RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DEL CONCRETO NO SE REBASE (SECCION 15.8 DEL REGLAMENTO). EN NUESTRO CASO, DICHO REFUERZO SE PROPORCIONARA AL EXTENDER LAS VARILLAS LONGITUDINALES DEL DADO DENTRO DE LA ZAPATA (OTRA OPCION ES COLOCAR DOVELAS DE REFUERZO). EN COLUMNAS Y DADOS COLADOS EN OBRA, EL AREA MINIMA DE REFUERZO EN LA ENTRECARA, ES DE 0.005 VECES EL AREA DEL ELEMENTO SOSTENIDO. EN NUESTRO CASO, EL AREA MINIMA ES:  $0.005 \times 100 \times 65 = 32.5 \text{ cm}^2$ , EL CUAL ES MENOR QUE EL AREA DEL ACERO PROPORCIONADO,  $81.6 \text{ cm}^2$ .

### 7.7.- DISEÑO DE LA ZAPATA CORRIDA TIPO.

PARA EL ANCHO PROPUESTO DE LA ZAPATA, 40 cm, PARA LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE PROPUESTA, 2.10 m, Y PARA LA CARGA QUE SOPORTARA LA ZAPATA, SE CALCULARA LA PRESION MAXIMA EN EL SUELO, EL CUAL DEBE SER MENOR DE  $8 \text{ ton/m}^2$ .



SECCION TRANSVERSAL ZAPATA CORRIDA TIPO

SUMA DE CARGAS VERTICALES:

$$\text{PESO DEL MURO} = 1.6 \text{ ton/m}^3 \times 0.14 \text{ m} \times (11.00 + 1.8 \text{ m}) = 2.87 \text{ ton/m}$$

$$\text{PESO DE LA ZAPATA} = (2.4 - 1.6)(0.4 \times 0.15 + 0.15 \times 0.15) = 0.07 \text{ ton/m}$$

$$P = 2.94 \text{ ton/m}$$

$$\text{PRESION} = (2.94 \text{ ton/m}) / (0.40 \text{ m}) = 7.4 \text{ ton/m}^2 < 8 \text{ ton/m}^2$$

SE PROPONE UNA ZAPATA DE CONCRETO SIMPLE. PARA REVISAR SI EL PERALTE PRO--PUESTO DE 15 cm ES SUFICIENTE PARA RESISTIR LOS ESFUERZOS FLEXIONANTES Y --CORTANTES, LA PRESION NETA DE DISEÑO SOBRE LA ZAPATA SE OBTENDRA AL EMPLEAR LOS FACTORES DE CARGA RESPECTIVOS, SIN CONSIDERAR EL PESO DE LA ZAPATA:

$$\text{PESO FACTORIZADO DEL MURO: } 1.4 \times 2.87 \text{ ton/m} = 4.02 \text{ ton/m}$$

$$\text{PRESION NETA} = (4.02 \text{ ton/m}) / (0.40 \text{ m}) = 10.1 \text{ ton/m}^2$$

REVISION DEL ESFUERZO FLEXIONANTE MAXIMO. LA SECCION CRITICA SE LOCALIZA EN EL PAÑO DEL DADO, A  $(40.0 - 15.0 \text{ cm}) / 2 = 12.5 \text{ cm}$  DEL BORDE DE LA ZAPATA.- EL MOMENTO ULTIMO PARA UN ANCHO DE ZAPATA DE 1 m, ES:

$$M_u = 1.01 \text{ kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times (12.5)^2 / 2 = 7891 \text{ kg-cm}$$

EN LA PAGINA 57 DEL TOMO # 3 DE "DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CONFORME AL REGLAMENTO ACI 318-83", DEL I.N.C.Y.C., SE COMENTA QUE EL ESFUERZO PERMI SIBLE DE TENSION DEBIDA A LA FLEXION EN ZAPATAS DE CONCRETO SIMPLE SE PUEDE CALCULAR CON LA SIGUIENTE FORMULA, PARA  $\phi = 0.65$  (SEGUN LA SECCION 6.2.1 (a) DE LA EDICION EN INGLES DE LA NORMA ACI 318.1 - 83):

$$F_t = 1.33 \phi \sqrt{f'_c} = 1.33 \times 0.65 \times \sqrt{200} = 12.2 \text{ kg/cm}^2$$

EL PERALTE MINIMO QUE DEBE TENER LA ZAPATA PARA RESISTIR EL ESFUERZO FLEXI O NANTE, ES:

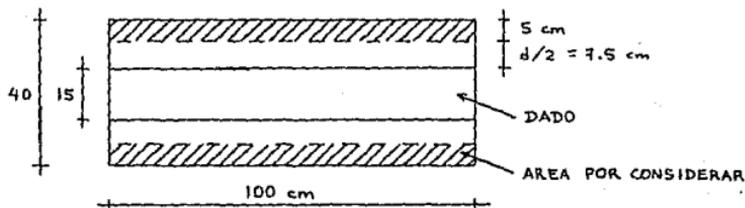
$$h = \sqrt{(6 M) / (F_t b)} = \sqrt{(6 \times 7891) / (12.2 \times 100)} = 6.2 \text{ cm} < 15 \text{ cm (OK)}$$

REVISION DEL ESFUERZO CORTANTE. LA RESISTENCIA AL CORTANTE EN UNA ZAPATA ES TA REGIDA POR LA MAS CRITICA DE LAS SIGUIENTES CONDICIONES (SECCION 11.11):

A) ZAPATA QUE ACTUA COMO VIGA, CON UNA SECCION CRITICA QUE SE EXTIENDE EN -

UN PLANO A TRAVES DEL ANCHO TOTAL, Y LOCALIZADA A UNA DISTANCIA  $d$  DEL PAÑO DEL DADO. EN NUESTRO CASO, ESTA CONDICION NO ES CRITICA YA QUE LA DISTANCIA DESDE EL PAÑO DEL DADO HASTA EL BORDE DE LA ZAPATA (12.5 cm) ES MENOR QUE EL PERALTE DE LA ZAPATA (15 cm).

B) ZAPATA CON ACCION EN DOS DIRECCIONES, CON UNA SECCION CRITICA PERPENDICULAR AL PLANO HORIZONTAL DE LA ZAPATA Y LOCALIZADA DE TAL FORMA QUE SU PERIMETRO  $b_0$  SEA MINIMO, SIN APROXIMARSE A MAS DE  $d/2$  DEL PERIMETRO DEL AREA -- DEL DADO. PARA UN ANCHO DE ZAPATA DE 1 m, SE TIENE:



$$V_u = 1.01 \text{ kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times (5 + 5 \text{ cm}) = 1010 \text{ kg}$$

LA RESISTENCIA AL CORTE PARA LA REVISION DE ESTA CONDICION (SECCION 11.11.2.1) PARA  $b_0 = 200 \text{ cm}$ , ES:

$$\phi V_c = 0.27 \phi (2 + 4 / \beta_c) \sqrt{f'_c} b_0 d$$

EN DONDE  $\beta_c$  ES LA RELACION DEL LADO LARGO AL LADO CORTO DEL AREA CARGADA. - EN NUESTRO CASO:  $\beta_c = 100 \text{ cm} / 15 \text{ cm} = 6.67$ .

$$\phi V_c = (0.27 \times 0.85)(2 + 4 / 6.67) \sqrt{200} (200 \times 15) = 25313 \text{ kg}$$

$$\text{PERO NO MAYOR QUE: } 1.1 \phi \sqrt{f'_c} b_0 d = 1.1 \times 0.85 \times \sqrt{200} \times 200 \times 15 = 39669 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_c \quad (\text{OK})$$

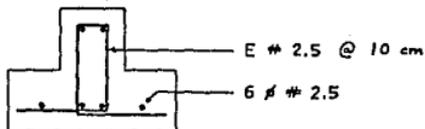
EL REFUERZO MINIMO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA PARA LA ZAPATA ES IGUAL A 0.0018 VECES EL AREA DE LA SECCION TOTAL DE CONCRETO (SECCION 7.12). EL REFUERZO LONGITUDINAL POR CONTRACCION Y TEMPERATURA ES:

$$A_{st} = (0.0018) \times (40 \times 15 + 15 \times 15) = 1.49 \text{ cm}^2$$

SE COLOCARAN 6 VARILLAS CONTINUAS DEL # 2.5, TENIENDO UN AREA DE ACERO PROPORCIONADO:  $6 \times 0.49 \text{ cm}^2 = 2.94 \text{ cm}^2$ . EL REFUERZO TRANSVERSAL POR CONTRACCION Y TEMPERATURA MINIMO PARA LA ZAPATA ES:

$$A_{st} = (0.0018) \times (30 \times 100) = 5.4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

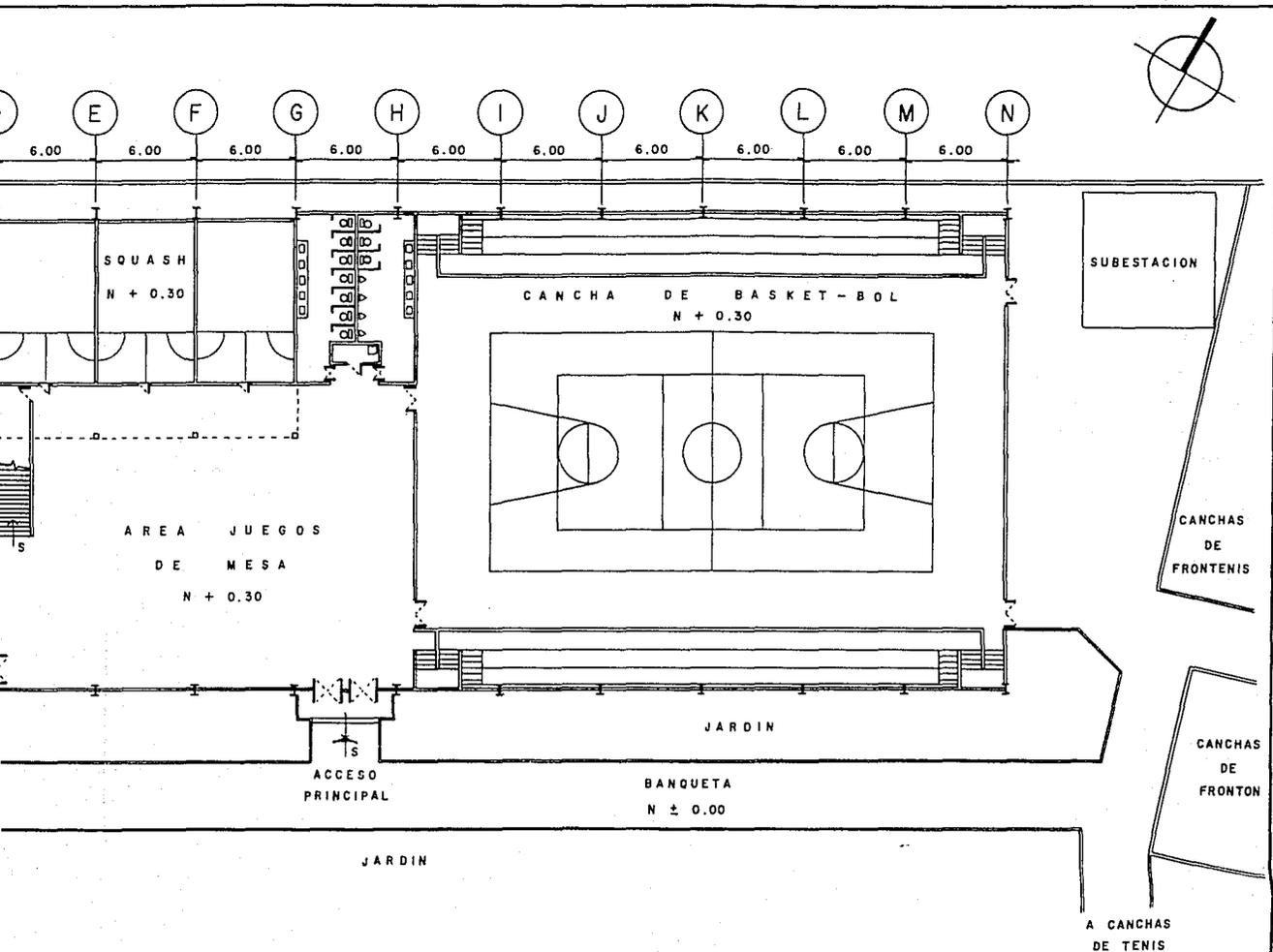
AL UTILIZAR VARILLAS DEL # 2.5, LA SEPARACION MAXIMA DE LAS VARILLAS ES:  $s = (0.49 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm} / 5.4 \text{ cm}^2) = 9 \text{ cm}$ . SE PROPONE EL SIGUIENTE ARMADO:



NOTA: RECUBRIMIENTO MINIMO = 4 cm

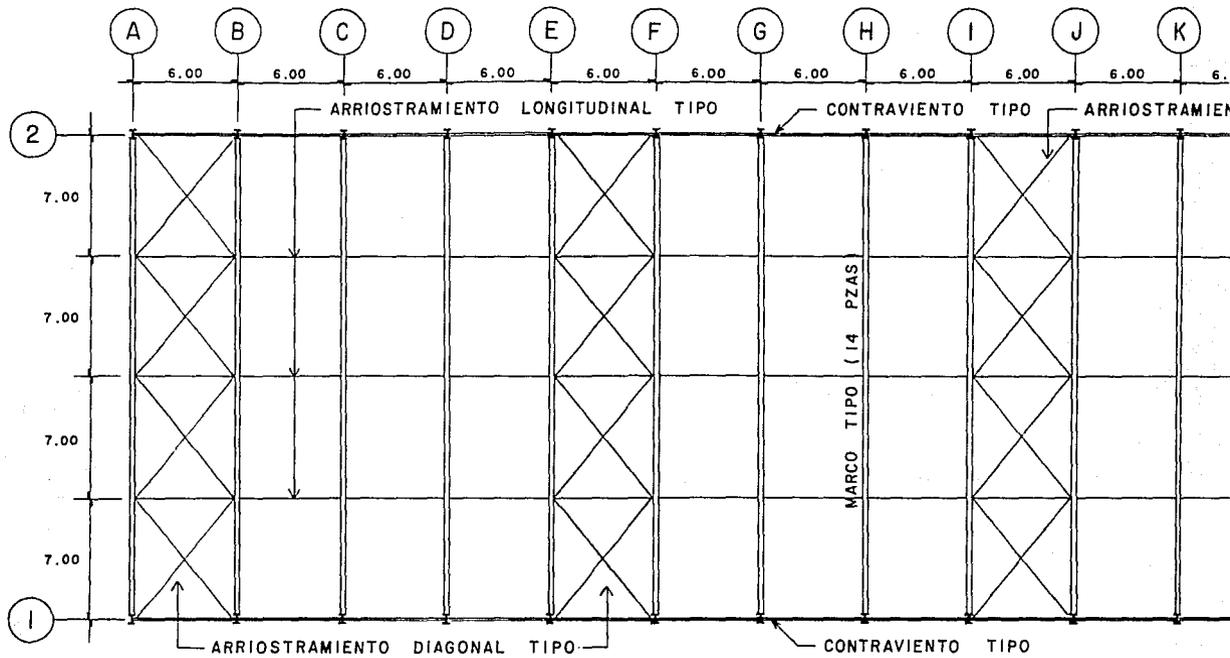
CAPITULO VIII.- PLANOS.



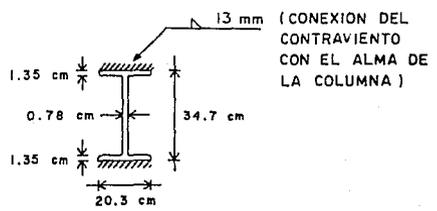


PLANTA ARQUITECTONICA

U A G	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
PLANO N° I	
JOSE ANTONIO CASTELLO CAZARES	
ESCALA 1:300	ACOT. EN m.

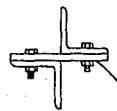


**PLANTA ESTRUCTURAL**



(CONEXION DEL CONTRAVIENTO CON EL ALMA DE LA COLUMNA)

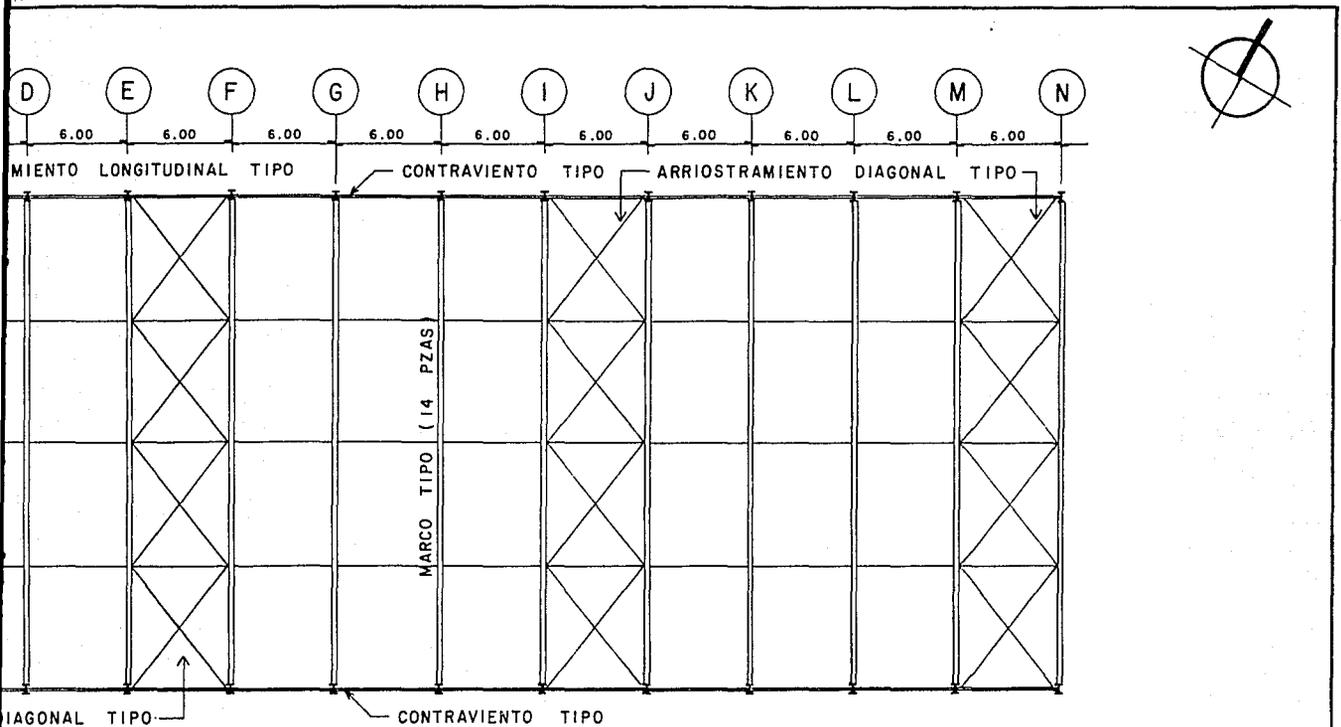
**CONTRAVIENTO TIPO**  
 IPR 34.7 cm X 63.8 kg/m  
 (ACERO A-36)



**SEPARADOR**  
 P 4" x 4" x 3/8"  
 A CADA 100 cm

**SECCION TIPO ARRIOSTRAMIENTO LONGITUDINAL Y ARRIOSTRAMIENTO DIAGONAL**  
 2 L 3" x 3" x 1/4" EN ESTRELLA  
 (ACERO A-36)

NOTAS  
 EL MARCO ESTRUCTURAL INDICADO SOBRE EL CAMPO PARA TIPO PLANOS



**PLANTA ESTRUCTURAL**

3 mm (CONEXION DEL CONTRAVIENTO CON EL ALMA DE LA COLUMNA)

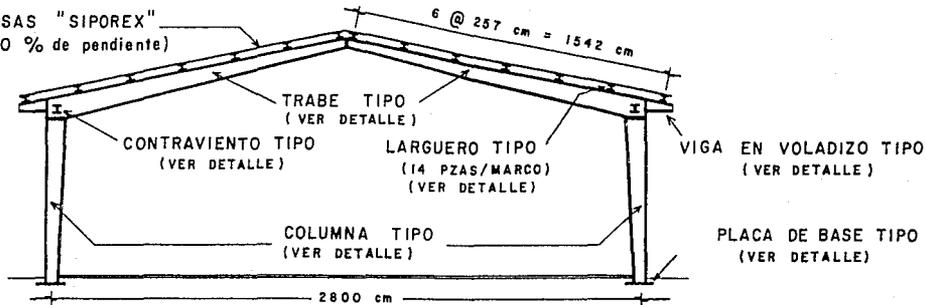


SECCION TIPO ARRIOSTRAMIENTO LONGITUDINAL  
Y ARRIOSTRAMIENTO DIAGONAL  
2 L 3" x 3" x 1/4" EN ESTRELLA  
(ACERO A-36)

**NOTAS.**  
EL MARCO TIPO SE FABRICARA A BASE DE PLACA DE ACERO ESTRUCTURAL A-36, SECCION "I", EN LAS SECCIONES QUE SE INDICAN EN EL PLANO N° 4, SOLDADA CON ELECTRODOS AWS-7018 EN PLANTA. SE COLOCARAN 14 LARGUEROS TIPO SOBRE CADA MARCO TIPO (NO SE INDICARON EN LA PLANTA ESTRUCTURAL), QUE SOPORTARAN LAS LOSAS PREFABRICADAS PARA TECHO "SIPOREX", ESPECIFICACION T 0.5/100, DE 50 cm POR 260 cm DE LONGITUD. LAS CONEXIONES PARA ENSAMBLE EN CAMPO SERAN CON TORNILLOS ASTM A-307 O A-325, SEGUN PLANOS Nos. 3 Y 4.

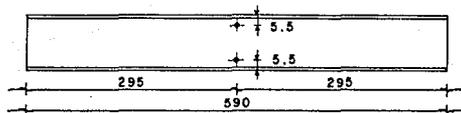
U A G	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
PLANO N° 2	
JOSE ANTONIO CASTELLO CAZARES	
ESCALA 1:300	ACOT. EN m

LOSAS "SIPOREX"  
(20 % de pendiente)



**MARCO TIPO**

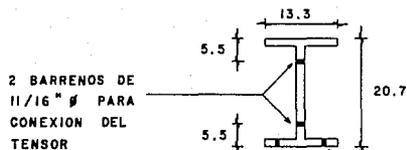
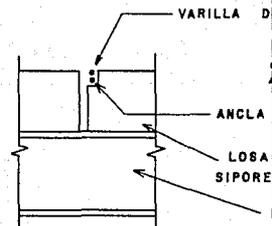
(14 PZAS)



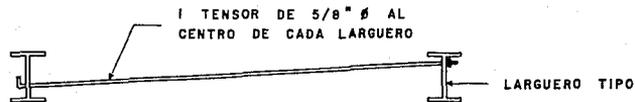
**LARGUERO TIPO**

IPR 8" X 5 1/4" X 25.3 kg/m  
(102 PZAS.)

**DETALLE DE A  
LOSAS "SIPOREX"**



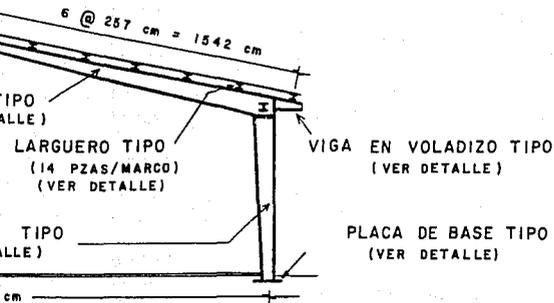
2 BARRENOS DE 9/16" Ø PARA CONEXION DEL LARGUERO CON LA TRABE CON 2 TORNILLOS ASTM A-307 DE 1/2" Ø



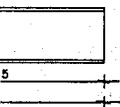
FIRME 5 cm

VARILLAS DE CONTINUIDAD Y ANCLAJE

LOSA SIPOREX



TIPO  
(S)

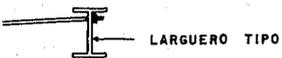


**LARGUERO TIPO**

IPR 8" X 5 1/4" X 25.3 kg/m  
(182 PZAS.)

9/16" # PARA CONEXION  
CON LA TRABE CON 2  
M A-307 DE 1/2" #

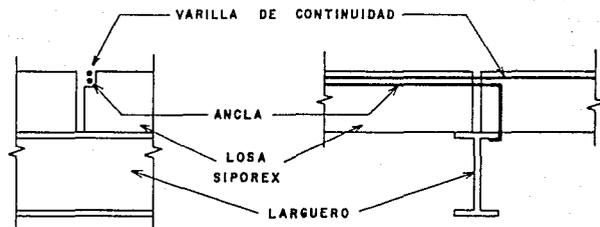
# AL  
LARGUERO



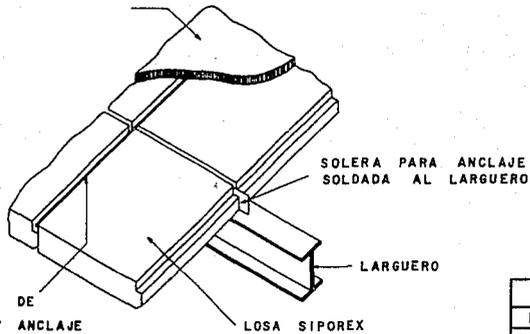
TENSOR TIPO  
(156 PZAS)



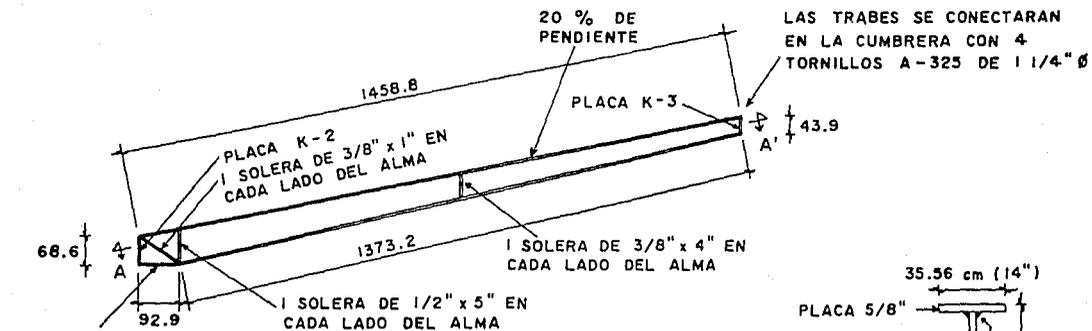
**DETALLE DE ANCLAJE DE LAS  
LOSAS "SIPOREX" A LOS LARGUEROS**



FIRME 5 cm



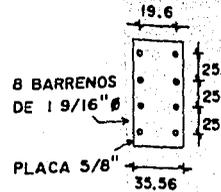
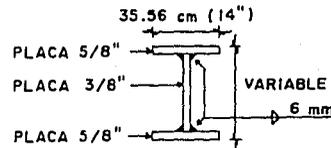
U A G	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
PLANO N° 3	
JOSE ANTONIO CASTELLO CAZARES	
ESCALA INDICADA	ACOT. EN cm



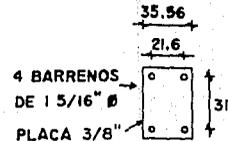
PLACA K-1. UNIRSE A LA PLACA K-4 DE LA COLUMNA CON 8 TORNILLOS A-325 DE 1 1/2" Ø.

NOTA. LAS SOLERAS INDICADAS SE CONECTARAN AL ALMA DE LA TRABE CON SOLDADURA DE FILETE DE 1/4" (6 mm) EN AMBOS LADOS.

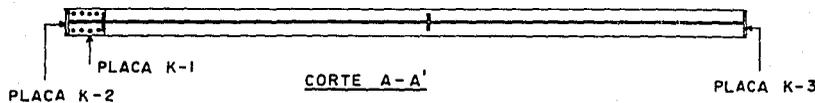
LAS TRABES SE CONECTARAN EN LA CUMBRERA CON 4 TORNILLOS A-325 DE 1 1/4" Ø



PLACA K-1. SE CONECTAR ALMA DE LA TRABE CON SOLDADURA DE FILETE 8 mm (EN AMBOS LADOS)

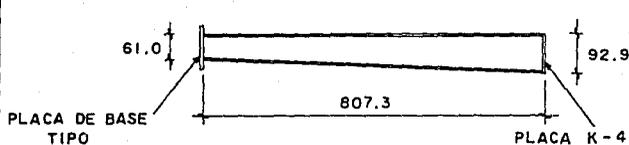


PLACA K-3. SE CONECTAR ALMA Y A LOS PATINES DE LA TRABE CON SOLDADURA DE FILETE DE 8 mm.

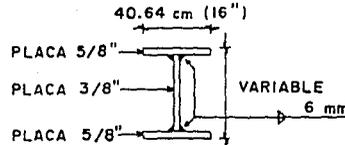


CORTE A-A'

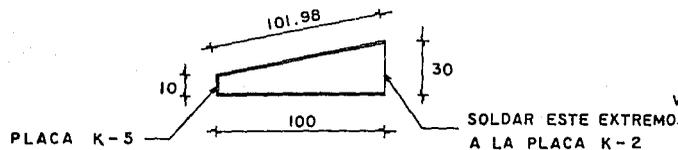
TRABE TIPO (28 PZAS)



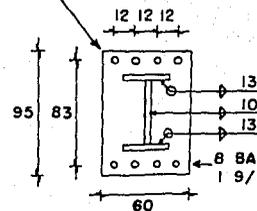
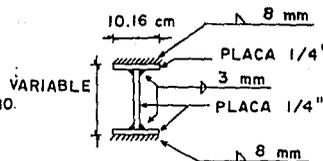
COLUMNA TIPO (28 PZAS)



PLACA DE 2" SOLDADA A LA COLUMNA

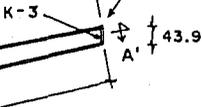


VIGA EN VOLADIZO TIPO (28 PZAS)



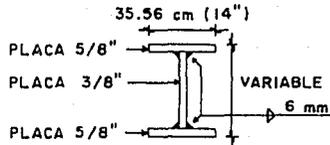
PLACA DE BASE TIPO

LAS TRABES SE CONECTARAN EN LA CUMBRERA CON 4 TORNILLOS A-325 DE 1 1/4" Ø



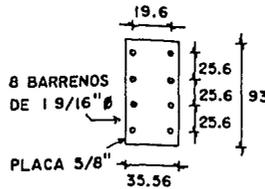
3/8" x 4" EN EL ALMA

CONECTARAN SOLDADURA DE LOS LADOS.

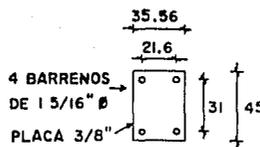


SECCION TIPO

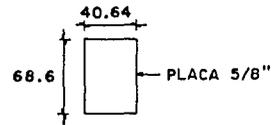
PLACA K-3



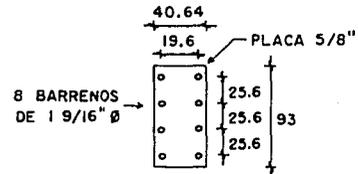
PLACA K-1. SE CONECTARA AL ALMA DE LA TRABE CON SOLDADURA DE FILETE DE 8 mm (EN AMBOS LADOS).



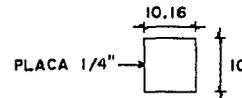
PLACA K-3. SE CONECTARA AL ALMA Y A LOS PATINES DE LA TRABE CON SOLDADURA DE FILETE DE 8 mm.



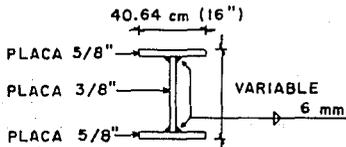
PLACA K-2. SE CONECTARA AL ALMA Y A LOS PATINES DE LA TRABE CON SOLDADURA DE FILETE DE 8 mm.



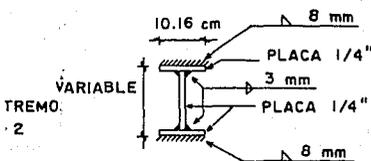
PLACA K-4. SE CONECTARA AL ALMA Y A LOS PATINES DE LA COLUMNA CON SOLDADURA DE FILETE DE 8 mm.



PLACA K-5. SE CONECTARA AL ALMA Y A LOS PATINES DE LA VIGA EN VOLADIZO CON SOLDADURA DE FILETE DE 3 mm.

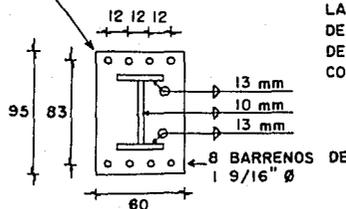


SECCION TIPO



TREMO. 2

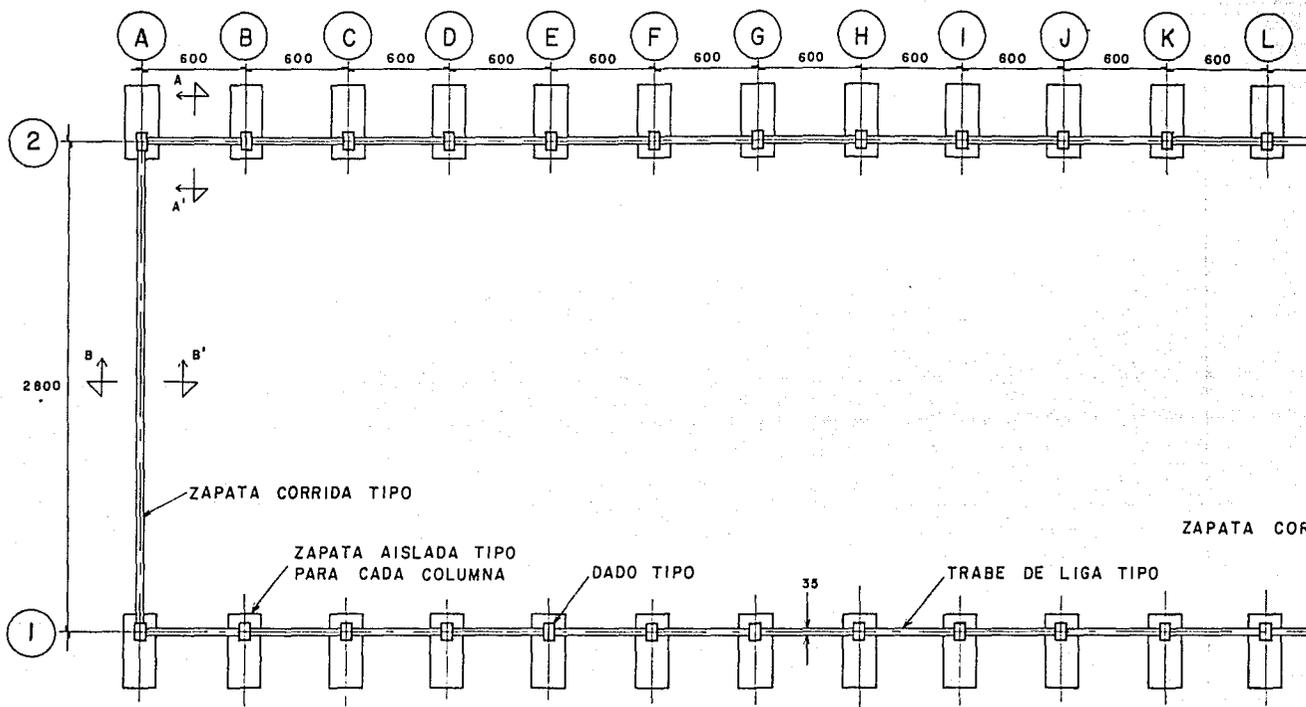
PLACA DE 2" SOLDADA A LA COLUMNA



PLACA DE BASE TIPO

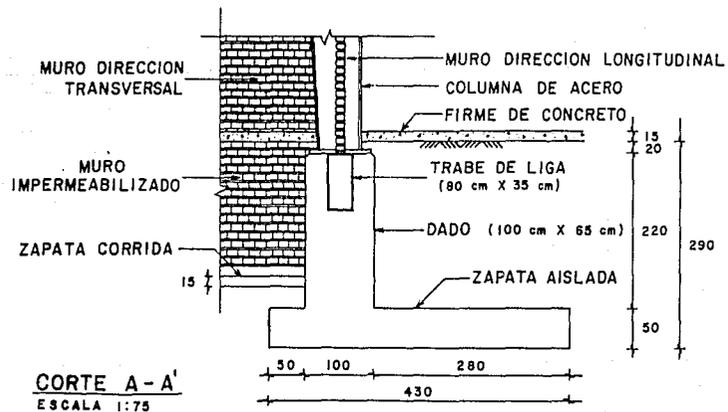
NOTA.  
LA COLUMNA SE CONECTARA AL DADO DE CIMENTACION MEDIANTE 8 ANCLAS DE ACERO A-307 AHOGADAS EN EL CONCRETO (VER DETALLE PLANO No. 6).

U A G	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
PLANO N° 4	
JOSE ANTONIO CASTELLO CAZARES	
SIN ESCALA	ACOT. EN cm



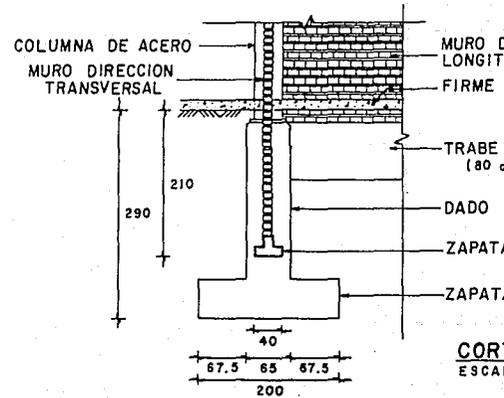
**PLANTA DE CIMENTACION**

ESCALA 1:300



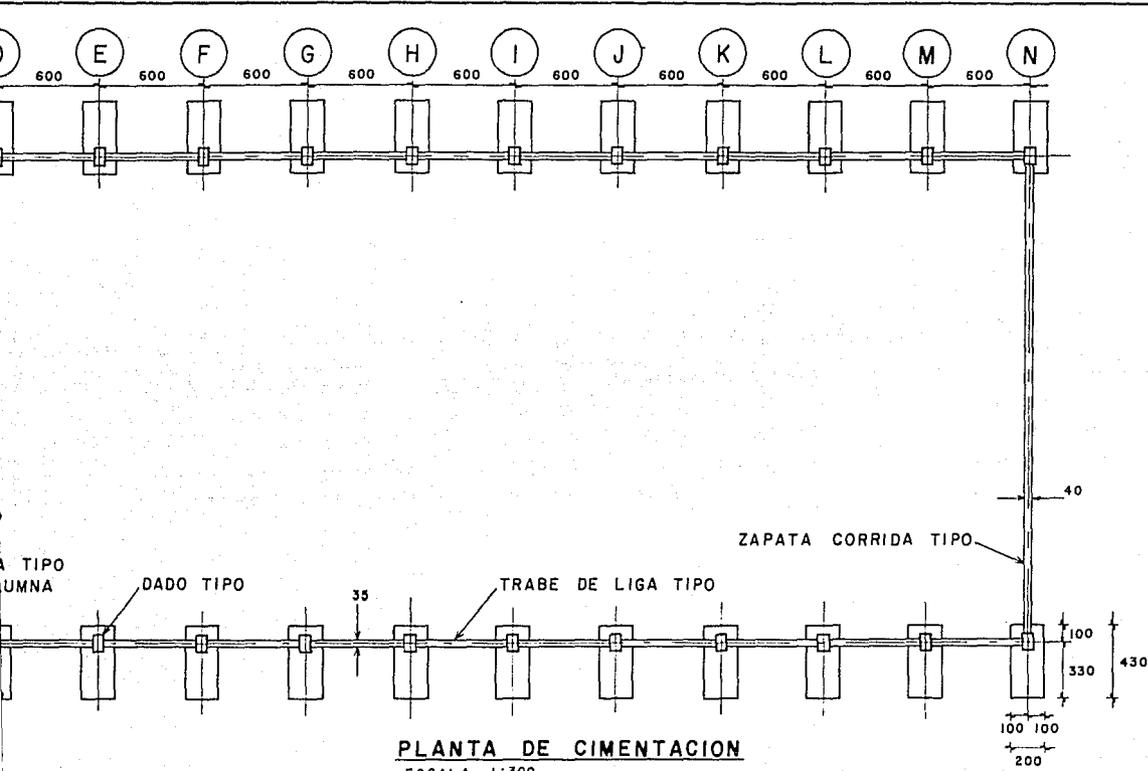
**CORTE A-A'**

ESCALA 1:75

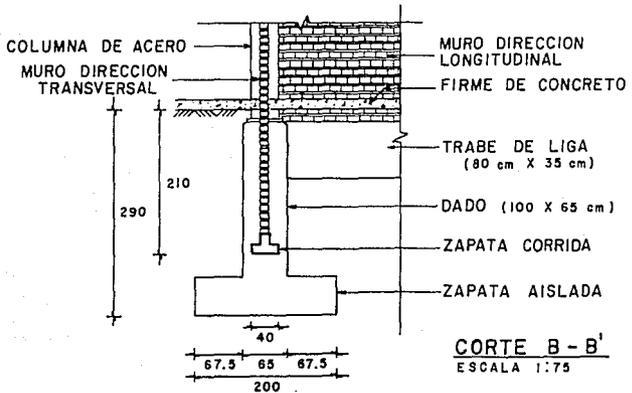
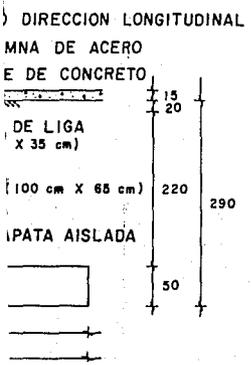


**CORTE B-B'**

ESCALA 1:300



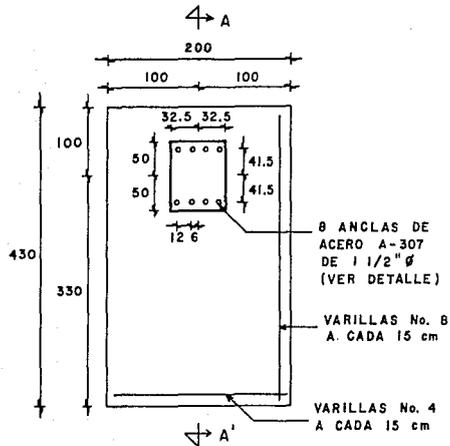
**PLANTA DE CIMENTACION**  
 ESCALA 1:300



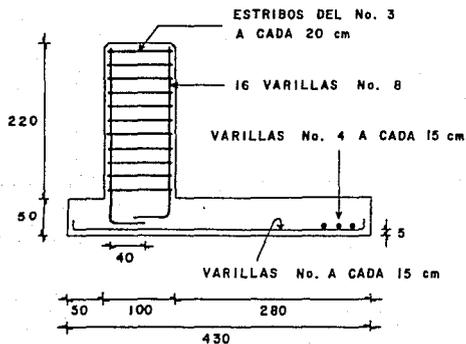
**CORTE B-B'**  
 ESCALA 1:75

VER NOTAS EN  
PLANO N° 6

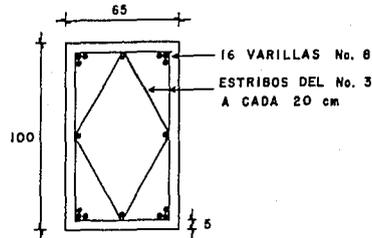
U A G	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
P L A N O N° 5	
JOSE ANTONIO CASTELLO CAZARES	
ESCALA INDICADA	ACOT. EN cm



ARMADO DE ZAPATA AISLADA TIPO Y COLOCACION DE ANCLAS EN EL DADO

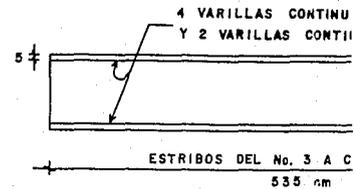


CORTE A - A'



ARMADO DADO TIPO

LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS INDIVIDUALES = 95 cm. LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS DENTRO DE UN PAQUETE = 142 cm.

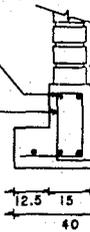


ARMADO TRABE DE L

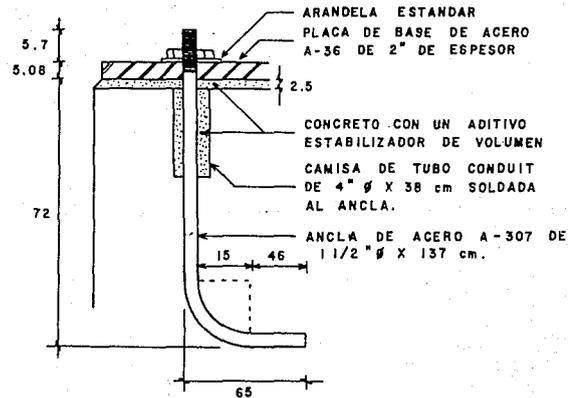
LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS INDIVIDUALES = 95 cm. LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS DENTRO DE UN PAQUETE = 142 cm.

6 VARILLAS CONTINUAS DEL No. 2.5

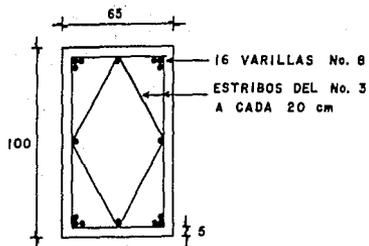
ESTRIBOS DEL No. 2.5 A CADA 18 cm



ARMADO DE CORRIIDA

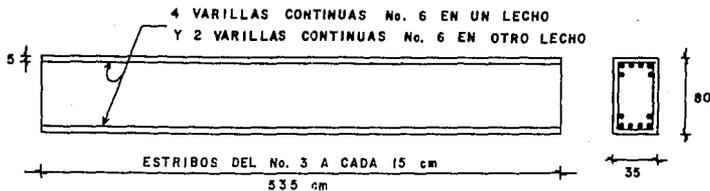


DETALLE ANCLA TIPO



ARMADO DADO TIPO

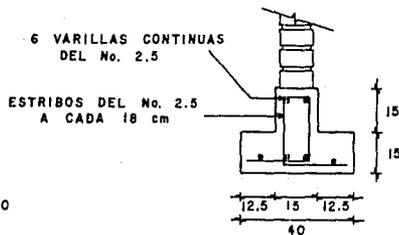
LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS INDIVIDUALES = 95 cm. LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS DENTRO DE UN PAQUETE = 142 cm.



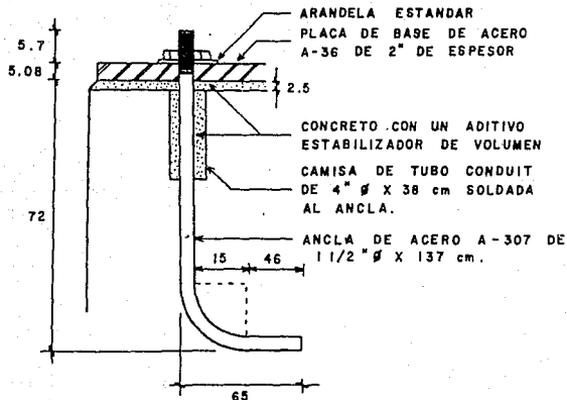
ARMADO TRABE DE LIGA TIPO

LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS DEL LECHO SUPERIOR = 92 cm  
LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS DEL LECHO INFERIOR = 66 cm

NOTAS. TODOS LOS ELEMENTOS DE LA CIMENTACION SERAN DE CONCRETO DE  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ , CON ACERO DE REFUERZO DE  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}$ . EN TODOS LOS CASOS, EL RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO SERA DE 5 cm. EN TODOS LOS CASOS, LOS TRASLAPES DE VARILLAS DEBEN ESTAR ESCALOMADOS POR LO MENOS 60 cm. EN LOS DADOS INTERMEDIOS, LAS VARILLAS DE UNA DE LAS TRABES DE LIGA ADYACENTES AL DADO, PASARAN A TRAVES DE ESTE ULTIMO Y FORMARAN PARTE DEL REFUERZO DE LA OTRA TRABE. EL ANCLAJE DE LAS VARILLAS DE LA TRABE DE LIGA EXTREMA CON EL DADO EXTREMO SE REALIZARA MEDIANTE UN GANCHO TERMINAL ESTANDAR; LAS VARILLAS DOBLADAS DEBERAN DE QUEDAR AHOGADAS POR LO MENOS 30 cm, DENTRO DEL DADO; LA EXTENSION EN EL EXTREMO LIBRE DE LAS VARILLAS NO DEBE SER MENOR DE 23 cm Y EL DIAMETRO DEL DOBLEZ, MEDIDO EN LA CARA INTERIOR DE LA VARILLA, NO DEBE SER MENOR DE 12 cm.



ARMADO DE ZAPATA CORRIDA TIPO



DETALLE ANCLA TIPO

U A G	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
PLANO N <sup>o</sup> 6	
JOSE ANTONIO CASTELLO CAZARES	
SIN ESCALA	ACOT. EN cm

CAPITULO IX.- CONCLUSIONES.

EN EL DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA, ES MUY IMPORTANTE LA SELECCION DE LOS MATERIALES A EMPLEAR, DEBIENDO CONSIDERAR SU PESO, RESISTENCIA Y APARIENCIA FINAL, YA QUE ESTOS REPERCUTEN DIRECTAMENTE EN DOS DE LOS ASPECTOS MAS IMPORTANTES DE LA CONSTRUCCION: LA ECONOMIA Y LA ESTETICA.

EN CASOS COMO EL DEL PRESENTE PROYECTO, EN QUE EL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL MISMO ESTE CONSTITUIDO POR UNA RETICULA ORTOGONAL EN TRES DIRECCIONES, DICHO SISTEMA DEBE SER SUBSTITUIDO POR UN SISTEMA ESTRUCTURAL SIMPLIFICADO, CONSISTENTE EN UN SISTEMA DE MARCOS PLANOS EN DOS DIRECCIONES, CON EL OBJETO DE FACILITAR EL ANALISIS Y EL DISEÑO ESTRUCTURAL. DE LO CONTRARIO, EL ANALISIS Y EL DISEÑO RESULTARAN MUY COMPLEJOS, CONDUCIENDO A UNA SOLUCION LABORIOSA E IMPRACTICA. AL UTILIZAR LA TEORIA DE LAS ESTRUCTURAS Y LAS FORMULAS BASADAS EN LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LA PRACTICA Y EN PRUEBAS EXPERIMENTALES, EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SERA SATISFACTORIO.

AUNQUE EN ALGUNAS ESTRUCTURAS, LA ACCION DE LAS FUERZAS HORIZONTALES DEBIDAS AL VIENTO O AL SISMO APARENTEMENTE NO SEAN MUY CRITICAS, EL ANALISIS DE DICHAS FUERZAS NO DEBE OMITIRSE. ES MUY IMPORTANTE QUE TANTO EL VIENTO COMO EL SISMO SE ANALIZEN POR LO MENOS EN DOS DIRECCIONES PERPENDICULARES ENTRESI.

ACTUALMENTE, EL ANALISIS Y EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS SE REALIZAN EN POCOS MINUTOS AL UTILIZAR LAS COMPUTADORAS. EN NUESTRO PROYECTO NO SE UTILIZO LA COMPUTADORA EN EL ANALISIS Y DISEÑO DEL MARCO RIGIDO DE ACERO DE SECCION VARIABLE, REALIZANDO TODOS LOS CALCULOS DE MANERA MANUAL, CON EL OBJETO DE OBSERVAR EL PROCESO COMPLETO DE ANALISIS Y DISEÑO DE UN MARCO DE SECCION VARIABLE, QUE ES MUY DIFERENTE AL ANALISIS Y DISEÑO DE UNO DE SECCION CONSTANTE.

EL DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO DEBE SER UNO DE LOS MUCHOS OBJETIVOS QUE DEBEN CUMPLIRSE PARA GARANTIZAR QUE LA ESTRUCTURA TENGA UN COMPORTAMIENTO ADECUADO BAJO LAS CONDICIONES DE SERVICIO DE LA MISMA. LOS TRABAJOS DEL CONTRATISTA Y DEL SU-

PERSPECTIVA Y LA INSPECCION REALIZADA POR EL DISEÑADOR SE DEBEN FACILITAR A --  
TRAVES DE UN DISEÑO CLARO Y LO MAS COMPLETO POSIBLE EN DETALLES CONSTRUCTI-  
VOS, ESPECIFICACIONES COMPETENTES Y TOLERANCIAS COMPATIBLES Y RAZONABLES, -  
COMENTADOS O ILUSTRADOS EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES O EN LAS ESPECIFICACIO-  
NES. EL DISEÑADOR NO DEBE SIMPLEMENTE EXPRESAR QUE CIERTOS REQUISITOS DE DI  
SEÑO (ANCLAJES, TRASLAPES, ETC.) SERAN DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO DEL ---  
A. C. I., SINO QUE DEBE PLANTEAR LOS REQUISITOS MINIMOS QUE DEBEN CUMPLIR--  
SE, SIN TRATAR DE ABARCAR TODOS LOS DETALLES QUE IMPLICA UNA CONSTRUCCION -  
(LO CUAL ES CASI IMPOSIBLE). CON LO ANTERIOR, EL SUPERVISOR RECURRIRA A SU-  
BUEN JUICIO, CRITERIO Y EXPERIENCIA PARA RESOLVER OTROS ASPECTOS DEL CON---  
TROL DE CALIDAD.

EN EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO DE LA CIMENTACION DEL PRESENTE --  
PROYECTO, SE HAN SEGUIDO LAS RECOMENDACIONES DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN ZO  
NA SISMICA MODERADA, PRESENTADAS EN EL APENDICE "A" DEL REGLAMENTO DEL ACI-  
318-83, LAS CUALES BUSCAN QUE LAS ESTRUCTURAS TENGAN LA PROPIEDAD DE ADQUI-  
RIR DEFORMACION PROGRESIVA BAJO CARGA, SIN PRESENTAR DISMINUCION APRECIABLE  
EN SU RESISTENCIA (COMPORTAMIENTO DUCTIL). LO ANTERIOR SE LOGRA SIGUIENDO -  
CIERTOS REQUISITOS DE DISEÑO EN EL DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO, TALES -  
COMO EVITAR CONGESTIONAMIENTOS DEL ACERO DE REFUERZO Y REDUCIR LA SEPARA---  
CION DE LOS ESTRIBOS EN LAS ZONAS DE CORTANTE MAXIMO.

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

- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. "Handbook of Frame Constants". Chicago, Ill. - Publicado por Portland Cement Association, 1958.
- Mc CORMAC, J. C. "Diseño de Estructuras Metálicas". Segunda Edición. México, D. F. Representaciones Y Servicios de Ingeniería, S. A., 1972.
- BRESLER, B., LIN, T. Y. y SCALZI, J. B. "Diseño de Estructuras de Acero". - Primera Edición. México, D. F. Editorial Limusa, S. A., 1983.
- BOWLES, J. E. "Diseño de Acero Estructural". Primera Edición. México, D. F. Editorial Limusa, S. A., 1984.
- STERLING, K. J. "Análisis de Estructuras Indeterminadas". Primera Edición.- México, D. F. Compañía Editorial Continental, S. A., 1982.
- KANI, G. "Cálculo de Pórticos de Varios Pisos". Sexta Edición. Barcelona, - España. Editorial Reverté, S. A., 1981.
- INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS DE LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICI DAD. "Manual de Diseño de Obras Civiles", capítulos 1, 2, 3 y 4 del tema 1- de la sección C y capítulo 4 del tema 2 de la sección B. Segunda Edición. - México, D. F. Centro Editorial de la C. F. E., 1981.
- COMPAÑIA FUNDIDORA DE FIERRO Y ACERO DE MONTERREY. "Especificaciones para - el Diseño y Montaje de Acero Estructural para Edificios". Primera Edición.- México, D. F. Departamento Técnico de la Compañía Fundidora de Fierro y Ace ro de Monterrey, 1964.
- INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A. C. "Reglamento de las Cons trucciones de Concreto Reforzado del Comité ACI 318-83". Primera Edición. - México, D. F.
- INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO. "Diseño de Estructuras de -- Concreto Conforme al Reglamento ACI 318-83", tomos 1, 2 y 3. Primera Edi--- ción. México, D. F., 1985.

GONZALEZ C., O. M., ROBLES F. V., F., CASILLAS G. DE L., J., DIAZ DE C., R.  
"Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado". Primera Edición. México, -  
D. F. Editorial Limusa, S. A., 1982.

PECK, Ralph B., HANSON, Walter E. y THORNBURN, Thomas H. "Ingeniería de Ci-  
mentaciones". Primera Edición. México, D. F. Editorial Limusa, S. A., 1983.

*Tesis  
Seleccionada*

Morelos No. 565 Tel. 14-38-34

Enrique González Martínez No. 25 Local 1 Tel. 14-83-90

AV. HIDALGO No. 678 - A SECTOR HIDALGO