

57
28j



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PARA UN
EDIFICIO CON ENTREPISOS DE LOSAS
PLANAS ALIGERADAS Y CON COLUMNAS
DE CONCRETO**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
ALFREDO DE LA GARZA LAVIN

MEXICO, D. F.

1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLAS DE ORIGEN

INDICE

CAPITULO 1	Pag.
DESCRIPCION DEL PROYECTO ARQUITECTONICO Y ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA.	1
1.-DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.	
1.1 ANALISIS PREVIOS A LA REALIZACION DEL PROYECTO.	2
1.2 DESCRIPCION DEL PROYECTO.	3
CAPITULO II	
ANALISIS DE LA SUPERESTRUCTURA, POR CARGA VERTICAL Y SISMO.	6
1.-SISTEMA DE ESTRUCTURACION.	6
2.-ANALISIS PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA.	19
2.1 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE MIEMBROS.	19
2.2 DETERMINACION DE CARGAS.	20
2.3 ANALISIS SISMICO ESTATICO.	28
3.-ANALISIS POR CARGA VERTICAL .	51
3.1 IDEALIZACION DE LOS DISTINTOS MARCOS.	57
3.2 CARGAS EN LOS DIFERENTES MIEMBROS.	58
3.3 RESULTADOS.	
4.-ANALISIS SISMICO DEFINITIVO.	78
4.1 ANALISIS SISMO PRELIMINAR :	
4.1A.-SISTEMA STRESS, PARA RESOLVER PROBLEMAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL.	
4.1B.-OBTENCION DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS, EMPLEANDO EL SISTEMA STRESS, POR MEDIO DE LA COMPUTADORA PARA DETERMINAR RIGIDECES EN CADA PISO DE CADA MARCO.	79
4.2.-SICO.-DETERMINACION DE FUERZAS SISMICAS:	85

	Pag.
4.2A.-CALCULO EN CADA NIVEL DE LAS FUERZAS CORTANTES DIRECTAS.	
4.2B.-REPARTICION DE LAS MISMAS FUERZAS ENTRE LOS - MARCOS, PROPORCIONALMENTE A SU RIGIDEZ DE PISO.	
4.2C.-ESTUDIO DE TORSION: CALCULO DE FUERZAS DEBIDAS AL MOMENTO TORSIONANTE Y ADICION A LOS CORTANTES DIRECTOS CORRESPONDIENTES.	
4.2D.-MODOS DE VIBRAR. CALCULO DE LAS PRICIPALES CARACTERISTICAS DE LOS MODOS DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DEL DEPARTAMENTO DEL D.F. (D.D.F. - 1976).	92
4.2E.-DETERMINACION DE LA FUERZA CORTANTE DINAMICA (DIRECTA), SEGUN UN ANALISIS MODAL EN EL QUE LA MATRIZ DE FLEXIBILIDADES SE FORMA A PARTIR DE LAS RIGIDECES DE PISO QUE EL PROGRAMA CALCULA CON - LAS FORMULAS DE WILBUR PARA CADA MARCO .	
4.2F.-CALCULO DE LAS EXCENTRICIDADES DE ACUERDO AL CITADO REGLAMENTO. IMPRIMIERNO COMO FUERZA CORTANTE DE DISEÑO LA COMBINACION DE LOS CORTANTES DIRECTOS Y DE TORSION MAS DESFAVORABLES.	
4.2G.-DETERMINACION DEL SISMO DEFINITIVO, POR MEDIO DEL SISTEMA STRESS, INCLUYENDO LAS FUERZAS CORTANTES DE DISEÑO OBTENIDAS EN EL SISCO.	113
5.-SUPERPOSICION DE EFECTOS DE CARGA VERTICAL MAS SISMO .	126
5.1.- DIAGRAMAS DE MOMENTOS .	126
5.2.- DIAGRAMAS DE FUERZAS CORTANTES.	127
5.3.- TABLA DE COLUMNAS.	129
CAPITULO III	
ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION.	130

	Pag.
1.- INTRODUCCION.	
2.- ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.	130
2.1 CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS.	131
2.2 PRUEBAS DE LABORATORIO.	132
2.3 CAPACIDAD DE CARGA.	133
2.4 ANALISIS DE HUNDIMIENTOS.	135
2.5 CONCLUSIONES.	136
3.- TIPO DE CIMENTACION.	137
3.1 ESTIMACION DE CARGAS.	144
3.2 CONCLUSIONES.	144
4.- ANALISIS DE LA CIMENTACION.	145
4.1 PROCEDIMIENTOS DE CALCULO.	146
4.2 IDEALIZACION DE LA CIMENTACION, ANALISIS.	150
4.3 CARGAS DE DISEÑO.	151
4.4 RESULTADOS.	152
5.- DISEÑO DE LA CIMENTACION.	152
5.1 DISTRIBUCION DEL ACERO.	153
6.- COMENTARIOS.	154
CAPITULO IV	
DISEÑO DE LAS LOSAS DE ENTREPISO.	160
1.- DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES TIPO	161
1.1 DISEÑO DE LOSAS DE ENTREPISO.	163
CAPITULO V	
DISEÑO DE COLUMNAS.	172
1.- DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES TIPO	173
1.1 DISEÑO DE COLUMNAS DE ENTREPISO.	174
CAPITULO VI	
DISEÑO DE JUNTAS ENTRE LOSAS Y COLUMNAS.	186
1.- INTRODUCCION.	186
2.- ANALISIS Y DISEÑO DE JUNTAS ENTRE LOSAS Y COLUMNAS.	188

CAPITULO VII

IDEAS SOBRE EL PROCESO DE CONSTRUCCION DEL EDIFICIO Y PROBLEMAS ESPECIALES QUE PRESENTA.

	Pag.
1.-INTRODUCCION .	192
2.-PROGRAMA GENERAL DE LA OBRA.	193
2.1 METODO DE LA RUTA CRITICA	195
3.-PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION.	198
3.1 EXCAVACION A CIELO ABIERTO	198
3.1.1 BALANCEO DEL EQUIPO.	199
- 3.2 EXCAVACION DE LA ZONA DE COLINDANCIA.	200
4.- CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA.	201
4.1 MURO PERIMETRAL.	201
4.2 CIMENTACION.	202
4.3 SUPERESTRUCTURA.	202
5.- COMENTARIOS.	204
CAPITULO VIII	
CONCLUSIONES.	205

C A P I T U L O I

DESCRIPCION DEL PROYECTO ARQUITECTONICO Y ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA.

INTRODUCCION.

UNO DE LOS PROBLEMAS QUE AFRONTAN LAS GRANDES CONCENTRACIONES URBANAS, COMO LA CIUDAD DE MEXICO, ES EL CRECIMIENTO EN FORMA EXPLOSIVA, PROVOCADO POR DIFERENTES FACTORES, SIENDO UNO DE LOS PRINCIPALES EL DE QUE LAS ZONAS URBANAS SON UN POLO DE ATRACCION PARA LA REALIZACION DE DIVERSAS ACTIVIDADES. COMO RESULTADO DE ESTA ATRACCION NACE LA NECESIDAD DE CREAR ESPACIOS PARA EL DESARROLLO DE LAS DIFERENTES ACTIVIDADES. ESTE PROBLEMA TRAE CONSIGO DIFERENTES RESTRICCIONES, COMO SON, LA DIFICULTAD DE LOCALIZAR PREDIOS DE GRANDES DIMENSIONES, LA CONCENTRACION DE ACTIVIDADES SEGUN EL RAMO, ASI COMO LAS GRANDES DISTANCIAS QUE HAY QUE RECORRER PARA TRASLADARSE DE UN LUGAR A OTRO DENTRO DE LA CIUDAD.

ESTAS SON ALGUNAS DE LAS CAUSAS POR LAS QUE SE HA INCREMENTADO LA CONSTRUCCION DE EDIFICIOS VERTICALES, COMO SOLUCION A LA NECESIDAD DE CREAR ESPACIOS EN PREDIOS REDUCIDOS. LA CONSTRUCCION DE EDIFICIOS VERTICALES PARA MANTENERSE DENTRO DEL PLANO COMPETITIVO REQUIERE DEL ESTUDIO DE DIVERSAS FORMAS DE SOLUCION, PARA TRATAR DE OPTIMIZAR LA UTILIDAD Y FUNCIONALIDAD DE LA ESTRUCTURA, DESDE EL PUNTO DE VISTA TECNICO, CONSTRUCTIVO, ECONOMICO Y DEL USUARIO.

1.- DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

LA ESTRUCTURA SERA DE CONCRETO REFORZADO DE MARCOS EN LOS DOS SENTIDOS DEL EDIFICIO. O SEA QUE LOS SIETE NIVELES DEL NIVEL DE BANQUETA HACIA ARRIBA Y EL BOTANO DEL EDIFICIO QUE FORMAN LA ESTRUCTURA ESTARAN CONSTITUIDAS POR TRABES Y LOSAS DE CONCRETO REFORZADAS EN COLUMNAS DEL MISMO MATERIAL. LA ELECCION DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO, SE HA HECHO CON BASE A QUE LOGRAREMOS UNA CONTINUIDAD AL TENER ELEMENTOS CON ESCUADRIA UNIFORME Y DEBIDO A QUE LOS CLAROS RESULTANTES EN LA ELECCION DE LOS MARCOS NO ES MAYOR DE SIETE METROS, Y EN ESTAS CONDICIONES EL CONCRETO REFORZADO ES MAS ECONOMICO QUE CUALQUIER OTRO MATERIAL.

DE ACUERDO A LO ANTERIOR, EL PRIMER PASO A SEGUIR ES TENER UN CONOCIMIENTO LO MAS EXACTO POSIBLE DE LAS CARACTERISTICAS DE NUESTRO PROYECTO.

1.1 ANALISIS PREVIO A LA REALIZACION:

SE TRATARA^a DE PROYECTAR UN EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO EN UN TERRENO LOCALIZADO EN UNA ZONA CENTRICA DE LA CIUDAD DE MEXICO.

LAS DIMENSIONES DEL LOTE SE MUESTRAN EN LA FIGURA 1.1

PARA DETERMINAR LA ALTURA DEL EDIFICIO Y EL NUMERO DE LUGARES NECESARIOS PARA ESTACIONAMIENTO, SE HACE NECESARIO APLICAR EL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DEL D.F., QUE ESTABLECE CIERTAS RESTRICCIONES O LIMITACIONES QUE HAN DE TOMARSE EN CUENTA ANTES DE REALIZAR EL PROYECTO. ENTRE ELLAS TENEMOS PRINCIPALMENTE :

- 1.-ALTURA DEL EDIFICIO .
- 2.-SUPERFICIE DESCUBIERTA.

1.1.1. ALTURA MAXIMA DEL EDIFICIO:

EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION ESTABLECE LO SIGUIENTE:

ARTICULO 70: ALTURA MAXIMA DE LAS EDIFICACIONES:

NINGUN PUNTO DE UN EDIFICIO PODRA^a ESTAR A MAYOR ALTURA QUE DOS VECES SU DISTANCIA MAXIMA A UN PLANO VIRTUAL VERTICAL QUE SE LOCALICE SOBRE EL ALINEAMIENTO OPUESTO A LA CALLE.

PARA LOS PREDIOS QUE TENGAN FRENTE A PLAZAS Y JARDINES, EL ALINEAMIENTO OPUESTO PARA LOS FINES DE ESTE ARTICULO, SE LOCALIZARA^a A 5 M. HACIA ADETRON DE LA GUARNICION DE LA ACERA OPUESTA.

PARA FINES DE ANALISIS SE SUPONDRA^a EL EDIFICIO CON UN ANCHO DE M.(23.10 METROS), EN EL LADO MAS DESFAVORABLE.

1.1.2.- SUPERFICIE DESCUBIERTA.- EN EL CASO DE ALTURAS MAYORES LAS ESTABLECIDAS EN EL ARTICULO 73 LA DIMENSION MINIMA DEL PARAMENTO DEBERA^a SER EQUIVALENTE A LA QUINTA PARTE DE LA ALTURA TOTAL DEL PARAMENTO VERTICAL QUE LO LIMITE.

1.1.3 SUPERFICIE DE ESTACIONAMIENTO :

EN NUESTRO, ADEMÁS DE REVISAR LA ALTURA DEL EDIFICIO, SE DESTINARÁ LA TOTALIDAD DEL AREA DE TODOS LOS NIVELES, PARA ESTACIONAMIENTO.

ESTO ES MUY IMPORTANTE YA QUE PENSAMOS APROVECHAR LA TOTALIDAD DEL PREDIO EN TODOS LOS NIVELES PARA ESTACIONAMIENTO.

PARA ESTE CALCULO SE SUPONDRÁ DE 25 M² CADA CAJON DE ESTACIONAMIENTO COMO SUPERFICIE, QUE INCLUYE EL PORCENTAJE CORRESPONDIENTE A AREAS DE CIRCULACION.

NUMERO DE CAJONES= 173

SUPERFICIE DE ESTACIONAMIENTO = 7 NIVELES SUPERIORES Y NIVEL SOTANO.

LA CANTIDAD ANTERIOR CORRESPONDERÁ A SIETE NIVELES SUPERIORES DE ESTACIONAMIENTO Y A ESTACIONAMIENTO DE SOTANO, CONSIDERANDO QUE EL AREA DEL PREDIO TOTAL ES DE 846 M²

DE ACUERDO A LAS CONCLUSIONES ANTERIORES SE HA MOSTRDO EL PROCEDIMIENTO QUE NORMALMENTE SE SIGUE PARA LA DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS GENERALES DEL EDIFICIO.

COMO YA SE INDICÓ, SE ENCONTRARÁ LOCALIZADO EN UNA ZONA CENTRICA, POR LO QUE PUEDE PENSARSE EN HACER ESTACIONAMIENTOS QUE LLEVAN A CONSIDERAR PRECIOS UN POCO MAS ELEVADOS EN LO CORRESPONDIENTE A CANTIDADES DE MATERIALES QUE INTERVIENEN EN LA ESTRUCTURACION.

ES NECESARIO RECORDAR QUE NOS ENCONTRAMOS EN LA FASE DE ANTEPROYECTO POR LO QUE TODAVIA NO ESTAN BIEN DEFINIDOS TODOS LOS PUNTOS DEL PROYECTO.

EL PROYECTO CONSTA DE SIETE NIVELES LOS CUALES EN SU TOTALIDAD SE DEDICARAN A ESTACIONAMIENTO, ASI COMO EL SOTANO, OCUPANDO EL AREA TOTAL DEL PREDIO.

DEL NIVEL DE LA CALLE HACIA ABAJO SERAN UNA PLANTA (SOTANO), Y DEL NIVEL DE LA CALLE HACIA ARRIBA SERAN SIETE PLANTAS DE ESTACIONAMIENTO, LO QUE INDICA UN CONSIDERABLE VOLUMEN DE EXCAVACION Y UN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ADECUADO PARA LA CONTENCIÓN DE TIERRAS. ESTO SE VE REFLEJADO DE ALGUNA FORMA EN LOS -

COSTOS DE LA ESTRUCTURA EN LOS ESTACIONAMIENTOS, Y EN EL PROGRAMA DE OBRA.

SE SUPUSO UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO EN SU TOTALIDAD. LOS ESTACIONAMIENTOS ESTARAN FORMADOS POR RAMPAS DONDE SE PODRAN COLOCAR LOS COCHES Y QUE SERVIRAN A SU VEZ PARA PASAR DE UNO A OTRO NIVEL.

EL CUERPO DEL EDIFICIO SERA RECTANGULAR CONTANDO CON DOS AREAS PARA SERVICIOS.

EN UNA DE ELLAS SE ALOJARA EL ELEVADOR MIENTRAS EN LA OTRA ENCONTRARAN LAS ESCALERAS.

SE CONTARA CON UN CUANTO DE MAQUINAS EN LA AZOTEA NIVEL 22.7. LOS PROCEDIMIENTOS QUE SE UTILIZARAN DE CONSTRUCCION SERAN RELATIVAMENTE NOVEDOSOS, POR LO QUE SE PODRA SUPONERSE UN INCREMENTO EN LOS RENDIMIENTOS.

LA FACHADA DEL EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO SE CONSIDERARA CON UN PRETEL DE PROTECCION EN LA PARTE INFERIOR Y EN LA PARTE SUPERIOR TENDRA EL AREA LIBRE PARA VENTILACION, ESTO SERA LO MISMO EN CADA PISO, DADA LA TENDENCIA DE LAS EDIFICACIONES DE ESTAS CARACTERISTICAS EN LA ACTUALIDAD.

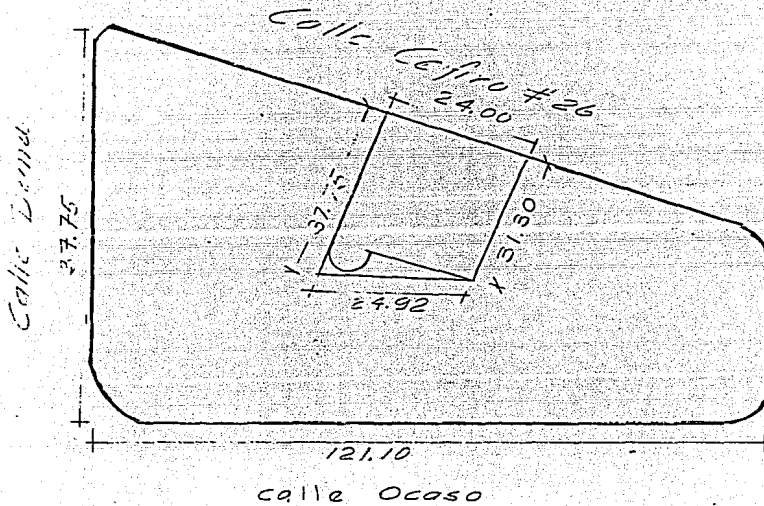
LO CORRESPONDIENTE A INSTALACIONES, SE HARA DE LA FORMA MAS SENCILLA POSIBLE. EN SU MAYORIA SERAN APARENTES EN TODOS LOS ESTACIONAMIENTOS, COMO SON LOS CASOS DE HIDRAULICA Y SANITARIA Y CONTRA INCENDIOS.

CARACTERISTICAS FINANCIERAS .-UNA VEZ CONOCIDO EL PROGRAMA GENERAL DE LA OBRA, QUE TODAVIA NO ES DEFINITIVO, PUESTO QUE EL ESTUDIO ES A NIVEL DE ANTEPROYECTO, SE ESTA EN POSICION DE HACER UN ANALISIS FINANCIERO.

ESTA PARTE ES IMPORTANTE YA QUE SE REQUIERE DE CIERTO GRADO DE EXPERIENCIA, PUES ES NECESARIO ESTABLECER ALGUNAS SUPOSICIONES QUE SI BIEN PUEDEN ESTAR BASADAS EN INDICES O TENDENCIAS ANTERIORES, DEBEN COMPLEMENTARSE, CON OTRO TIPO DE ESTUDIOS, ESPECIFICOS, COMO EL DE INVESTIGACION DE MERCADO. PARTE SOBRE TODO EN ESTE MOMENTO, ES EL INDICE DE INFLACION YA QUE ESTAS INVERSIONES SON A LARGO PLAZO.

UNA PRIMERA HIPOTESIS ES SUPONER QUE SE CUENTA CON TODO EL CAPITAL NECESARIO PARA LA EJECUCION DE LA OBRA. ESTO REPRESENTA VENTAJAS.

LOCALIZACION DEL PREDIO FIG. 1.1



UBICACION DEL PREDIO, DONDE SE DICTAMINO LA CONSTRUCCION DEL EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTOS.

CALLE CEFIRO # 26, COL. PERISUR.

DIMENSIONES DEL TERRENO:

FRENTE	24.00 M
FACHADA POSTERIOR	24.92 M
COLINDANCIAS	31.30 M
COLINDANCIAS	37.75 M

CAPITULO II.- ANALISIS DE LA SUPERESTRUCTURA POR CARGA VERTICAL Y SISMO.

1.- SISTEMA DE ESTRUCTURACION:

ESTE ES EL PRIMER PASO A SEGUIR PARA INICIAR EL CALCULO DE LA ESTRUCTURA. DEBEMOS DEFINIR QUE CARACTERISTICAS TENDRA DESDE LOS MATERIALES EMPLEADOS, HASTA TIPO DE MIEMBROS COMO TRABES, LOSAS, ETC. ETC..

SE REQUIERE DE UN CONOCIMIENTO PRECISO DEL DESTINO QUE SE DARA AL EDIFICIO PARA DETERMINAR LAS CARGAS QUE ACTUARAN EN UN MOMENTO DADO. LA ESTRUCTURACION PODRA HACERSE CUANDO SE CUENTE CON UN PROYECTO ARQUITECTONICO, QUE SI DICHO DEBERIA SER DEFINITIVO, GENERALMENTE NO LO ES, AUNQUE LOS CAMBIOS NO SON REALMENTE TRASCENDENTES. CON ESTO ESTAMOS EN POSICION DE DETERMINAR LAS CARACTERISTICAS PARTICULARES DE LOS MIEMBROS RESISTENTES E IR VIENDO LA FORMA EN QUE SE DARA RIGIDEZ A LA ESTRUCTURA.

ES COMUN QUE CUANDO SE PRESENTA EL PROYECTO, YA SE HAYA HECHO UNA ESTRUCTURACION APROXIMADA. ESTO ES, LOS PROYECTISTAS HACEN UNA SERIE DE PROYECTOS, DONDE UBICAN PRINCIPALMENTE MUROS Y COLUMNAS CON SECCIONES QUE CONSIDERAN ADECUADAS.

LA LABOR DEL ESTRUCTURISTA SERA DETERMINAR SI DICHAS PROPUESTAS SON CONVENIENTES O SI ES NECESARIO HACER ALGUN CAMBIO, A TRAVEZ DE TODOS LOS ANALISIS QUE SE DESCRIBIRAN MAS ADELANTE.

EL CASO PARTICULAR QUE SE TRATA SE REFIERE A UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO. NO SE CONSIDERO CONVENIENTE UNA DE ACERO O UNA MIXTA POR VARIAS CAUSAS. POR UNA PARTE EL PROYECTO ARQUITECTONICO SE APEGA COMPLETAMENTE A LAS FORMAS Y DIMENSIONES QUE PUEDE ADQUIRIR EL CONCRETO. POR OTRA PARTE ECONOMICAMENTE NO REPRESENTABA VENTAJAS UNA DE ACERO, YA QUE NO SE TRATARIA DE UN EDIFICIO EXCESIVAMENTE ALTO. EN RESUMEN UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO REPRESENTABA VENTAJAS TANTO ECONOMICAS COMO DE TIPO CONSTRUCTIVO Y ARQUITECTONICO.

DADOS LOS CLAROS Y LAS CARGAS ACTUANTES, SE REQUERIRA UN ESPESOR CONSIDERABLE DE LOSAS Y TRABES, POR LO QUE SE OPTO POR LA SOLUCION DE LOSAS ENGASOTONADAS QUE DABAN UN PERALTE DE 0.45 CM, ALIGERANDO DE MANERA IMPORTANTE EL PESO PROPIO.

UNA LOSA ENCASETONADA CORRESPONDE A UNA DE MAYOR PERALTE QUE LO NORMAL, FORMADA POR UNA RETICULA DE NERVADURAS CON ESPACIOS HUECOS ENTRE ELLAS. ESTE SISTEMA DE PISO TIENE UNA RIGIDEZ MENOR QUE EL FORMADO POR TRABES Y LOSAS.

CONCEPTOS GENERALES DE LOSAS PLANAS:

LOSAS PLANAS SON AQUELLAS QUE TRANFIEREN LA CARGA DIRECTAMENTE A LAS COLUMNAS, EN GENERAL SIN LA AYUDA DE TRABES. PUEDEN SER MACIZAS DE PERALTE CONSTANTE, O ALIGERADAS POR ALGUN MEDIO (BLOQUES DE MATERIAL LIGERO, MOLDES PARA FORMAR ALVEÓLOS EN LA LOSA, ETC.). TAMBIEN PUEDEN TENER UN CUADRO DE PERALTE MENOR EN LA PARTE CENTRAL DE LOS TABLERO, CON TAL QUE DICHO CUADRO QUEDE ENTERAMENTE DENTRO DEL AREA DE INTERSECCION DE LAS FRANJAS CENTRALES Y QUE SU ESPESOR SEA POR LO MENOS DE DOS TERCIOS DEL ESPESOR DEL RESTO DE LA LOSA, EXCEPTO EL DEL ABACO - Y NO MENOR DE 10 CM.

LA LOSA PUEDE APOYAR DIRECTAMENTE SOBRE LAS COLUMNAS A TRAVÉS DE ABACOS, CAPITELAS O UNA COMBINACION DE AMBOS.

NO SE CONSIDERARA PARA PROPOSITOS ESTRUCTURALES NINGUNA PORCION DEL CAPITEL QUE CAIGA FUERA DEL MAYOR CONO CIRCULAR RECTO QUE PUEDA INSCRIBIRSE EN EL CAPITEL.

EN OCASIONES SE UTILIZA UNA TRABE DE BORDE EN LA PERIFERIA DE LA LOSA.

EN OTROS CASOS LOS BORDES DE LA LOSA SE APOYAN SOBRE MUROS.

EN CADA TABLERO DE UNA LOSA PLANA SE DISTINGUEN TRES FRANJAS EN CADA DIRECCION. LA CENTRAL, DE ANCHO IGUAL A LA MITAD DEL CLARO DEL TABLERO EN LA DIRECCION EN QUE SE MIDE EL ANCHO, Y LAS EXTREMAS O DE COLUMNA, CADA UNA DE ANCHO IGUAL A UN CUARTO DE DICHO CLARO.

HIPOTESIS PARA ANALISIS:

LOS MOMENTOS FLEXIONANTES Y FUERZAS CORTANTES PUEDEN OBTENERSE POR MEDIO DE METODOS RECONOCIDOS DE ANALISIS ELASTICOS CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES HIPOTESIS:

1.- SE SUPONE QUE LA ESTRUCTURA SE DIVIDE EN MARCOS ORTOGONALES PARA CADA UNO DE ELLOS FORMADO POR UNA FILA DE COLUMNAS Y FRANJAS DE LOSA CON ANCHO IGUAL A LA DISTANCIA ENTRE LAS LINEAS MEDIAS DE LOS -

TABLEROS ADYACENTES AL ADYACENTES AL EJE DE COLUMNAS CONSIDERADO. AL ANALIZAR LOS MARCOS, EN CADA DIRECCIÓN DEBEN USARSE LAS CARGAS TOTALES QUE ACTUAN EN LAS LOSAS.

2.- AL CALCULAR LAS RIGIDECEZ RELATIVAS DE LOS MIEMBROS, EL MOMENTO DE INERCIA DE CUALQUIER SECCION (DE COLUMNAS O DE TRABES) PUEDE TOMARSE COMO EL DE LA SECCION DE CONCRETO NO AGRIETADA Y SIN CONSIDERAR REFUERZO. ADEMAS, SE TENDRAN EN CUENTA LOS REQUISITOS SIGUIENTES:

PARA VALUAR EL MOMENTO DE INERCIA DE LAS LOSAS SE CONSIDERARA UN ANCHO EQUIVALENTE, A CADA LADO DEL EJE DE COLUMNAS, IGUAL A

$$\frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 L_2/L_1} + 0.3 c \leq 0.5 L_2$$

DONDE L_2 ES EL CLARO DEL TABLERO QUE SE CONSIDERA, EN LA DIRECCION EN QUE SE MIDE EL ANCHO EQUIVALENTE, Y L_1 ES EL CLARO EN LA DIRECCION QUE SE ANALIZA. SI NO HAY CAPITEL, c ES LA DIMENSION DE LA COLUMNA EN LA DIRECCION DE L_2 . SI EXISTE CAPITEL, c ES EL DIAMETRO DE LA INTERSECCION, CON LA LOSA O EL ABACO, DEL MAYOR CONO CIRCULAR RECTO QUE PUEDA INSCRIBIRSE EN EL CAPITEL.

DEBE TENERSE PRESENTE LA VARIACION DEL MOMENTO DE INERCIA A LO LARGO DE LOS EJES DE LOS MIEMBROS DEBIDAS A CAPITILES Y ABACOS. TAMBIEN SE TENDRAN EN CUENTA LOS EFECTOS DE TRABES Y AGUJEROS. SI SOLO SE USAN CAPITILES, SE SUPONDRÁ QUE EL MOMENTO DE INERCIA DE LAS LOSAS ES INFINITO DESDE EL CENTRO DE LA COLUMNA HASTA EL BORDE DEL CAPITEL, Y EN LAS COLUMNAS DESDE LA SECCION INFERIOR DEL CAPITEL HASTA EL CENTRO DE LA LOSA.

C REDUCCION DE MOMENTOS

CUANDO SE CUMPLAN LAS CONDICIONES QUE SIGUEN, LOS MOMENTOS EN LAS SECCIONES CRITICAS DEBIDOS A CARGAS VERTICALES OBTENIDOS SEGUN B) PUEDEN REDUCIRSE DE MANERA QUE LA SUMA DEL MOMENTO POSITIVO MAS EL PROMEDIO DE LOS MOMENTOS NEGATIVOS EN CADA TABLERO NO SEA MENOR QUE:

$$M_0 = 0.115 (1 - 1.25c/L_1) WL_1$$

EN LA ECUACION ANTERIOR, W ES LA CARGA TOTAL EN EL TABLERO,

Y L_1 EL CLARO DEL TABLERO EN LA DIRECCION EN QUE SE CONSIDERA LA FLEXION. CUANDO LOS VALORES DE c DE LAS COLUMNAS DE UN TABLERO NO SON IGUALES DEBE USARSE SU PROMEDIO (AQUI c ES LA DIMENSION PARALELA A L_1).

PARA PODER EFECTUAR LAS REDUCCIONES INDICADAS EN EL PARRAFO ANTERIOR DEBEN CUMPLIRSE LAS CONDICIONES SIGUIENTES:

LA ESTRUCTURA CONSTA POR LO MENOS DE TRES CRUJIAS EN CADA DIRECCION.

LA RELACION DE CLARO LARGO A CORTO EN NINGUN TABLERO EXCEDE DE 1.33

LOS MOMENTOS M_o EN TABLEROS CONTIGUOS NO DIFIEREN EN MAS DE 33 POR CIENTO DEL MENOR DE ELLOS.

LA RELACION DE CARGA VIVA A MUERTA NO ES MAYOR DE 2

EL MOMENTO DE DESEQUILIBRIO QUE RESULTE EN CADA NUDO AL HACER LAS REDISTRIBUCIONES INDICADAS SE REPARTIRA EN TRE LAS COLUMNAS EN PROPORCION A SUS RIGIDECES.

D) SECCIONES CRITICAS PARA MOMENTO.

LA SECCION CRITICA PARA FLEXION NEGATIVA EN LAS FRANJAS DE COLUMNA Y CENTRAL SE SUPONDRA A UNA DISTANCIA $c/2$ DEL EJE DE COLUMNAS CORRESPONDIENTE. AQUI c ES LA DIMENSION TRANSVERSAL DE LA COLUMNA PARALELA A L_1 , ϕ EL DIAMETRO DE LA INTERSECCION CON LOSA O EL ABACO DEL MAYOR CONO CIRCULAR RECTO QUE PUEDA INSCRIBIRSE EN EL CAPITEL.

EN COLUMNAS SE CONSIDERARA COMO CRITICA LA SECCION DE INTERSECCION CON LA LOSA A ABACO. SI HAY CAPITILES SE TOMARA LA INTERSECCION CON EL ARRANQUE DEL CAPITEL.

E) DISTRIBUCION DE LOS MOMENTOS EN LAS FRANJAS

LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN SECCIONES CRITICAS A LO LARGO DE LAS LOSAS DE CADA MARCO SE DISTRIBUIRAN ENTRE LAS FRANJAS DE COLUMNA Y LAS FRANJAS CENTRALES, DE ACUERDO CON LOS PORCENTAJES INDICADOS EN LA TABLA SIGUIENTE:

	FRANJAS DE COLUMNA	FRANJAS CENTRALES
MOMENTOS POSITIVOS *	60	40
MOMENTOS NEGATIVOS	75	25

F) EFECTO DE LA FUERZA CORTANTE

SE APLICARAN LAS PRESCRIPCIONES SIGUIENTES, CON ESPECIAL ATENCION A LA TRANSMISION CORRECTA DE MOMENTO ENTRE COLUMNAS Y LOSA, Y A LA PRESENCIA DE ABERTURAS CERCANAS A LAS COLUMNAS.

PRESCRIPCIONES:

FUERZA CORTANTE EN LOSAS Y ZAPATAS.

LA RESISTENCIA DE LOSAS Y ZAPATAS A FUERZA CORTANTE EN LA VE-
CINDAD DE CARGAS O REACCIONES CONCENTRADAS SERA LA MENOR DE LAS CO-
RESPONDIENTES A LAS DOS CONDICIONES QUE SIGUEN:

1.-LA LOSA O ZAPATA ACTUA COMO UNA VIGA ANCHA EN TAL FORMA QUE
LAS GRIETAS DIAGONALES POTENCIALES SE EXTENDERIAN EN UN PLANO QUE
ABARCA TODO EL ANCHO. ESTE CASO SE TRATA DE ACUERDO CON LAS DISPOSI-
CIONES PARA VIGAS.

EXISTE UNA ACCION EN DOS DIRECCIONES DE MANERA QUE EL AGRIETA-
MIENTO DIAGONAL POTENCIAL SE PRESENTARIA SOBRE LA SUPERFICIE DE UN
CONO O PIRAMIDE TRUNCADOS EN TORNO A LA CARGA O REACCION CONCENTRADA
EN ESTE CASO SE PROCEDE COMO SE INDICA A CONTINUACION .

LA SECCION CRITICA SE SUPONDRA PERPENDICULAR AL PLANO DE LA
LOSA Y SE LOCALIZARA DE ACUERDO CON LO SIGUIENTE :

SI EL AREA DONDE ACTUA LA REACCION O LA CARGA CONCENTRADA NO
TIENE ENTRANTES, LA SECCION CRITICA FORMARA UNA FIGURA SEMEJANTE A
LA DEFINIDA POR LA PERIFERIA DEL AREA CARGADA, A UNA DISTANCIA DE
ESTA IGUAL A $d/2$, SIENDO d EL PERALTE EFECTIVO DE LA LOSA.

SI EL AREA CARGADA TIENE ENTRANTES, EN ELLAS LA SECCION CRITICA
CA SE HARA PACAR DE MODO QUE SU PERIMETRO SEA MINIMO Y QUE EN NIN-
GUN PUNTO SU DISTANCIA A LA PERIFERIA DEL AREA CARGADA SEA MENOR QUE
 $d/2$. POR LO DEMAS SE APLICARA LO DICHO EN EL PARRAFO ANTERIOR.

CUANDO EN UNA LOSA O ZAPATA HAYA ABERTURAS QUE DISTEN DE UNA CARGA CONCENTRADA O REACCION MENOS DE DIEZ VECES EL ESPESOR DEL ELEMENTO O CUANDO LA ABERTURA SE LOCALICE EN UNA FRANJA DE COLUMNA, NO SE CONSIDERARA EFECTIVA LA PARTE DE LA SECCION CRITICA COMPRENDIDA ENTRE LAS RECTAS TANGENTES A LA ABERTURA Y CONCURRENTES EN EL CENTROIDE DEL AREA CARGADA.

SI NO HAY TRASMISION DE MOMENTO ENTRE LA LOSA O ZAPATA Y LA COLUMNA EL ESFUERZO CORTANTE DE DISEÑO SE CALCULARA CON :

$$VU = \frac{Vu}{B_o \cdot d}$$

DONDE B_o ES EL PERIMETRO DE LA SECCION CRITICA Y VU LA FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN DICHA SECCION. CUANDO HAYA TRANSFERENCIA DE MOMENTO SE SUPONDRA QUE UNA FRACCION DEL MOMENTO DADA POR:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c1 + d) / (c2 + d)}}$$

SE TRASMITE POR EXCENTRICIDAD DE LA FUERZA CORTANTE TOTAL, CON RESPECTO AL CENTROIDE DE LA SECCION CRITICA DEFINIDA ARRIBA. EL ESFUERZO CORTANTE MAXIMO DE DISEÑO, VU , SE OBTENDRA TOMANDO EN CUENTA EL EFECTO DE LA CARGA AXIAL Y DEL MOMENTO, SUPONIENDO QUE LOS ESFUERZOS CORTANTES VARIAN LINEALMENTE. EN COLUMNAS RECTANGULARES $c1$ ES LA DIMENSION PARALELA AL MOMENTO TRASMITIDO Y $c2$ ES LA DIMENSION PERPENDICULAR A $c1$.

EN COLUMNAS CIRCULARES $c1 = c2 = 0.90$ DIAMETROS. (EL RESTO DEL MOMENTO, ES DECIR LA FRACCION $1 - \alpha$, DEBE TRASMITIRSE POR FLEXION EN UN ANCHO IGUAL A $c2 + 3h$, CENTRADO CON EL EJE DE COLUMNAS, SIENDO h EL ESPESOR DE LA LOSA, ABACO O ZAPATA; PARA ESTO PUEDE CONCENTRARSE EN ESE ANCHO PARTE DEL REFUERZO POR FLEXION, RESPETANDO SIEMPRE LA CUANTIA MAXIMA DE REFUERZO).

EL ESFUERZO CORTANTE MAXIMO DE DISEÑO OBTENIDO CON LOS CRITERIOS ANTERIORES NO DEBE EXCEDER DE $F_r \cdot F^*c$, A MENOS QUE SE SUMINISTRE REFUERZO.

SI EL ESFUERZO CORTANTE MAXIMO DE DISEÑO, VU , EXCEDE DE $F_r \cdot F^*c$ SE SUMINISTRARA REFUERZO POR TENSION DIAGONAL.

PARA CALCULAR EL REFUERZO NECESARIO SE CONSIDERARÁN DOS VIGAS FICTICIAS PERPENDICULARES ENTRE SÍ, QUE SE CRUZAN SOBRE LA COLUMNA. EL ANCHO, b , DE CADA VIGA SERÁ IGUAL AL PERALTE EFECTIVO DE LA LOSA, d , MAS LA DIMENSION HORIZONTAL DE LA CARA DE COLUMNA A LA CUAL LLEGA SI ÉSTA ES RECTANGULAR Y SU PERALTE SERÁ IGUAL AL DE LA LOSA

EN CADA UNA DE ESTAS VIGAS SE SUMINISTRARAN ESTRIBOS VERTICALES CERRADOS CON UNA BARRA LONGITUDINAL EN CADA ESQUINA Y SUYO ESPACIAMIENTO SE CALCULARÁ CON LA EXPRESION:

EL ESPACIAMIENTO, s , SE DETERMINARÁ CON LA EXPRESION Y LIMITACIONES SIGUIENTES

$$s = \frac{F_r A_v F_y d (\cos \theta + \sin \theta)}{V_u - V_{or}} \leq \frac{F_r A_v F_y}{3.5 b}$$

SIN QUE SEA MAYOR QUE $d/2$.

A_v ES EL AREA TRANS VERSAL DEL REFUERZO POR TENSION DIAGONAL COMPROMETIDO EN UNA DISTANCIA s Y θ ES EL ANGULO QUE DIGNO REFUERZO FORMA CON EL EJE DE LA PIEZA. EN LA ECUACION ANTERIOR A_v DEBE ESTAR EN cm^2 , V_u Y V_{or} EN Kg , F_y EN Kg/cm^2 Y b Y d EN cm . EL ESPACIAMIENTO RESULTA EN cm . PARA SECCIONES SE SUSTITUIRÁ d POR EL DIAMETRO DE LA SECCION.

SI V_u ES MAYOR QUE V_{or} PERO MENOR O IGUAL QUE $1.5 F_r d b \sqrt{F_c}$ EL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS VERTICALES NO DEBERÁ SER MAYOR QUE $0.5 d$.

SI V_u ES MAYOR QUE $1.5 F_r d b \sqrt{F_c}$ EL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS VERTICALES NO DEBERÁ SER MAYOR QUE $0.25 d$.

EN NINGUN CASO SE PERMITIRÁ QUE V_u SEA SUPERIOR A $2.5 F_r d b \sqrt{F_c}$ CUANDO EL REFUERZO CONSISTE DE UN SOLO ESTRIBO O GRUPO DE BARRAS PARALELAS DOBLADAS EN UNA MISMA SECCION, SU AREA SE CALCULARÁ CON

$$A_v = \frac{V_u - V_{or}}{F_r F_y \sin \theta}$$

EN ESTE CASO NO SE ADMITIRÁ QUE V_u SEA MAYOR QUE $1.5 F_r \sqrt{F_c} d b$

$V_u = V_u d b$ Y $V_{or} = 0.5 F_r d b \sqrt{F_c}$, DONDE V_u ES EL ESFUERZO CORTANTE MAXIMO DE DISEÑO QUE ACTUA EN LA SECCION CRITICA EN CADA VIGA FICTICIA. EL ESPACIAMIENTO DETERMINADO PARA CADA VIGA EN LA SECCION CRITICA SE MANTENDRÁ EN UNA LONGITUD NO MENOR QUE UN TERCIO DEL CLARO ENTRE COLUMNAS EN EL CASO DE LOSAS PLANAS, O HASTA EL BORDE EN ZAPATAS, A MENOS QUE MEDIANTE UN ANALISIS SE DEMUESTRE QUE PUEDE INTERRUMPIRSE ANTES.

EN NINGUN CASO SE ADMITIRA QUE VU SEA MAYOR QUE $1.5 FR \sqrt{F'c}$
REFUERZO MINIMO .- EN LAS PLANAS DE ESTRUCTURAS EN SUYO DISEÑO
POR SISMO SE USE UN FACTOR DE DUTILIDAD DE 4 O MAYOR, DEBE SUMINIS-
TRARSE UN REFUERZO MINIMO QUE SERA COMO EL ANTES DESCRITO, USANDO
ESTRIBOS DE DIAMETRO NO MENOR DE 6.3 MM ESPACIADOS A NO MAS DE $D/2$
ESTE REFUERZO SE MANTENDRA HASTA NO MENOS DE UN CUARTO DEL CLARO
CORRESPONDIENTE.

RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE POR FRICCION.

ESTAS DISPOSICIONES SE APLICAN EN SECCIONES DONDE RIGE EL CORTANTE
DIRECTO Y NO LA TENSION DIAGONAL (EN MENSULAS CORTAS, POR EJEMPLO
Y EN DETALLES DE CONEXIONES DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS.). EN TALES
CASOS, SI SE NECESITA REFUERZO, ESTE DEBERA SER PERPENDICULAR AL
PLANO CRITICO POR CORTANTE DIRECTO. DICHO REFUERZO DEBE ESTAR BIEN
DISTRIBUIDO EN LA SECCION DEFINIDA POR EL PLANO CRITICO Y DEBE ESTAR
ANCLADO A AMBOS LADOS DE MODO QUE PUEDA ALCANZAR SU ESFUERZO DE
FLUENCIA EN EL PLANO MENCIONADO.

LA RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE, V_R , SE TOMARA COMO EL MENOR
DE LOS VALORES CALCULADOS CON LAS EXPRESIONES:

$$FR \sqrt{A_{VF} F_y + N_u}$$
$$FR [1.4A + 0.8 (A_{VF} F_y + N_u)]$$
$$0.3 FR F'c A$$

DONDE A_{VF} ES EL AREA DEL REFUERZO POR CORTANTE POR FRICCION, EN
 CM^2 ; A ES EL AREA DE LA SECCION DEFINIDA POR EL PLANO CRITICO EN
 CM^2 ; N_u ES LA FUERZA DE DISEÑO DE COMPRESION NORMAL AL PLANO CRITICO
EN KG, Y EL COEFICIENTE DE FRICCION QUE SE TOMARA IGUAL A 1.4 EN CON-
CRETO SOLADO MONOLITICAMENTE, IGUAL A 1.0 PARA CONCRETO SOLADO
CONTRA CONCRETO ENDURECIDO E IGUAL A 0.7 ENTRE CONCRETO Y ACERO LA-
MINADO. LOS VALORES DE ANTERIORES SE APLICAN SI EL CONCRETO ENDU-
RECIDO CONTRA EL QUE SE APOSA CONCRETO FRESCO TIENE RUGOSIDADES
DEL ORDEN DE 5 MM O MAYORES, Y SI EL ACERO ESTA LIMPIO Y SIN PINTURA.
EN LAS EXPRESIONES ANTERIORES, F_y NO SE SUPONDRA MAYOR DE 4200
KG/ CM^2 . CUANDO HAYA TENSIONES NORMALES AL PLANO CRITICO, SEA POR
TENSION DIRECTA O POR FLEXION, EN A_{VF} NO SE INCLUIRA EL AREA DE ACERO
NECESARIA POR ESTOS CONCEPTOS.

EN MENSULAS, A_{VF} SE REPARTIRA UNIFORMEMENTE EN LOS DOS TERCIOS DEL PERALTE EFECTIVO ADYACENTES AL REFUERZO DE TENSION POR FLEXION.

FUERZAS LATERALES

LOS EFECTOS DE LAS FUERZAS LATERALES SE DETERMINARAN DE ACUERDO CON LOS CRITERIOS UTILIZADOS PARA LOS DE CARGAS VERTICALES.

* SI EL MOMENTO POSITIVO ES ADYACENTE A UNA COLUMNA SE DISTRIBUIRA COMO SI FUERA NEGATIVO.

DISPOSICIONES SOBRE EL REFUERZO

SE RESPETARAN LAS PRESCRIPCIONES SOBRE REFUERZO MINIMO POR FLEXION Y POR CAMBIOS VOLUMETRICOS. ADEMÁS EL ESPACIAMIENTO DE LAS VARRILLAS EN LAS SECCIONES NO EXCEDERA DE DOS VEGES EL ESPESOR DE LA LOSA, EXCEPTO EN AQUELLAS PORCIONES DEL AREA DE LA MISMA QUE SEAN DE CONSTRUCCION CELULAR O NERVADA.

EL REFUERZO DEBE DETALLARSE TENIENDO EN CUENTA LOS SIGUIENTES REQUISITOS MINIMOS:

LOS REFUERZOS POSITIVO Y NEGATIVO DEBEN PROLONGARSE MAS ALLÁ DE CADA PUNTO DE INFLEXION UNA DISTANCIA NO MENOR QUE UN DECIMO DEL CLARO RESPECTIVO.

DEBE MANTENERSE NO MENOS DE LA CUARTA PARTE DEL REFUERZO POSITIVO TOTAL MAXIMO HASTA LA LINEA QUE UNE LOS CENTROS DE COLUMNAS.

POR LO MENOS EL 25 % DEL ACERO DE CADA FRANJA EXTREMA DEBE ESTAR COMPRENDIDO EN UN ANCHO IGUAL A 0.5 O MAS MEDIO PERALTE EFECTIVO A CADA LADO DEL EJE DE COLUMNAS. EL RESTO DEL REFUERZO IRA UNIFORMEMENTE ESPACIADO EN LA FRANJA A QUE PERTENECE. AQUI ϕ ES LA DIMENSION DE LA COLUMNA O CAPITEL NORMAL AL REFUERZO.

ABERTURAS

PUEBEN PREVERSE ABERTURAS DE CUALQUIER TAMAÑO EN LOSAS PLANAS CON TAL QUE SE DEMUESTRE QUE LA RESISTENCIA ES LA REQUERIDA Y QUE EL COMPORTAMIENTO EN CONDICIONES DE SERVICIO ES SATISFACTORIO.

• EN RESUMEN:

LAS LOSAS DE ESTE PROYECTO COMO YA SE SABE, SON ENGASETADAS.

TAMBIEN SE DENOMINAN LOSAS PLANAS ALIGERADAS, Y SE CARACTERIZAN POR APOYARSE DIRECTAMENTE SOBRE LAS COLUMNAS. EN OCASIONES SE HAN AMPLIACIONES EN LA ZONA DE UNION CON LA COLUMNAS, LLAMADAS CAPITILES.

ESTO SE DEBE A QUE POR SU CARACTERISTICA, SE PRODUCE UNA CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN DICHAS ZONAS.

PARA PODER INICIAR EL DISEÑO DE LOSAS Y TRABES ES NECESARIO PRIMERO HACER REFERENCIA A DOS PUNTOS DE LAS NORMAS COMPLEMENTARIAS AL REGLAMENTO. POR UNA PARTE UN ARTICULO SOBRE DISTRIBUCION DE MOMENTOS EN LOSAS PLANAS: "LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN SECCIONES CRITICAS A LO LARGO DE LAS LOSAS DE CADA MARCO SE DISTRIBUIRAN ENTRE LAS FRANJAS DE COLUMNA Y LAS FRANJAS CENTRALES, DE ACUERDO CON LOS PORCENTAJES INDICADOS EN LA TABLA ANTES MENCIONADA:

	FRANJAS COLUMNA	FRANJAS CENTRALES
MOMENTOS POSITIVOS	60	40
MOMENTOS NEGATIVOS	75	25

LA OTRA DISPOSICION DICE QUE LA FRACCION DE MOMENTO CORRESPONDIENTE A $1-\alpha$ ES IGUAL A :

$$1-\alpha = \frac{1}{1+0.67\sqrt{(C1+d) / (C2+d)}}$$

DONDE EN COLUMNAS RECTANGULARES C1 ES LA DIMENSION DE LA COLUMNA PARALELA AL MOMENTO TRANSMITIDO Y C2 LA DIMENSION PERPENDICULAR A C1 DEBE TRANSMITIRSE POR FLEXION EN UN ANCHO IGUAL A $C2 + 3H$ CENTRADO CON EL EJ DE LA COLUMNA, DONDE H ES EL ESPESOR DE LA LOSA.

DEBE APLICARSE AQUEL REQUISITO PARA EL CUAL RESULTE LA MAYOR AREA DE ACERO.

RESUMIENDO, EL 75 % DEL MOMENTO FLEXIONANTE, SERA TOMADO POR LA FRANJA DE LA COLUMNA, Y EL RESTO POR LA CENTRAL. PARA LA FAJA DE COLUMNA, EL 85 % SERA TOMADO POR LA TRABE PERIMETRAL, Y EL RESTO POR LAS NERVADURAS DE DICHA ZONA.

LAS FORMULAS QUE DA EL REGLAMENTO PARA EL DISEÑO POR FLEXION SON :

$$M_R = F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot F''c \cdot q \cdot (1 - 0.5 q)$$

$$q = P \frac{F''c}{F''c} \quad P_{MIN.} = \frac{0.7\sqrt{F''c}}{F''c} \quad P_{MAX.} = \frac{4800}{6000 + F''c} \quad \frac{F''c}{F''c}$$

COMO SE TRATA DE UNA LOSA ENCASERONADA, ES NECESARIO HACER PRIMERO UNA DISTRIBUCION DE LAS NERVADURAS EN LOS CLAROS, QUE NOS DARA

TANTO EL NUMERO DE NERVADURAS QUE CAEN DENTRO DE CADA FAJA, COMO LA DIMENSION DE ESTAS EN ALGUNAS ZONAS.

EL MOMENTO DE DISEÑO SERA AQUEL QUE RESULTE MAYOR DE MULTIPLICAR EL CORRESPONDIENTE A CARGA VERTICAL POR 1.4, O EL DE CARGA VERTICAL MAS SISMO POR 1.1 DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES EXPLICADAS

POR LO TANTO, PARA EL DISEÑO DE LA TRABE PERIMETRAL SE TENDRA:

$$P_{MIN.} = \frac{0.7 F'c}{FY} \quad P_{MAX.} = \frac{4800}{6000 + FY} \frac{r'c}{FY}$$

HABRA QUE CALCULAR EL MOMENTO RESISTENTES DE LAS VARILLAS PARA DETERMINAR LA LONGITUD DEL REFUERZO POR MOMENTO NEGATIVO EN LOS APOYOS Y POR MOMENTO POSITIVO EN EL CENTRO DEL CLARO DE LAS PIEZAS.

$$M_R = F_R A_S F_Y \left(D - \frac{A}{2} \right)$$

DONDE:

M_R = MOMENTO RESISTENTE DEL ACERO

F_R = FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA.

A_S = AREA DE ACERO DE LA VARILLA COLOCADA.

F_Y = ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO .

D = PERALTE EFECTIVO DE LA PIEZA .

A = PROFUNDIDAD DEL BLOQUE DE COMPRESION, DEL CONCRETO

LA CANTIDAD "A" PUEDE DETERMINARSE MEDIANTE LA SIGUIENTE RELACION:

A = P M B

DONDE: P = PORCENTAJE DE ACERO .

$$M = \frac{F_Y}{0.85 F'c}$$

LA FORMULA INICIAL QUEDARIA :

$$M_R = F_R A_S F_Y \left(D - P \frac{F_Y}{0.85 F'c} D \right)$$

$$M_R = F_R A_S F_Y \left(D - P D \frac{4200}{0.85 (200)} \right)$$

$$M_R = F_R A_S F_Y D (1 - 12.35 P)$$

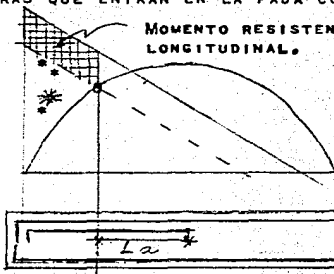
$$M_R = F_R A_S F_Y D (1 - 12.35 P)$$

LOS REFUERZOS TANTO POR MOMENTO POSITIVO COMO NEGATIVO, SE COLOCAN DE TAL MANERA QUE SE CUMPLA CON LA CANTIDAD DE ACERO QUE SE REQUIERE TANTO EN LOS APOYOS COMO EN EL CENTRO DEL CLARO, YA QUE EL QUE RECORRE POR TODA LA PIEZA NO ES SUFICIENTE EN ESAS ZONAS. SE CORTAN DONDE YA NO SE REQUIEREN, A PARTIR DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS

Y DEL MOMENTO RESISTENTE DE LAS VARILLAS QUE CORREN LONGITUDINALMENTE.

LO QUE SE HACE PRIMERO ES ELEGIR EL DIAMETRO Y NUMERO DE LAS VARILLAS CORRIDAS, CALCULANDOSE SU MOMENTO RESISTENTE, CON CUYO VALOR SE TRAZA UNA PARALELA A LA LINEA QUE SE HAYA EMPLEADO PARA CORREGIR EL DIAGRAMA ISOSTATICO. DONDE DICHA PARALELA CORTE AL ISOSTATICO INDICA EL PUNTO A PARTIR DEL CUAL SE REQUIERE REFUERZO. SI SE TOMA COMO EJEMPLO ALGUNO DE LOS APOYOS, EL REFUERZO IRA DESDE EL HASTA DICHO PUNTO, PROLONGANDOSE UNA DISTANCIA CORRESPONDIENTE A LA LONGITUD DE ANCLAJE DE LA VARILLA EN CUESTION.

EL DISEÑO DE LA NERVADURAS ES IGUAL AL DE LA TRABE, UNICAMENTE QUE SE DIVIDE EL AREA DE ACERO RESULTANTE ENTRE EL NUMERO DE NERVADURAS QUE ENTRAN EN LA FAJA CONSIDERADA.



MOMENTO RESISTENTE DEL ACERO LONGITUDINAL.

Fig. 1.1

* MOMENTO QUE RESISTE EL REFUERZO CORRESPONDIENTE.

PODEMOS DECIR QUE NO HAY UNA LINEA DENTRO DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS QUE SEA UNICA PARA EL DISEÑO. SIEMPRE SE TOMARA AQUELLA QUE DE RESULTADOS MAS DESFAVORABLES, PARA LA ZONA QUE SE ESTE DISEÑANDO. ESTO SE HACE, COMO YA SE EXPLICO, PORQUE DICHAS LINEAS CORRESPONDEN A CORRECCIONES DEBIDAS A SISMO ACTUANDO EN DIFERENTES DIRECCIONES, POR LO QUE LA PIEZA DEBE SER DISEÑADA LOGICAMENTE PARA RESISTIRLO, SEA CUAL SEA SU DIRECCION DE ACCION.

PARA EL DISEÑO POR FUERZA CORTANTE SE SIGUE UN PROCEDIMIENTO SIMILAR. HAY QUE PARTIR DEL DIAGRAMA # 1.2 DONDE SE ENCUENTRAN LAS FUERZAS TOMANDO EN CUENTA EL EFECTO SISMICO. COMO EN EL CASO DE MOMENTOS, HAY QUE REPARTIR LAS FUERZAS EN FRANJAS CENTRALES Y DE COLUMNA DE ACUERDO A LOS MISMOS PORCENTAJES, POR EJEMPLO, PARA LA TRABE PERIMETRAL SE MULTIPLICARA LA FUERZA CORTANTE POR 0.75 AL TRATARSE DE FRANJA DE COLUMNA, Y POR 0.85 PARA TRABE PERIMETRAL.

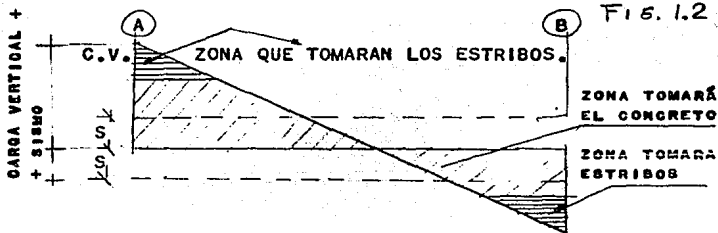
ES NECESARIO CALCULAR LA FUERZA QUE RESISTE EL CONCRETO PARA VER SI SE REQUIERE REFUERZO VERTICAL. ESTO SE HACE A PARTIR DE LO ESTABLECIDO EN EL R.C.D.F.

$$V_{CR} = F_R B D (0.2 + 30 P) \sqrt{F^*c} \quad \text{PARA } P < 0.01$$

$$0.5 (F_R) B D \sqrt{F^*c} \quad \text{PARA } P > 0.01$$

LA SEPARACION DE ESTRIBOS SE CALCULA MEDIANTE LA RELACION SIG:

$$S_r = \frac{F_R A_v F_y D (\text{SEN } \theta + \text{COS } \theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v F_y}{3.5 b}$$



EN LA ZONA DONDE $V_u > V_{CR}$ SE COLOCARAN ESTRIBOS. ESTA ZONA PUEDE DIVIDIRSE EN DOS O MAS, EN CADA UNA DE LAS CUALES LA SEPARACION DEL REFUERZO SERA DIFERENTE. EN LA ZONA QUE EL CONCRETO PUEDE TOMAR EL CORTANTE, SE COLOCARAN ESTRIBOS A LA SEPARACION MAXIMA.

$$\text{SI } V_{CR} < V_u \leq 1.5 F_R B D \sqrt{F^*c} \quad \text{ENTONCES } S \leq 0.5 b$$

HABIENDO HECHO EL ANALISIS COMPLETO DE LA ESTRUCTURA, Y EL DISEÑO DE TRABES Y LOSAS, NOTAMOS QUE ESTA ULTIMA PARTE ES SENCILLA.

2.- ANALISIS PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA

HASTA ESTE MOMENTO SOLO SE HAN DETERMINADO LOS PRINCIPALES CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO, AUNQUE SE REQUIERE DE UN ANALISIS PRELIMINAR PARA CONTAR CON UNA SERIE DE DATOS MAS PRECISOS ENTRE OTROS, SOBRE LA RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA E INICIAR LO QUE ES EN SI EL DISEÑO. SE ENTIENDE POR RIGIDEZ EN EL EXTREMO DE UN ELEMENTO A LA FUERZA QUE HAY QUE APLICAR EN DICHO PUNTO PARA OBTENER UNA DEFORMACION UNITARIA.

YA SE MENCIONA QUE SE TIENE IDEA APROXIMADA DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS DESDE EL PUNTO DE VISTA DE PROYECTOS ARQUITECTONICOS - AUNQUE ESTO NO ES SUFICIENTE, HAY QUE REVISAR ESAS SECCIONES PARA LAS CONDICIONES DE SERVICIO, POR LO QUE HAY QUE REALIZAR UN DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR QUE SE EXPLICARA MAS ADELANTE.

A SU VEZ PODREMOS DETERMINAR LAS CARGAS SOBRE CADA MIEMBRO DE UNA FORMA MUY APROXIMADA.

EL OTRO DATO QUE HARIA FALTA DETERMINAR, SERIAN LAS FUERZAS HORIZONTALES POR SISMO.

ESTO SE HACE MEDIANTE UN ANALISIS ESTADICO DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F. (R.C.D.F.). MAS ADELANTE SE OBTIENEN UNA SERIE DE DATOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE LOS MISMOS.

ES DECIR ES UNA ETAPA EN LA QUE SE HACEN ALGUNAS SUPOSICIONES BASICAMENTE EN CUANTO A SECCIONES SE REFIERE, REALIZANDOSE LOS PRIMEROS CALCULOS CUYOS RESULTADOS SERVIRAN POSTERIORMENTE PARA OBTENER LOS DEFINITIVOS.

A CONTINUACION SE EXPLICARA EL PROCESO QUE SE SIGUE DENTRO DE LA FASE PRELIMINAR DE ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.

2.1 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE MIEMBROS

CASI EN UN PRINCIPIO ES POSIBLE ESTABLECER LA CARGA VIVA QUE SE EMPLEARA EN EL DISEÑO.

SIN EMBARGO NO SUCEDE LO MISMO CON LA CARGA MUERTA, PARA DETERMINARLA SE NECESITA CUANDO MENOS TENER UNA IDEA APROXIMADA DE LAS SECCIONES DE TRABES, COLUMNAS, MUROS Y LOSAS PARA DETERMINAR SU PESO. ADEMÁS DE OTRA SERIE DE CARACTERISTICAS GEOMETRICAS COMO MOMENTOS DE

INERCIAS PRINCIPALMENTE .

PARA LLEVAR A CABO ESTE TIPO DE DIMENSIONAMIENTO, NO HAY REGLAS ESPECIFICAS O PASOS A SEGUIR . GENERALMENTE SE TIENEN DOS CAMINOS :

EL PRIMERO DE ELLOS CONSISTE EN HACER UN CALCULO SUMAMENTE A CRITERIO Y RAPIDO, Y EL SEGUNDO Y POSIBLEMENTE EL MAS UTILIZADO, SE BASA EN LA EXPERIENCIA PERSONAL DEL ESTRUCTURISTA QUE A PARTIR DE CARGAS APROXIMADAS DETERMINA SECCIONES MUY AJUSTADAS A LAS REQUERIDAS.

MIENTRAS MAS CERCA ESTEN DE LA REALIDAD SE EVITARAN TRABAJOS POSTERIORES, PUES NO SE SABARA SI LA SECCION ES ADECUADA HASTA ESTAR DISENANDO DICHO MIEMBRO EN PARTICULAR, COMO SE VERA EN PUNTOS POSTERIORES . ESTO NOS LLEVA A LA CONCLUSION DE QUE LO MAS CONVENIENTE ES LA MEZCLA DE LAS DOS ALTERNATIVAS: PROPONER UNA SECCION EN BASE A NUESTRA EXPERIENCIA Y VERIFICARLA MEDIANTE UN CALCULO SIMPLE . ESTE DIMENSIONAMIENTO INTERESA PRINCIPALMENTE PARA ESTABLECER EL VALOR DE LA CARGA MUERTA EN EL PROCESO DE ANALISIS PRELIMINAR MANTENIENDOSE LAS SECCIONES A MENOS QUE ALGUNA DE ELLAS SEA INSUFICIENTE .

SI ESTIMAMOS LAS CARGAS Y SE OBTIENE EL MOMENTO MAXIMO, SUSTITUYENDOLO EN LA ACUACION SIGUIENTE:

$$\frac{M}{BD} = FRPFY \left(1 - \frac{PM}{2} \right) \quad M = \frac{FY}{0.85} FTG \quad P = 0.18 \frac{F'c}{FY}$$

FR = FACTOR DE REDUCCION .

SE PUEDE DESPEJAR EL VALOR D CORRESPONDIENTE AL PERALTE DE LA PIEZA HABIENDO SUPUESTO EL ANCHO B .

ESTE PROCEDIMIENTO VALIDO PARA SECCIONES SIMPLEMENTE ARMADAS PUEDE DAR UNA IDEA APROXIMADA .

2.2 DETERMINACION DE CARGAS.

ESTE ES UNO DE LOS PUNTOS MAS IMPORTANTES DENTRO DE TODO EL PROCESO .

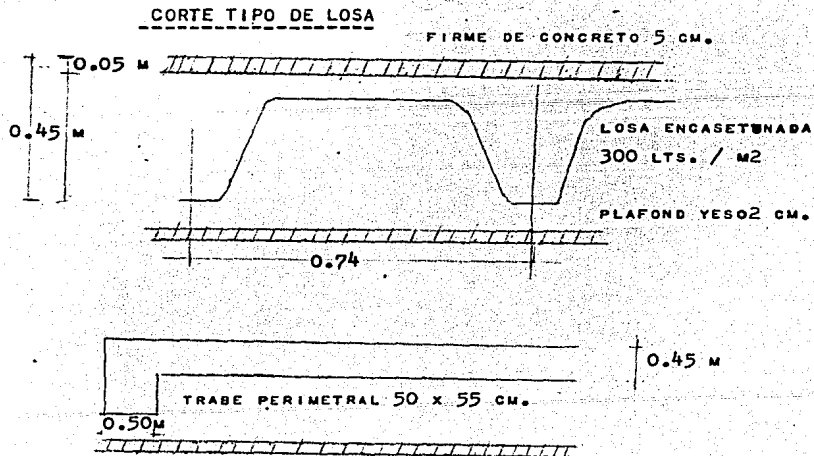
LA ESTIMACION DE CARGAS DEBERA HACERSE TANTO DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES, COMO A LA EXPERIENCIA QUE TENGA EL PROYECTISTA .

SI SE DISEÑA CON VALORES INFERIORES A LOS QUE ACTUAN NORMALMENTE, SEGURAMENTE SE PRESENTARAN PROBLEMAS QUE PUEDEN LLEGAR A SER MUY GRAVES. SI POR EL CONTRARIO SE EMPLEAN CANTIDADES MAYORES ESTARA DISEÑÁNDOSE UNA ESTRUCTURA MUY SOBRADA, QUE DESDE EL PUNTO DE VISTA ECONOMICO NO ES EL CONVENIENTE. EN CUANTO A LA CARGA VIVA, SE PODRIA USAR ESTRICTAMENTE LO MARCADO EN EL REGLAMENTO PARA EL TIPO DE ESTRUCTURA QUE SE TRATA. SIM EMBARGO DICHA CANTIDAD NO CONTEMPLA LO CORRESPONDIENTE A MUROS DIVISORIOS, TUBERIAS E INSTALACIONES Y COMO EN MUCHAS OCASIONES SU UBICACION NO ESTA DEFINIDA O DEFINITIVAMENTE NO SE ENCUENTRA DENTRO DEL PROYECTO; SU PESO DEBERA CONSIDERARSE JUNTO CON LA CARGA VIVA.

POR OTRA PARTE LOS VALORES DE CARGA VIVA QUE SE CONSIDEREN VARIARAN DEPENDIENDO DE LO QUE SE ESTE ANALIZANDO DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES (R.C.D.F.)

PARA VALUAR LA CARGA MUERTA SE TOMARA EN CUENTA TODO LO QUE INFLUYA EN CADA MARCO.

SI SE ANALIZA POR EJEMPLO UNO DE LOS MARCOS DE FACHADAS, SE TENDRA LO SIGUIENTE :



BAJADA DE CARGAS

EL PROBLEMA CONSISTE EN DETERMINAR LAS FUERZAS AXIALES QUE OBRARAN EN LAS COLUMNAS EN CADA UNO DE LOS NIVELES, DE LA ESTRUCTURA.

ESTAS FUERZAS AXIALES SON EL RESULTADO DE LA ACCION QUE SOBRE LAS COLUMNAS EJERCEN LAS TRABES QUE CONECTAN EN ELLAS, DEBEN OBTENERSE, POR LO TANTO, COMO LA SUMA DE LAS REACCIONES QUE EN CADA UNA DE LAS COLUMNAS EJERCEN LAS TRABES QUE SE APOYAN EN ELLAS.

OTRO PROCEDIMIENTO NO TAN RIGUROSO COMO EL EXPUESTO ANTERIORMENTE, PUEDE SER BAJANDO CARGAS POR AREAS TRIBUTARIAS, O SEA, EN CADA CASO CONSIDERARLE A CADA COLUMNA UN AREA TRIBUTARIA, Y CONSIDERAR QUE DESCARGAN EN ELLA, LOS PESOS QUE SE ENCUENTRAN EN DICHA SUPERFICIE.

ESTE METODO DA BUENOS RESULTADOS Y SE JUSTIFICA SU EMPLEO CONSIDERANDO QUE AL SUPONER LA CARGA VIVA QUE OBRASOBRE LAS AREAS SE ABSORBEN PEQUEÑAS DEFICIENCIAS.

EL METODO DE AREAS TRIBUTARIAS TIENE LA VENTAJA DE SER MUY SIMPLE Y SE PUEDE ANALIZAR Y DISEÑAR RAPIDAMENTE LA CIMENTACION DE CUALQUIER ESTRUCTURA PARA COMENZAR SU CONSTRUCCION.

CARGA MUERTA:

LOSA ENCASETONADA.-

LOSA (CONCRETO)	3.40 m ³ /16.36 m ² x 2.4 t/m ³	=	0.490 t/m ²
FIRME 5 CM.	0.05 x 2.1 t/m ³	=	0.110 "
PESO DE LAMPARAS	50 Kg/m ²	=	0.050 "
C.V. (R.D.D.F. 1977)	150 Kg/m ²	=	0.150 "
WT=	0.49 + 0.05 + 0.11 + 0.15	=	0.810 t/m ²

PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS.

<u>MATERIAL</u>	<u>PESO VOLUMETRICO.</u>
FACHADA 80 Kg/m	
FACHADA VIDRIO 6 MM	68 Kg/m
TEPETATE SECO	1.6 TON / M ³
TEZONTLE SECO	1.25 TON/M ³

CONCRETO REFORZADO	2.4 TON/M ³
MORTERO DE CEMENTO Y ARENA	2.10 TON/M ³
APLANADO DE YESO	1.50 TON/M ³
TABIQUE MACIZO HECHO A MANO	1.50 TON/M ³
TABIQUE MACIZO PENSADO	2.20 TON/M ³
BLOQUE HUECO DE CONCRETO LIGERO	1.30 TON/M ³
BLOQUE HUECO DE CONCRETO PESADO	2.20 TON/M ³
VIDRIO PLANO	3.10 TON/M ³

RECUBRIMIENTOS:

AZULEJO	15 Kg/m ²
MOAICO DE PASTA	35 Kg/m ²
GRANITO DE TERRAZO (20x20)	45 Kg/m ²
LOSETA ASFALTICA VINILICA	10 Kg/m ²

CANTIDADES A LAS QUE TENDRA QUE SUMARSE LO CORRESPONDIENTE A CARGA VIVA.

SE TOMARAN EN CUENTA LO CORRESPONDIENTE A MURAS DIVISORIOS , INSTALACIONES, ETC. ESTO ESTA DEL LADO DE LA SEGURIDAD CONSIDERANDO QUE LOS EDIFICIOS DE ESTACIONAMIENTO, SUFREN MODIFICACIONES EN SU DISTRIBUCION, PARA PROTECCIONES, POR LO QUE NO PUEDEN CONSIDERARSE CARGAS DE ESTE TIPO CON UNA UBICACION PRECISA PERMANENTE.

CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS DE CARGAS

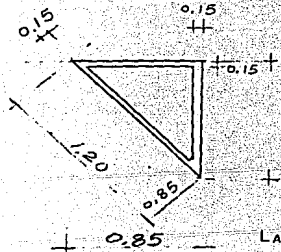
PESO TABIQUE = 300 Kg/m² = 0.3 T/m²

M A R C O S .

- AZOTEA**
- * Po. Po. LOSA x ANCHO TRIBUTARIO (4.30) = 3.48 T/M
 - * Po. Po. DE MURETE DE CONCRETO CON H=70CM.
 - Vol. = (0.60 x 0.50 x 0.70) + (3.30 x 0.15 x 0.70) + (0.30 x 0.60 x 0.70)
 - * Po. Po. = 0.60 x 2.4 = 1.64 TON (AXIAL A LA COLUMNA)
 - * Po. Po. MURO DE TABIQUE CON H=1.20 M.
 - * Po. Po. = 0.3 x 1.20 = 0.36 T/M * 0.36 x 3.85 = 1.39 TON (EN EL EXTREMO DEL VOLADO; MURO EN LA OTRA DIRECCION)
- W AZOTEAS = 3.48 + 0.36 = 3.84 T/M.

PLANTA TIPO

- * Po. Po. LOSA ANCHO TRIBUTARIO (4.30) = 3.48 T/M
- * Po. Po. MURO DE TABIQUE EN EL NIVEL +16.15 = 2.55 x 0.3 = 0.77 T/M.
- * Po. Po. DE PRETILES EXTERIORES (LOSA SUPERIOR) = 0.05 TON
- * Po. Po. DE PRETILES EXTERIORES SIN LOSA SUPERIOR = 0.432 T/M
- * Po. Po. DEL TRIANGULO DE TABIQUE EN LAS ESQUINAS DE LOS VOLADOS.



AREA = (0.85 x 2) + 1.2 x 1.0 = 2.90 M²

** Po. Po. = 2.90 x 0.3 = 0.87 TON

- * LOSA DE 10 CM COLOCADO CERCA DEL TRIANGULO DEL CUBO DE ESCALERAS.

* Po. Po. = 0.1 x 1.10 x 2.4 = 0.26 T/M

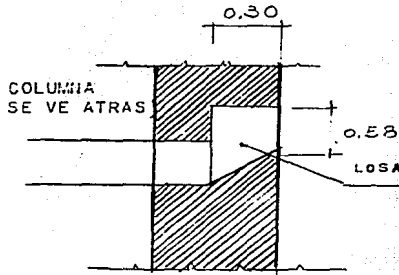
* Po. Po. PRETILES INTERIORES (RAMPAS)

Po. Po. = 0.2 x 0.6 x 2.4 = 0.29 T/M

- * Po. Po. DEL REMATE DE LAS PRETILES ANTERIORES.

* Po. Po. Po. = 0.6² x 0.6 x 2.4 = 0.52 T

LA ALTURA ES IGUAL A UN METRO DESDE DONDE TERMINA EL PRETIL HASTA LA SUPERFICIE INFERIOR DE LA LOSA.



Po. Po. DE CALZADA COLOCADA DEBAJO DE LOS PRETILES INTERIORES

$$Po.Po. = 0.1 \times 0.5 \times 2.4 = 0.12 \text{ T/M.}$$

PESO DE LA LOSA QUE SE PASA DEL EJE DE COLUMNAS (VER CORTE B-B PLANO EQUI- TECTONICO CG 1/1).

$$Po.Po. = 0.3 \times 0.58 \times 2.4 = 0.42 \text{ T/M}$$

* Po. Po. COLUMNAS DE 50 x 80 = $0.5 \times 0.8 \times 2.4 = 0.96 \text{ T/M}$

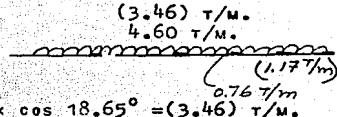
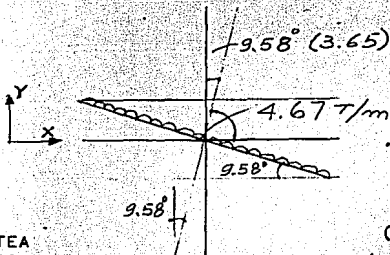
* Po. Po. COLUMNAS 50 x 60 = $0.5 \times 0.6 \times 2.4 = 0.72 \text{ T/M.}$

* Po. Po. DE MUROS DE TABIQUE DE ENTREPISO EN LOS EJES 1 Y 4

$$Po. Po. = 0.3 \times 2.2 = 0.66 \text{ T/M.}$$

Po. Po. LOSA ANCHO TRIBUTARIO (2M) = 1.63 T/M.

CARGAS EN LOS ELEMENTOS INCLINADOS DE LOS MARCOS



AZOTEA
MARCOS 2 Y 3

Po.Po. MURO CONCRETO DEL EJE C DE 15 x 70

Po.Po. MURO CONCRETO DEL EJE 2 Y 3 DE 50 x 70

* Po.Po. = $(0.15 \times 0.7 \times 2.4) = 0.25 \text{ T/M}$

* Po.Po. = $(0.5 \times 0.7 \times 2.4) = 0.84 \text{ T/M.}$

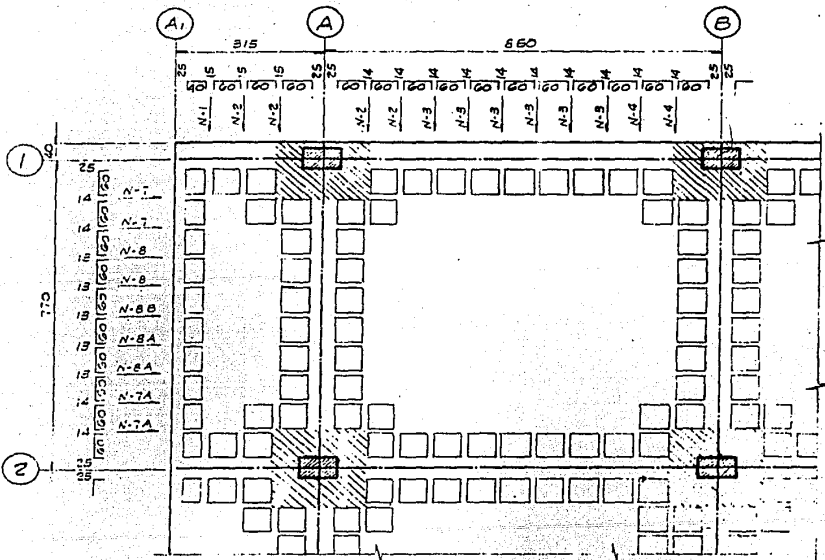
$$(3.65) \times \cos 18.65^\circ = (3.46) \text{ T/M.}$$

$$Y = 4.67 \times \cos 9.58 = 4.60 \text{ T/M.}$$

$$X = 4.67 \times \text{SEN } 9.58^\circ = 0.78 \text{ T/M.}$$

$$(3.65) \times \text{SEN } 18.65^\circ = (1.17 \text{ T/M})$$

C A R G A S C O N S I D E R A D A S



PESO PROPIO DE LA LOSA $h = 45$ CMS.
 PARA CONSIDERAR EL P.P. DE LA LOSA TOMAMOS EL TABLERO MAS DESFAVORABLE Y TOMEMOS EL AREA TRIBUTARIA CON RESPECTO A LA COLUMNA, ESTE ES EL DE 8.60×7 .

$$\text{AREA TRIBUTARIA DE LA COLUMNA} = 8.65 \times 4.25 = 16.96 \text{ M}^2$$

$$\text{VOL. DE LOSA} = A \times h = 7.36 \text{ M}^3$$

CASILLONES QUE ENTRAN EN ESTA AREA TRIBUTARIA = 27.5

$$\text{VOL. DE LOS CASILLONES} = 27.5 \times 0.6^2 \times 0.40 = 3.96 \text{ M}^3$$

$$\text{VOL. DE CONCRETO} = 7.36 - 3.96 = 3.40$$

$$\text{PESO CONCRETO} = 3.40 \times 2.4 = 8.16 \text{ TON.}$$

$$W \text{ CONCRETO} = 8.16 / 16.96 = 0.48 \text{ T/M}^2$$

2.3 - ANALISIS SISMICO ESTATICO

EL ANALISIS SISMICO ES UNO DE LOS MAS IMPORTANTES QUE SE REALIZA DURANTE EL PROCESO DE CALCULO. EL PROBLEMA ES QUE NO SE CONOCE LA MAGNITUD DE LAS CARGAS HORIZONTALES, NI EL INSTANTE EN QUE OCURRIRAN, ADEMAS QUE SU MAGNITUD DEPENDE DE LA INTENSIDAD DEL SISMO Y LA RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA, POR LO TANTO HAY QUE IR ITERANDO HASTA QUE LAS FUERZAS SISMICAS SUPUESTAS SEAN IGUALES A LOS QUE RESULTEN DE CALCULO.

UNA FORMA PARA EVITAR QUE ESTE TRABAJO SE PROLONGUE EXCESIVAMENTE ES HACIENDO PRIMERO UN ANALISIS ESTATICO, DEL CUAL SE OBTENDRAN DOS RESULTADOS SUMAMENTE IMPORTANTES. POR UNA PARTE LAS FUERZAS SISMICAS QUE SE EMPLEARAN EN EL SISMO DEFINITIVO, QUE NO SON MAS QUE UNA PRIMERA APROXIMACION, Y POR OTRA PARTE LA RIGIDEZ DE CADA MARCO, Y EN CONSECUENCIA LA RIGIDEZ DEL PISO NECESARIA PARA EL ANALISIS SISMICO DEFINITIVO.

ESTE ESTUDIO AL IGUAL QUE LA MAYORIA DE LOS DEMAS, SE LLEVA A CABO MEDIANTE PROGRAMAS DE COMPUTADORA. EN ESTE CASO SE UTILIZO UN PROGRAMA STREES, DANDO COMO DATOS LAS FUERZAS ACTUALES EN CADA MUDD, QUE EN ESTA ETAPA SON SUPUESTAS.

EL ANALISIS SISMICO ESTATICO SUPONE UNA VARIACION LINEAL DE LAS ACELERACIONES EN CADA NIVEL, VER COMO EJEMPLO LAS FIGURAS QUE REPRESENTAN LO ANTERIOR :

FIGURAS SE/1, SE/2, SE/3, SE/4, SE/5, SE/6

EL MAXIMO SE TIENE EN LA PARTE SUPERIOR Y DECRECE EN FORMA LINEAL HASTA LA BASE DE LA ESTRUCTURA, DE MANERA QUE EL VALOR DE CADA FUERZA SERA PROPORCIONAL A LA ALTURA DEL PISO EN QUE SE ENCUENTRA APLICADA. POR FACILIDAD DE CALCULO SE ACOSTUMBRA QUE LA MAYOR ACELERACION SEA IGUAL A $1.0 A/G$. DE ACUERDO A LO ANTERIOR, SI MULTIPLICAMOS DICHAS ACELERACIONES POR EL PESO DE ESE NIVEL, (YA SEA DEL MARCO SOLO O DE -

UN CONJUNTO DE ELLOS, DEPENDIENDO DE LO QUE SE ANALICE), OBTENDREMOS LAS FUERZAS CON QUE ALIMENTAREMOS EL PROGRAMA DE COMPUTADORA.

ASPECTOS GENERALES :

EL REGLAMENTO PERMITE, DE ACUERDO AL ARTICULO 238, QUE EL ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS CON UNA ALTURA MENOR DE 60 M. SE REALICE DE ACUERDO CON EL METODO ESTATICO, QUE SE DESCRIBE EN EL ARTICULO 240

LA APLICACION DEL METODO ESTATICO, CONSTA DE :

- 1.- SE PRESENTA LA ACCION DEL SISMO POR FUERZAS HORIZONTALES QUE ACTUAN EN LOS CENTROS DE MASAS DE LOS PISOS, EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES.
- 2.- ESTAS FUERZAS SE DISTRIBUYEN ENTRE LOS SISTEMAS RESISTENTES A CARGA LATERAL QUE TIENE EL EDIFICIO (MURDS Y/ O MARCOS).
- 3.- SE EFECTUA EL ANALISIS ESTRUCTURAL DE CADA SISTEMA RESISTENTE ANTE LAS CARGAS LATERALES QUE LE CORRESPONDAN.

VALUACION DE LAS FUERZAS SISMICAS SIN ESTIMAR EL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO.

SEGUN EL INCISO I DEL ARTICULO 240, LAS FUERZAS CORTANTES SISMICAS EN LOS DIFERENTES NIVELES DE UNA ESTRUCTURA PUEDEN VALUARSE SUPONIENDO UN CONJUNTO DE FUERZAS HORIZONTALES QUE ACTUAN SOBRE CADA UNO DE LOS PUNTOS DONDE SE SUPONGAN CONCENTRADAS LAS MASAS. LA FUERZA ACTUANTE DONDE SE CONCENTRA UNA MASA i ES IGUAL AL PESO DE LA MISMA, W_i , POR UN COEFICIENTE PROPORCIONAL A LA ALTURA H_i DE LA MASA EN CUESTION SOBRE EL DESPLANTE SOBRE EL DESPLANTE (O NIVEL A PARTIR DEL CUAL LAS DEFORMACIONES ESTRUCTURALES PUEDEN SER APRECIABLES), SIN INCLUIR TANQUES, APENDICES U OTROS ELEMENTOS CUYA ESTRUCTURACION DIFIERA RADICALMENTE DEL RESTO DE LA ESTRUCTURA. EL FACTOR DE PROPORCIONALIDAD SE TOMARA DE TAL MANERA QUE LA RELACION V/W EN LA BASE IGUAL A C/Q PERO NO MENOR QUE A_0 . LOS VALORES DE C Y DE A_0 ESTAN DADOS EN LOS ARTICULOS 234 Y 236, RESPECTIVAMENTE. Q ES EL FACTOR DE REDUCCION POR DUCTILIDAD QUE SE ESCOGE DE ACUERDO CON

EL ARTICULO 235.

VALORES DE c, A₀, T₁, T₂ Y R

VER FIG. 3.2

ZONA	c	A ₀	T ₁ (SEG)	T ₂ SEG.	R
I TERRENO FIRME	0.16	0.030	0.3	0.8	1/2
II TERRENO DE TRANSICION	0.20	0.045	0.5	2.0	2/3
III TERRENO COM-PRESIBLE	0.24	0.060	0.8	3.3	1

LA ZONIFICACION DEL DISTRITO FEDERAL EN CUANTO A TIPOS DE TERR- NO SE HACE EN EL ARTICULO 262. EXISTE TAMBIEN UNA ZONA IV; LOS SITIOS INCLUIDOS EN ESTA ZONA SE RECLASIFICARAN EN ALGUNA DE LAS TRES ANTE- RIORES DE ACUERDO CON LO ESTIPULADO EN DICHO ARTICULO, SALVO QUE PARA SITIOS QUE AL RECLASIFICARSE RESULTAN EN LA ZONA III EL VALOR DE T₂, NO SE TOMARA MENOR QUE 5 SEG. A MENOS QUE SE COMPRUEBE QUE ES APLICA- BLE UN VALOR MENOR. EN NINGUN CASO T₂ SERA MENOR QUE EL INDICADO EN - ESTA TABLA PARA LA ZONA CORRESPONDIENTE.

LOS VALORES DE C CORRESPONDEN A ESTRUCTURAS QUE SEGUN EL ARTICU- LO 232 SE CLASIFICAN COMO DEL GRUPO B, ENTRE LAS QUE SE ENCUENTRAN - EDIFICIOS DE HABITACION Y OFIDINAS. PARA CONSTRUCCIONES CLASIFICADAS EN DICHO ARTICULO COMO DEL GRUPO A, COMO ESTACIONES DE BOMBEROS Y TE- LEFONICAS, HOSPITALES, ESCUELAS Y OTRAS, LOS VALORES DE C DADOS EN ES- TA TABLA DEBEN MULTIPLICARSE POR 1.3. LO MISMO SE APLICA A LOS VALO- RES DE A₀.

EDIFICIOS SIN APENDICES.

EN EL CASO EN CUESTION, LA APLICACION DE LO ESTIPULADO EN EL ARTICU- LO 240 CONDUCE A QUE LA FUERZA HORIZONTAL P_i APLICADA EN EL CENTRO - DE MASAS DEL NIVEL I ESTA DADA POR LA FORMULA:

$$P_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot C_s \cdot \sum W_i \quad (A-1)$$

DONDE C_s ES EL MAYOR VALOR ENTRE c/Q Y A_0 .

LA APLICACION DE ESTA FORMULA SE EJEMPLIFICA EN LA TABLA A-2 .
 SE CONSIDERA QUE LA ESTRUCTURACION, LOS MATERIALES Y LOS DETALLES CONSTRUCTIVOS EMPLEADOS SON TALES QUE EL FACTOR DE DUCTILIDAD Q PUEDE CONSIDERARSE IGUAL A 4 EN LA DIRECCION X, E IGUAL A 2 EN LA DIRECCION Y . SE PUEDE OBSERVAR QUE QUE LOS VALORES DE Q NO TIENEN QUE SER IGUALES EN LAS DOS DIRECCIONES, PORQUE LAS ESTRUCTURACIONES PUEDEN SER DIFERENTES .

EDIFICIOS CON APENDICES

EN ESTE CASO NO SE APLICA LA FORMULA A-1 Y PARA VALUAR LAS FUERZAS EN LOS PISOS DEBE EMPLEARSE TEXTUALMENTE EL PARRAFO 1 DEL ARTICULO 240 .

TABLA A-2

FUERZA SISMICA, CORTANTES Y POSICION DE LA CORTANTE EN CADA PISO DEL EDIFICIO.

NIVEL 0 ENTREPISO	DIRECCION X					
	W_i	h_i	$W_i h_i$	P_{ix}	V_{ix}	\bar{x}_i
				P_{ix}	\bar{x}_i	$\sum P_{ix} \bar{x}_i$

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C_s \sum W_i ; \quad V_i = \frac{\sum P_{ix} \bar{x}_i}{V_{ix}} ; \quad C_{sx} = c/Q ;$$

DIRECCION Y

NIVEL 0 ENTREPISO	W_i	h_i	P_{iy}	V_{iy}	\bar{x}_i	$P_{iy} \bar{x}_i$	\bar{x}_i
			$W_i h_i$				$\sum P_{iy} \bar{x}_i$

$$x_i = \frac{\sum P_{iy} \bar{x}_i}{V_{iy}} ; \quad C_{sy} = c/Q$$

OBSERVACION: \bar{x}_i Y \bar{y}_i SON LAS COORDENADAS DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE CADA PISO, DONDE SE SUPONEN APLICADAS LAS FUERZAS P_i ; AQUI SE CONSIDERAN DATOS. EN ESTA TABLA LAS UNIDADES DE FUERZA SON TON, Y LAS DE -

LONGITUD SON M.

PARA DETERMINAR LAS FUERZAS EN UN APENDICE SE DEBE APLICAR EL PARRAFO V DEL ARTICULO 240, SEGUN EL CUAL SE SUPONDRA ACTUANDO SOBRE DICHO APENDICE LA MISMA DISTRIBUCION DE ACCELERACIONES QUE LE CORRESPONDERIA SI SE APOYA DIRECTAMENTE EN EL SUELO, -- MULTIPLICADA POR $(c+a_0)/a_0$, DOBE c ES EL FACTOR POR EL QUE SE MULTIPLICA EL PESO DEL NIVEL DE DESPLANTE DEL APENDICE CUANDO SE VALUAN LAS FUERZAS SOBRE TODA LA CONSTRUCCION.

CONSIDERANDO QUE EL EDIFICIO LE CORRESPONDE $Q = 4$ Y QUE SE TRATA DE UNA CONSTRUCCION DEL TIPO B, DESPLANTADA EN EL TERRENO FIRME. CON ESTOS DATOS SE OBTIENE DE LA TABLA(A-0) LO SIGUIENTE:

$$c = 0.16 \quad a_0 = 0.03$$

EL COEFICIENTE SISMICO ES EL MAYOR DE $0.16/4$ Y 0.03 , ES DECIR 0.04 . ESTO QUIERE DECIR QUE V/W DEBE SER IGUAL A 0.04 , ESTANDO INCLUIDOS EN V Y EN W LAS FUERZAS LATERALES Y LOS PESOS, RESPECTIVAMENTE, DE LOS APENDICES.

DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DEPARTAMENTO DEL D.F., ESTE EDIFICIO SE ENCUENTRA CATALOGADO DENTRO DEL GRUPO CORRESPONDIENTE A CONSTRUCCIONES CUYA FALLA OCASIONARIA PERDIDAS DE MAGNITUD INTERMEDIA Y EN LA ZONA I (TERRENO FIRME):

TIPO I
GRUPO B
ZONA I

ARTICULO 230.- SIMBOLOGIA EMPLEADA :

A (ADIMENSIONAL = ORDENADA DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO, COMO FRACCION DE LA ACCELERACION DE LA GRAVEDAD, SIN REDUCCION POR DUCTILIDAD.

a_0 (ADIMENSIONAL) = VALOR DE A PARA $T = 0$

B = BASE DE UN TABLERO DE VIDRIO.

C ADIMENSIONAL = V/W = COEFICIENTE SISMICO

H = ALTURA DE UN TABLERO DE VIDRIO.

H (M) = ALTURA DE LA MASA PARA LA QUE SE CALCULA - FUERZA HORIZONTAL.

O (ADIMENSIONAL)	= FACTOR DE DUCTILIDAD
O' (ADIMENSIONAL)	= FACTOR REDUCTIVO DE FUERZAS SISMICAS PARA FINES DE DISEÑO.
T (seg.)	= PERIODO NATURAL.
T1 , T2 (seg)	= PERIODOS CARACTERISTICOS DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO.
R	= RESPUESTA DE DISEÑO.
Ri	= RESPUESTA EN EL MODO I
R	= EXPONENTE EN LAS EXPRESIONES EN LOS ESPECTROS DE DISEÑO.
R0	= RADIO DE GIRO DE LA MASA EN EL EXTREMO SUPERIOR.
V (TON)	= FUERZA CORTANTE HORIZONTAL EN LA BASE DE LA CONSTRUCCION.
W (TON)	= PESO DE LA CONSTRUCCION (CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA).

CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES EN EL REGLAMENTO DEL D.F.

EN EL REGLAMENTO DEL D.F. Y CON FINES DE DISEÑO SISMICO, SE CLASIFICAN LOS EDIFICIOS POR EL TIPO DE SUELO EN EL QUE SE ENCUENTRAN CIMENTADOS, POR SU DESTINO Y POR SU TIPO DE ESTRUCTURACION.

EL REGLAMENTO DEL D.F. CONSIDERA ZONAS, SEGUN EL ESPESOR DE LA CAPA DE TERRENO COMPRESIBLE.

1.- SE CONSIDERAN LOS SIGUIENTES TIPOS DE SUELOS :

- A.-SUELOS COMPRESIBLES HASTA $H < 3$ M DE PROFUNDIDAD;
- B.-SUELOS COMPRESIBLES PARA UNA PROFUNDIDAD DE $3 \text{ M} \leq H < 20 \text{ M.}$;
- C.- SUELOS COMPRESIBLES PARA UNA PROFUNDIDAD $H \geq 20 \text{ M.}$

2.-LOS EDIFICIOS POR SU DESTINO SE CLASIFICAN EN :

GRUPO A - ESTRUCTURAS QUE SON ESPECIALMENTE IMPORTANTES A RAIZ DE UN SISMO O QUE EN CASO DE FALLA CAUDARIAN PERDIDAS IMPORTANTES. TAL ES EL CASO DE EDIFICIOS GUBERNAMENTALES Y DE SER-

VICIOS PUBLICOS, EDIFICIOS CUYO FUNCIONAMIENTO ES IMPORTANTE A RAIZ DE UN TENBLOR, AQUELLOS CUYO CONTENIDO ES DE GRAN VALOR Y LOS QUE TIENEN FRECUENTE AGLOMERACION DE PERSONAS.

POR EJEMPLO : SUBESTACIONES ELECTRICAS, CENTRALES TELEFONICAS, HOSPITALES, ESCUELAS, ESTADIOS ETC.

GRUPO B - CONSTRUCCION PARA LA HABITACION PRIVADA O DE USO PUBLICO, DONDE NO EXISTE FRECUENTE AGLOMERACION DE PERSONAS Y EN DONDE LA FALLA DE LA ESTRUCTURA OCASIONARIA PERDIDAS DE MAGNITUD INTERMEDIA, CERCAS DE ALTURA MAYOR DE 2.50 M. Y AQUELLAS CUYA FALLA PUEDA PONER EN PELIGRO OTRAS CONSTRUCCIONES. POR EJEMPLO : PLANTAS INDUSTRIALES, EDIFICIOS DE OFICINAS Y HABITACION, ETC.

GRUPO C - CONSTRUCCIONES AISLADAS CUYA FALLA IMPLICA UN COSTO MINIMO. POR EJEMPLO : BARDAS, CON ALTURA MENOR DE 2.5 METROS, BODEGAS PROVISIONALES, ETC. ESTAS CONSTRUCCIONES NO REQUIEREN DISEÑO SISMICO.

3.- LOS EDIFICIOS POR SU ESTRUCTURACION SE CLASIFICAN EN :

TIPO 1 - SE INCLUYEN EN ESTE TIPO AQUELLAS ESTRUCTURAS EN QUE LAS FUERZAS LATERALES SE RESISTEN EN CADA NIVEL MEDIANTE MARCOS CONTINUOS, CONTRAVENTEAOS O NO, POR DIAFRAGMAS MAS O MUROS O POR COMBINACIONES DE DIVERSOS SISTEMAS COMO LOS MENCIONADOS. INCLUYE EDIFICIOS, NAVES INDUSTRIALES ETC. TAMBIEN INCLUYE CHIMENEAS, TORRES, BARDAS Y PENDULOS INVERTIDOS EN QUE EL 50 % O MAS DE SU MASA SE ENCUENTRE EN EL EXTREMO SUPERIOR Y QUE TENGAN UN SOLO ELEMENTO RESISTENTE EN LA DIRECCION DEL ANALISIS. COMPRENDE LAS ESTRUCTURAS CUYA RESPUESTA DINAMICA ESTA DEFINIDA PRACTICAMENTE POR LA DE SU MODO NATURAL DE VIBRACION.

TIPO 2 - COMPRENDE LOS TANQUES PARA ALMACENAMIENTO, EN LOS CUALES HAY QUE CONSIDERAR LAS OSCILACIONES PROPIAS DE LOS LIQUIDOS ALMACENADOS.

TIPO 3 - MUROS DE RETENCION.

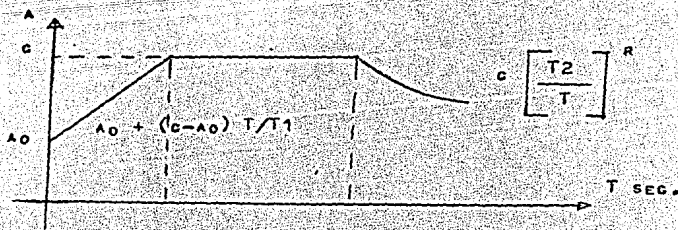
TIPO 4 - COMPRENDE LAS ESTRUCTURAS QUE NO PUEDAN CLASIFICARSE EN ALGUNO DE LOS TIPOS ANTERIORES.

ARTICULO 234.- COEFICIENTE SISMICO. SE ENTIENDE POR COEFICIENTE SISMICO "c" EL COCIENTE DE LA FUERZA CORTANTE HORIZONTAL EN LA BASE DE LA CONSTRUCCION, SIN REDUCIR POR DUCTILIDAD Y EL PESO W DE LA MISMA SOBRE DICHO NIVEL. PARA EL CALCULO DE W SE TOMARAN LAS CARGAS MUERTAS Y VIVAS.

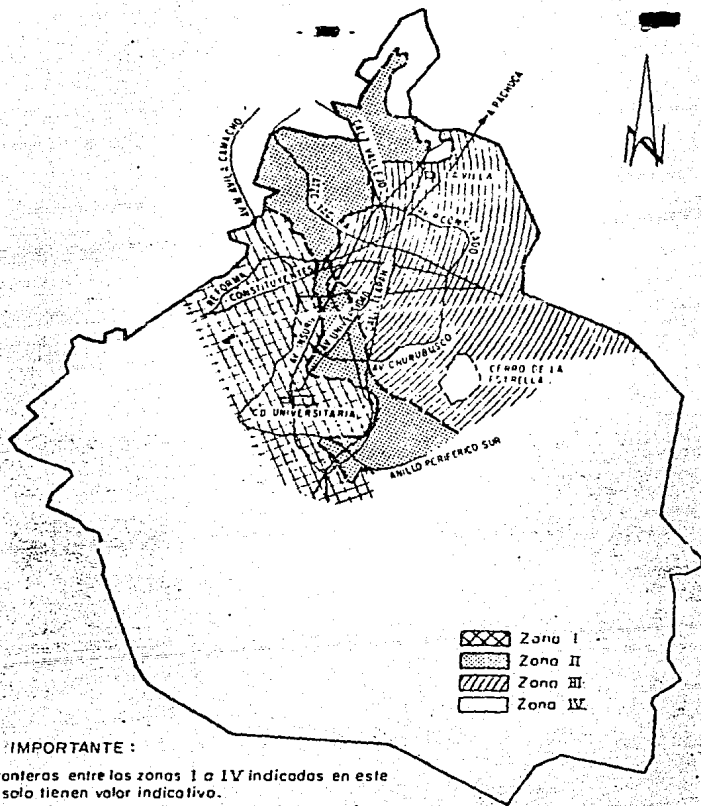
CON ESTO PUEDE CALCULARSE EL CORTANTE EN LA BASE, Y LA FUERZA SISMICA CORRESPONDIENTE.

ESPECTRO DE DISEÑO. REGLAMENTO DEL D.F.

EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. RECOMIENDA EL ESPECTRO DE DISEÑO QUE SE MUESTRA EN LA FIG. A-3/1 EN EL QUE LAS ORDENADAS ESPECTRALES QUE SE INDICAN TIENEN EN CUENTA LOS EFECTOS DE AMORTIGUAMIENTO.



TIPO DE SUELO	A ₀	T ₁	T ₂	R	ZONA	C
ZONA I	0.03	0.3	0.8	1/2	I TERRENO FIRME	0.16
ZONA II	0.045	0.5	2.0	2/3	II TERRENO DE TRANSICION)	0.20
ZONA III	0.06	0.8	3.3	1	III TERRENO COMPRESIBLE)	0.24



NOTA IMPORTANTE :

Las fronteras entre las zonas I a IV indicadas en este plano solo tienen valor indicativo.

La zona en la que se localiza un predio dado, será determinada a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo.

Zonificación del Distrito Federal en cuanto a tipos de subsuelo

FIGURA #3.2.

ESPECTROS DE DISEÑO PARA EL D.F.:

EL COEFICIENTE SISMICO "C" QUE APARECE EN EL ESPECTRO DE DISEÑO SE DEFINE COMO EL COEFICIENTE ENTRE LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA Y EL PESO DE LA MISMA, INCLUYENDO LA CARGA VIVA ESPECIFICADA POR EL REGLAMENTO.

PARA CONSIDERAR LA INFLUENCIA DE LA DUCTILIDAD DE LA CONSTRUCCION LOS VALORES DE LAS ORDENADAS ESPECTRALES SE AFECTARAN DEL FACTOR $1/Q^*$, EXCLUSIVAMENTE PARA EL CALCULO DE LOS ELEMENTOS MECANICOS EN LA ESTRUCTURA. PARA EL CALCULO DE DEFORMACION EN LA ESTRUCTURA SE USARAN LOS VALORES DEL COEFICIENTE SISMICO TAL COMO HAN SIDO ESPECIFICADOS. SI EL PERIODO DE LA ESTRUCTURA ES MAYOR QUE T_1 , Q^* SERA IGUAL AL VALOR Q DE LA DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA.

$$\text{EN CASO CONTRARIO } Q^* = 1 + (Q-1) T/T_1$$

EL FACTOR DE DUCTILIDAD "Q" DEPENDE DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION EN QUE SE ESTA ANALIZANDO.

VALORES DEL FACTOR " Q " DE DUCTILIDAD.

CASO	TIPO DE ESTRUCTURACION.	REQUISITOS	FACTOR DE DUCTILIDAD (Q)
1	1	LA RESISTENCIA ES SUMINISTRADA EN TODOS LOS NIVELES EXCLUSIVAMENTE POR MARCOS NO CONTRAVENTEAOS DE CONCRETO REFORZADO O DE ACERO CON ZONA DE FLUENCIA DEFINIDA Y SE CUMPLAN LAS SIGUIENTES CONDICIONES :	6.0
		A) LAS VIGAS Y COLUMNAS DE ACERO SATISFACEN LOS REQUISITOS CORRESPONDIENTES A SECCIONES COMPACTAS	

DE ACUERDO CON LOS CRITERIOS FIJADOS POR EL D.F. Y SUS JUNTAS PUEDEN ADMITIR ROTACIONES IMPORTANTES ANTES DE FALLAR.

B) LAS COLUMNAS DE CONCRETO SON ZUNCHADAS O POSEEN ESTRIBOS QUE PROPORCIONEN UN CONFIRMAMIENTO EQUIVALENTE.

C) LOS MIEMBROS SUJETOS A CONDICIONES DE CARGA QUE PUEDEN PROVOCAR FALLAS FRAGILES CON FUERZA CORTANTE, TORSION, PANDEO POR COMPRESION AXIAL, ETC. SE DISEÑAN CON UN FACTOR DE CARGA DE 1.4 EN LUGAR DE 1.1 ESPECIFICADO PARA CARGAS ACCIDENTALES.

D) SE SATISFACEN LAS LIMITACIONES QUE SE FIJAN PARA ARTICULACIONES PLASTICAS EN MIEMBROS DE CONCRETO, POR EL REGLAMENTO DEL D.F. DICHAS LIMITACIONES DEBEN SATISFACERSE EN LOS EXTREMOS DE VIGAS O COLUMNAS O EN LOS LUGARES DONDE SE FORMARIAN LAS ARTICULACIONES PLASTICAS QUE SE REQUERIRIAN PARA QUE CADA MARCO ALCANZARA UN MECANISMO DE COLAPSO EN CADA PISO O ENTREPISO SI LA FUERZA LATERAL FUERA SUFICIENTEMENTE ELEVADA.

E) EL MINIMO COCIENTE DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE UN ENTREPISO, ENTRE LA ACCION DE DISEÑO, NO DIFERIRA EN MAS DEL 20 % DEL PROMEDIO DE DICHS COCIENTES PARA TODOS LOS ENTREPISOS.

CASO	TIPO DE ESTRUCTURACION	REQUISITOS	FACTOR DE DUCTILIDAD (Q)	4.0
2	1	LA RESISTENCIA EN TODOS LOS NIVELES ES SUMINISTRADA EXCLUSIVAMENTE POR MARCOS NO CONTRAVENTADOS DE CONCRETO, MADERA O ACERO		

CON O SIN ZONA DE FLUENCIA DEFINIDO, ASI COMO POR MARCOS CONTRAVENTADOS O CON MUROS DE CONCRETO, EN LOS QUE LA CAPACIDAD DE LOS MARCOS SIN CONTAR MUROS O CONTRAVIENTOS SEA CUANDO MENOS 25 % DEL TOTAL. EL MINIMO COCIENTE DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE UN ENTREPISO, ENTRE LA ACCION DE DISEÑO, NO DIFERIRA EN MAS DE 35 % DEL PROMEDIO DE DICHS COCIENTES PARA TODOS LOS ENTREPIOS.

VALUACION DE FUERZAS SISMICAS ESTIMANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO.

EL PARRAFO II DEL ARTICULO 240 PERMITE USAR FUERZAS CONSTANTES MENORES QUE LAS CALCULADAS SEGUN LO DESCRITO EN LA SECCION PRECEDENTE. PARA ESTO SE REQUIERE CALCULAR EL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DEL EDIFICIO T, EN FORMA APROXIMADA, CON LA EXPRESION SIGUIENTE:

$$T = 6.3 \left\{ \frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum P_i x_i} \right\}^{1/2} \quad (A-4/1)$$

EN DONDE W_i ES EL PESO DE LA MASA i , P_i LA FUERZA HORIZONTAL QUE ACTUA EN ELLA DE ACUERDO CON EL PROCEDIMIENTO EN QUE NO SE ESTIMA EL PERIODO, x_i EL DESPLAZAMIENTO CORRESPONDIENTE EN LA DIRECCION DE P_i , Y g LA ACELERACION DE LA GRAVEDAD.

DE ACUERDO CON EL VALOR RESULTANTE DE T, SE APLICA UNA DE LAS TRES OPCIONES SIGUIENTES:

i) SI $T_1 \leq T \leq T_2$ (T_1 Y T_2 SE DAN EN LA TABLA A-1), NO SE PERMITE REDUCCION .

ii) SI $T > T_2$ LA FUERZA LATERAL EN LA MASA i ES IGUAL A

$$P_i = W_i (K_1 H_i + K_2 H_i^2) c/Q \quad (A-4/2)$$

SIENDO:

$$K_1 = q \{ 1 - R (1 - q) \} \sum W_i / (\sum W_i H_i)$$

$$K_2 = 1.5 R q (1 - q) W_i / (\sum W_i H_i^2)$$

$$q = (T_2/T)^R$$

Q = FACTOR DE REDUCCION POR DUCTILIDAD.

HI ES NUEVAMENTE LA ALTURA DE LA MASA I SOBRE EL NIVEL DE DESPLANTE, Y R, EL VALOR DADO EN LA TABLA (A-1)

III) SI $T < T_1$ LAS FUERZAS LATERALES SON PROPORCIONALES A LAS OBTENIDAS CON EL PROCEDIMIENTO EN QUE NO SE ESTIMA EL PERIODO, PERO REDUCIDAS DE TAL MANERA QUE LA RELACION V/W EN LA BASE SEA IGUAL A:

$$CSR = \left\{ A_0 + (C - A_0) T/T_1 \right\} / Q^* \quad A-4/3$$

DONDE

$$Q^* = 1 + (Q-1) T/T_1$$

FORMA EN QUE SE PRESENTA LA TABLA PARA ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DEL EDIFICIO, EN LA DIRECCION (Y) PARA $T < T_1$.

NIVEL O	W_i	P_{iy}	V_{iy}	K_{iy}	V_{iy}/K_{iy}	X_{iy}	$W_i X_{iy}^2$	$P_i X_{iy}$
ENTREPISO	(TON)	(TON)	(TON)	(T/CM)	(CM)	(CM)	(TON-CM ²)	(T-CM)

$$T = 6.3 \left\{ \frac{\sum W_i X_{iy}^2}{g \sum P_i X_{iy}} \right\}^{1/2}$$

NOTA : LOS VALORES V_i/K_{iy} SON LOS DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO QUE, ACUMULADOS, DAN LOS DESPLAZAMIENTOS TOTALES X_{iy} .

FORMA DE PRESENTAR LA TABLA PARA ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DEL EDIFICIO.

PARA $T > T_2$

NIVEL O	W_i	P_i	V_i	K_i	V_i/K_i	X_i	$W_i X_i^2$	$P_i X_i$
ENTREPISO	(TON)	(TON)	(TON)	(T/CM)	(CM)	(CM)	(TON-CM ²)	(TON-CM)

$$T = 6.3 \left\{ \frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum P_i X_i} \right\}^{1/2}$$

NOTA : LOS VALORES DE V_i/K_i SON LOS DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO QUE ACUMULADOS DAN DESPLAZAMIENTOS TOTALES X_i

FUERZAS SISMICAS Y CORTANTES EN EL EDIFICIO, CON REDUCCION POR HABER ESTIMADO SU PERIODO FUNDAMENTAL.

NIVEL O $W_i H_i^2$ $W_i H_i$ $W_i H_i^2$ $K1c/Q W_i H_i$
ENTREPISO $K2 c/Q W_i H_i^2 P1 V_i$

$c=0.16$, $r=1/2$, $T_2=0.8$ SEG. $T=1.17$ SEG. $Q=4$

$$q = (T_2/T)^R = 0.827$$

$$K1 = q \cdot 1-r \cdot (1-q) \cdot W_i / (W_i H_i) = 0.0870$$

$$K2 = 1.5 Rq (1-q) \cdot W_i / (W_i H_i^2) = 0.00116$$

$$K1 c/Q = 0.00348 ; \quad K2 c/Q = 0.0000464$$

NOTA : LAS UNIDADES DE FUERZA SON TON, Y LAS DE LONGITUD SON M.

DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL EDIFICIO.

EN LO QUE SIGUE SE DESCRIBEN DOS PROCEDIMIENTOS PARA DISTRIBUIR LAS FUERZAS SISMICAS QUE ACTUAN EN LOS PISOS DE UN EDIFICIO ENTRE LOS DIFERENTES ELEMENTOS RESISTENTES VERTICALES (MARCOS Y/OMBROS Y/O CONTRAVIENTOS). EN AMBOS PROCEDIMIENTOS SE ACEPTA LA HIPOTESIS DE QUE LOS PISOS SON DIAFRAGMAS RIGIDOS EN SU PLANO, LA QUE, COMO SE COMENYO PUEDE SER INADMISIBLE EN CIERTOS CASOS.

EN ESTE PASO DEL ANALISIS SISMICO HAY QUE CONSIDERAR QUE EL ARTICULO 240 ESPECIFICA, EN SU PARRAFO VII, QUE EL MOMENTO TORSIONANTE SE TOMARA IGUAL A LA FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO MULTIPLICADA POR LA EXCENTRICIDAD QUE PARA CADA MARCO RESULTE MAS DESFAVORABLE DE LAS SIGUIENTES :

1.5 ES $+ 0.1 B$, $0'$ ES $- 0.1 B$, DONDE ES ES LA EXCENTRICIDAD TORSIONAL CALCULADA EN EL ENTREPISO CONSIDERADO Y B ES LA MAXIMA DIMENSION EN PLANTA DE DICHO ENTREPISO, MEDIDA PERPENDICULARMENTE A LA DIRECCION DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO QUE SE ESTE ANALIZANDO.

TAMBIEN SE DEBE TENER PRESENTE QUE EL ARTICULO 239 ESTIPULA QUE LAS ESTRUCTURAS SE ANALIZARAN BAJO LA ACCION DE DOS COMPONENTES HORIZONTALES ORTOGONALES DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO, Y QUE EN CADA SECCION CRITICA SE DEBE CONSIDERAR LA SUMA VECTORIAL DE LOS EFECTOS (DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS INTERNAS) DE UN COMPO-

NENTE DE MOVIMIENTO DEL TERRENO CON 0.3 DE LOS EFECTOS DEL OTRO, EN ADICION A LOS EFECTOS DE FUERZAS GRAVITATORIAS.

ENTREPISOS CON SISTEMAS RESISTENTES ORTOGONALES

LA FIGURA 2.10 MUESTRA, EN PLANTA, UN ENTREPISO DE UN EDIFICIO EN EL CUAL SE IDENTIFICAN CON SUBINDICES, X, Y, LOS SISTEMAS (MARCOS Y/O MUROS) QUE RESISTEN FUERZAS PARALELAS A LA DIRECCION X, Y, RESPECTIVAMENTE. LA RIGIDEZ DE ENTREPISO DE CADA ELEMENTO SE DESIGNA POR R_{XJ} O R_{YJ}. SE SUPONE QUE ESTAS SON CONOCIDAS. EN GENERAL ES POSIBLE USAR VALORES APROXIMADOS PARA FINES DE UNA DISTRIBUCION PRELIMINAR Y REFINARLOS TENIENDO EN CUENTA EL SISTEMA DE FUERZAS LATERALES OBTENIDAS EN CADA ELEMENTO MEDIANTE LA PRIMERA ESTIMACION DE RIGIDECES.

EL PROCEDIMIENTO DE DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES CONSISTE EN LOS SIGUIENTES PASOS:

- A).- LA FUERZA HORIZONTAL P_i APLICADA EN EL CENTRO DE GRAVEDAD DE CADA NIVEL I SE CALCULA COMO SE DESCRIBIO ANTERIORMENTE
- B).- SE OBTIENE POR EQUILIBRIO ESTADICO LA LINEA DE ACCION DE LA CORTANTE SISMICA EN CADA ENTREPISO PARA LAS DOS DIRECCIONES ORTOGONALES PARALELAS A LOS SISTEMAS RESISTENTES.
- C).- SE CALCULAN LAS RIGIDECES DE ENTREPISO DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES EN AMBAS DIRECCIONES Y EN TODOS LOS ENTREPISOS.
- D).- SE DETERMINA LA POSICION DEL CENTRO DE TORSION EN CADA ENTREPISO. ESTE CENTRO ES EL PUNTO POR EL CUE DEBE PASAR LA LINEA DE ACCION DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA PARA QUE EL MOVIMIENTO RELATIVO DE LOS DOS NIVELES CONSECUTIVOS QUE LIMITAN EL ENTREPISO SEA EXCLUSIVAMENTE DE TRASLACION. EN CASO CONTRARIO EXISTE TORSION O ROTACION RELATIVA ENTRE DICHOS NIVELES.

LAS EXPRESIONES PARA CALCULAR EL CENTRO DE TORSION SON:

$$X_T = \frac{\sum (R_{YJ} X_{J'})}{\sum R_{YJ}}$$
$$Y_T = \frac{\sum (R_{XJ} Y_{J'})}{\sum R_{XJ}}$$

X_J, Y_J SON LAS COORDENADAS DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES.

E).- LA FUERZA CORTANTE QUE DEBE SER RESISTIDA POR UN ELEMENTO RESISTENTE CUALQUIERA ES IGUAL A LA SUMA DE DOS EFECTOS: EL DEBIDO A LA FUERZA CORTANTE DEL PISO, SUPUESTA ACTUANDO EN EL CENTRO DE TORSION, Y EL DEBIDO AL MOMENTO TORSIONANTE DEL PISO. SI LA DIRECCION ANALIZADA DEL SISMO ES PARALELA AL EJE X, SE OBTIENEN LAS CORTANTES SIGUIENTES:

EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES "X", POR EFECTO DE LA FUERZA CORTANTE APLICADA EN EL CENTRO DE TORSION:

$$\frac{V_x R_{jx}}{\sum R_{jx}}$$

EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES "Y", POR EFECTO DE TORSION :

$$\frac{M_t R_{jx} Y_{jt}}{(\sum R_{jx} Y_{jt}^2 + \sum R_{jy} X_{jt}^2)}$$

EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES "X", POR EFECTO DE LA TORSION:

$$\frac{M_t R_{jy} X_{jt}}{(\sum R_{jx} Y_{jt}^2 + \sum R_{jy} X_{jt}^2)}$$

EN LAS EXPRESIONES ANTERIORES :

V_x, V_y FUERZA CORTANTE SISMICA EN EL ENTREPISO CONSIDERADO EN LAS X Y, RESPECTIVAMENTE.

X_{JT}, Y_{JT} DISTANCIAS DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES CON RESPECTO AL CENTRO DE TORSION DEL ENTREPISO EN CUESTION.

M_t MOMENTO TORSIONANTE EN EL ENTREPISO CONSIDERADO, QUE ES IGUAL AL PRODUCTO DE LA FUERZA CORTANTE EN EL ENTREPISO POR LA MAS DESFAVORABLE DE LAS SIGUIENTES EXCENTRICIDADES:

$$E_1 = 1.5 E_s + 0.1 B \quad (4.30) \quad E_2 = E_s - 0.1 B \quad (4.31)$$

DONDE E_s ES LA EXCENTRICIDAD CALCULADA COMO LA DISTANCIA ENTRE LA LINEA DE ACCION DE LA CORTANTE Y EL CENTRO DE TORSION Y B LA MAYOR DIMENSION EN PLANTA DEL ENTREPISO MEDIDA PERPENDICULARMENTE A LA DIRECCION DEL SISMO. EN LA ECUACION (4.30) A LA EXCENTRICIDAD CALCULADA AMPLIFICADA SE LE SUMA, EN EL MISMO SENTIDO, LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL 0.1 B.

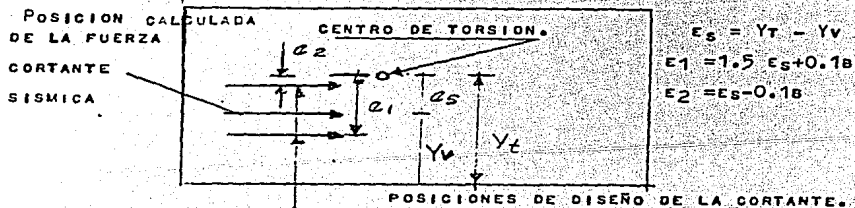
CIDAD ACCIDENTAL 0.1 B. EN LA ECUACION (R-12/1), EN CAMBIO, A LA EXCENTRICIDAD CALCULADA SE LE RESTA, EN SENTIDO CONTRARIO, LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL: PUEDE OCURRIR QUE EN ESTE CASO LA EXCENTRICIDAD RESULTANTE SEA DE SIGNO OPUESTO AL DE LA CALCULADA. PARA CADA SISTEMA PLANO DEBERA INVESTIGARSE CUAL DE LAS DOS EXCENTRICIDADES DADAS POR LAS EC. (R-11/1) Y (R-12/1) PRODUCE EFECTOS MAS DESFAVORABLES.

F) PARA CADA SISTEMA PLANO DEBERA CALCULARSE LAS FUERZAS LATERALES DEBIDAS A LA SUMA DE 100 % DE LOS EFECTOS DEBIDOS AL SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION X CON 30 % DE LOS EFECTOS PRODUCIDOS POR EL SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION Y Y VICEVERSA. RIGE EL MAYOR DE LOS RESULTADOS.

G) CONOCIDO EL SISTEMA DE CARGAS QUE ACTUA EN CADA ELEMENTO RESISTENTE, ESTE SE ANALIZA DE ACUERDO CON LOS METODOS PRESENTADOS ANTERIORMENTE,

PROCEDIMIENTO MATRICIAL.

PARA APLICAR AL ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS LOS METODOS DE ANALISIS HAY QUE CONSIDERAR LAS DOS COMBINACIONES DE LAS EXCENTRICIDADES DE LAS FUERZAS CORTANTES Y ADEMAS LA SUMA VECTORIAL DE LOS EFECTOS DE UN COMPONENTE DEL MOVIMIENTO HORIZONTAL DEL TERRENO CON 0.3 DE LOS DEL OTRO. EL PROCEDIMIENTO QUE A CONTINUACION SE PROPONE PERMITE TOMAR TALES REQUISITOS.



EJEMPLO DE POSICIONES DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA PARA CALCULAR LOS MOMENTOS TORSIONANTES DE DISEÑO, FIGURA ANTERIOR.

CONSIDERESE QUE LA MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL DEL EDIFICIO K SE PARTIDO EN LA FORMA :

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} \underline{K}_{LL} & \underline{K}_{LO} \\ \underline{K}_{LO}^T & \underline{K}_{OO} \end{bmatrix}$$

DONDE LOS SUBINDICES L Y O SE REFIEREN, RESPECTIVAMENTE, A LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y A LOS GIROS DE LOS PISOS DEL EDIFICIO. ENTONCES SE PUEDEN SEGUIR LOS PASOS SIGUIENTES:

A) SE ESCOGEN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES (X, Y) EN LA PLANTA DEL EDIFICIO.

B) PARA CADA DIRECCION :

B.1) SE DETERMINA LA FUERZA HORIZONTAL APLICADA EN EL CENTRO DE MASAS DE CADA PISO i , DE ACUERDO CON LO DESCRITO ANTERIORMENTE. SEA \underline{P} EL VECTOR FORMADO POR ESTAS FUERZAS.

B.2 SE CALCULAN LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES DEL EDIFICIO, SIN PERMITIR GIROS HORIZONTALES EN LOS NIVELES:

$$\underline{d}_o = \underline{K}_{LL}^{-1} \underline{P}$$

B.3 SE CALCULAN LOS MOMENTOS DEBIDOS A LA EXCENTRICIDAD DIRECTA QUE VALEN :

$$\underline{M}_D = - \underline{K}_{LO}^T \underline{d}_o$$

Y SE ACUMULAN PARA OBTENER LOS MOMENTOS TORSIONANTES EN LOS ENTRE- PISOS \underline{M}_D .

B.4 SE CALCULAN LOS MOMENTOS TORSIONANTES ACCIDENTALES EN LOS ENTREPISOS, \underline{M}_A . PARA EL ENTREPISO i , SE TIENE $M_A i = 0.18 |V_i|$ DONDE B_i ES LA DIMENSION MAXIMA DE LA PLANTA i DEL EDIFICIO, MEDIDA PERPENDICULARMENTE A LA DIRECCION EN QUE ESTAN APLI-

CADAS LAS FUERZAS SISMICAS, Y V_i LA CORTANTE EN EL ENTREPISO i .

B.5) PARA CADA NIVEL i SE CALCULAN LAS SIGUIENTES COMBINACIONES DE MOMENTOS TORSIONANTES: $M_{1i} = 1.5 M_{Di} + M_{Ai} + M_{Ai}$ Y $M_{2i} = M_{Di} - M_{Ai}$. AQUI M_{Ai} TIENE IGUAL SIGNO QUE M_{Di}

B.6) CON LOS VALORES OBTENIDOS EN EL PASO ANTERIOR, SE CALCULAN LOS RESPECTIVOS MOMENTOS EN CADA NIVEL M_1 Y M_2 , DE LA MISMA MANERA EN QUE SE PUEDEN CALCULAR LAS FUERZAS APLICADAS EN LOS NIVELES A PARTIR DE LAS FUERZAS CORTANTES EN LOS ENTREPISOS; ES DECIR, EN CUALQUIER NIVEL EL MOMENTO APLICADO ES LA DIFERENCIA ENTRE EL MOMENTO TORSIONANTE DEL ENTREPISO INFERIOR Y EL DE ENTREPISO SUPERIOR.

B.7) SE CALCULAN LOS GIROS Y DESPLAZAMIENTOS QUE PRODUCEN LOS MOMENTOS M_1 Y M_2 RESOLVIENDO LOS SISTEMAS DE ECUACIONES:

$$\begin{bmatrix} K_{LL} & K_{LO} \\ K_{LO} & K_{OO} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_j \\ \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P \\ M_j \end{bmatrix}, \quad j = 1, 2$$

B.8) LAS DOS COMBINACIONES DE EXCENTRICIDADES EXIGIDAS SE PUEDEN CONSIDERAR MEDIANTE LAS SIGUIENTES COMBINACIONES DE GIROS Y DESPLAZAMIENTOS :

COMBINACION	DESPLAZAMIENTOS	GIROS
(1)	$\delta_0 + \delta_1$	θ_1
(2)	$\delta_0 + \delta_2$	θ_2

PARA TODOS LOS NIVELES DE CADA SISTEMA PLANO M SE CALCULAN LOS DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO PRODUCIDOS POR ESTAS COMBINACIONES Y SE ESCOGEN LOS QUE TENGAN MAYOR VALOR ABSOLUTO. SEA Z_M^X EL VECTOR FORMADO POR ESTOS VALORES CUANDO EL SISMO ACTUA EN LA DIRECCION X , Y Z_M^Y EL CORRESPONDIENTE A LA DIRECCION Y .

C) PARA CADA ENTREPISO i DE CADA SISTEMA PLANO M SE CALCULAN

$$(Z_M^X + 0.3 Z_M^Y)$$

$$(0.3 Z_M^X + Z_M^Y)$$

SE CONSIDERA EL MAYOR DE ESTOS DOS RESULTADOS COMO EL DESPLAZAMIENTO DEL ENTREPISO I .

D) ACUMULANDO LOS DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPIGO SE OBTIENEN LOS DESPLAZAMIENTOS DE LOS NIVELES, EN CADA SISTEMA PLANO, Y SE CALCULAN A PARTIR DE ELLOS LOS ELEMENTOS MECANICOS.

ESTE PROCEDIMIENTO MATRICIAL REQUIERE POR LO MENOS LA AYUDA DE UNA MICROCOMPUTADORA.

DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL EDIFICIO, EN LOS ENTREPIOS.

SENTIDO	V	E_s	B	$E1=1.5 E_s+0.1B$	$E2=E_s-0.1B$	$M_T1=V_e1$	$M_T2=V_e2$
X				SE OBTIENE X_V, Y_V, X_T, Y_T, E_S			
		$\sum R_{JX} Y_{JT}^2$	$\sum R_{JY} X_{JT}^2$				
EJE	R _{JX}	Y _J	R _{JXY_J}	Y _{JT}	R _{JX} Y _{JT}	R _{JX} Y _{JT} ²	
EFFECTO DE V _X DIRECTO TORSION TOTAL				EFFECTO DE V _Y TORSION			
					$V_x+0.3V_y$	$0.3 V_x+V_y$	
		Y_T					
EJE	R _{JY}	X _J	R _{JY} X _J	X _{JT}	R _{JY} X _{JT}	R _{JY} X _{JT} ²	
EFFECTO DE V _Y DIRECTO TORSION TOTAL				EFFECTO DE V _X TORSION			
					$V_y+0.3 V_x$	$0.3 V_y+V_x$	
		X_T					

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO.
 MARCOS "C" FIG. SE/2

NIVELES		
+ 17.50	= 1.00	(A/g)
+ 15.15	0.93	A I
+ 14.80	0.85	
+ 13.45	0.78	
+ 12.10	0.70	
+ 10.75	0.63	ACELERACIONES
+ 9.40	0.56	
+ 8.05	0.48	
+ 6.70	0.41	
+ 5.35	0.33	
+ 4.00	0.26	
+ 2.65	0.19	
+ 1.30	0.11	
- 0.75		

$$F = W A = \frac{W}{g} A I = W \frac{A I}{g}$$

EL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO SUPONE UNA VARIACIÓN LINEAL DE LAS ACELERACIONES EN CADA NIVEL DE ACUERDO A LA FIGURA.

EL MÁXIMO SE TIENE EN LA PARTE SUPERIOR Y DECRECE EN FORMA LINEAL HASTA LA BASE DE LA ESTRUCTURA, DE MANERA QUE EL VALOR DE CADA FUERZA SERÁ PROPORCIONAL A LA ALTURA DEL PISO EN QUE SE ENCUENTRA APLICADA. POR FACILIDAD DE CÁLCULO SE ACOSTUMBRA QUE LA MAYOR ACELERACIÓN SEA IGUAL A 1.0 A/G. DE ACUERDO A LO ANTERIOR SI MULTIPLICAMOS DICHAS ACELERACIONES POR EL PESO DE ESE NIVEL (YA SEA DEL MARCO SOLO O DE UN CONJUNTO DE ELLOS, DEPENDIENDO DE LO QUE SE ANALICE), OBTENDREMOS LAS FUERZAS CON QUE ALIMENTAMOS EL PROGRAMA DE COMPUTADORA.

MARCO "C"
SISMO PRELIMINAR

Fig. SEQ. /3

NIVEL	W	•	W	KW	V	X ^o RELATIVO Δ DESPLAZAMIENTO	Kr T/M RIGIDEZ
+17.50	18.58	1.0	18.58	1.32			
+16.15	16.27	0.93	15.13	1.08	1.32	0.0011	1200.00
+14.80	16.27	0.85	13.83	0.99	2.40	-----	
+13.45	16.27	0.78	12.69	0.90	3.39	0.0012	1883.33
+12.10	16.27	0.70	11.39	0.81	4.29	-----	
+10.75	16.27	0.63	10.25	0.73	5.10	0.0023	2217.39
+9.40	16.27	0.56	9.11	0.65	5.83	-----	
+8.05	16.27	0.48	7.81	0.56	6.48	0.0029	2234.48
+6.70	16.27	0.41	6.67	0.48	7.04	-----	
+5.35	16.27	0.33	5.37	0.38	7.52	0.0031	2425.81
+4.00	16.27	0.26	4.23	0.30	7.90	-----	
+2.65	16.27	0.19	3.09	0.22	8.20	0.0029	2827.50
+1.30	16.27	0.11	1.79	0.13	8.42	-----	
	213.82 TON		119.94 TON		8.55	0.0010	8550.00

$V_B = (0.04) (213.82) = 8.55 \text{ TON}$

$K = \frac{8.55}{119.94} = 0.0713$

$RIGIDEZ = \frac{V}{\Delta_{REL}}$

EJEMPLO 1 = $\frac{1.32 \text{ TON}}{0.0011 \text{ M}} = 1200 \text{ T/M}$

Δ = DESPLAZAMIENTO

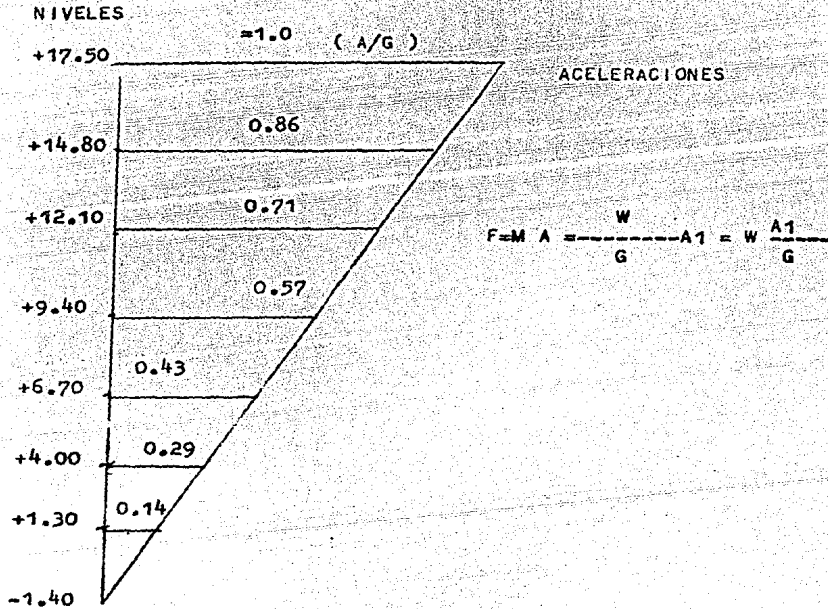
$RIGIDEZ \text{ RELATIVA} = \frac{V}{\Delta_{REL}}$

Δ RELATIVO → (x2 - x1)

INCREMENTO RELATIVO OBTENIDO POR COMPUTACION ANALISIS PRELIMINAR
(x2 - x1) = x^o

ANALISIS SISMICO ESTATICO.

MARCOS DE EJES 2 y 3 FIG. SE/2



EL ANALISIS SISMICO ESTATICO SUPONE UNA VARIACION LINEAL DE LAS ACCELERACIONES EN CADA NIVEL DE ACUERDO A LA FIGURA.

MÁRCOS DE EJE 2 Y 3
SISMO PRELIMINAR

FIG. SE/3

FIGURA

NIVEL	W	W	K W	V	X° RELATIVO KR. T-M
+17.50	206.56	1.0	206.56	13.76	0.0011 12509.10
+14.80	208.97	0.86	179.71	11.97	25.73 0.0016 16081.25
+12.10	208.97	0.71	148.37	9.88	35.61 0.0022 16186.36
+9.40	208.97	0.57	119.11	7.93	43.54 0.0026 16746.15
+6.70	208.97	0.43	89.86	5.98	49.52 0.0028 17685.71
+4.00	208.97	0.29	60.60	4.04	53.56 0.0021 25504.76
+1.30	113.73	0.14	15.92	1.06	54.62 0.0006 91033.33

1365.14 TON. 820.13TON.

$$V_B = 0.04 (1365.14) = 54.61 \text{ TON.}$$

$$K = \frac{54.61}{820.13} = 0.0666$$

INCREMENTO RELATIVO: OBTENIDO DE COMPUTACION ANALISIS PRELIMINAR
(X2- X1) = X°

△ = DESPLAZAMIENTO

$\frac{V}{(X_2 - X_1)}$ = RIGIDEZ RELATIVA.

△ RELATIVO.

VEASE LA HOJA No. 3 PARA EL VALOR DE

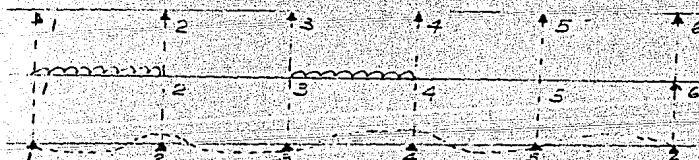
3.-ANALISIS POR CARGA VERTICAL

TRABES

AL EFECTUAR EL ANALISIS DE LOS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE LOS MARCOS POR CARGA VERTICAL, DEBEMOS OBTENER LOS MAXIMOS ELEMENTOS MECANICOS PREVISIBLES EN ELLAS DURANTE SU PERIODO DE SERVICIO. - DICHS ELEMENTOS MECANICOS (MOMENTOS FLEXIONANTES, FUERZAS CORTANTES Y CARGAS AXIALES EN COLUMNAS) PROVIENEN, EN PARTE, DEL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA Y EN PARTE DE LA SOBRECARGA (CARGAS PERMANENTES Y CARGA VIVA).

TANTO EN EL CASO DE CARGA MUERTA Y CARGAS PERMANENTES, LAS SOLICITACIONES QUE PROVOCAN SON CONSTANTES PARA CADA UNO DE LOS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS, MIENTRAS QUE EN EL CASO DE LA CARGA VIVA, DEPENDIENDO DE LA POSICION DE ESTA, SE OBTENDRAN ELEMENTOS MECANICOS VARIABLES, DE LOS CUALES NOS INTERESA CONOCER LOS MAXIMOS Y EN FUNCION DE ELLOS REGIR EL DISEÑO.

CONSIDEREMOS UNA PIEZA SOMETIDA A LAS CARGAS QUE SE INDICAN A CONTINUACION:



LA DEFORMACION ORIGINADA, POR DICHA SOBRECARGA ES MAYOR EN LOS CLAROS CONTIGUOS AL CONSIDERADO, DISMINUYENDO RAPIDAMENTE AL ALEJARSE DEL TRAMO CARGADO.

LO ANTERIOR ES DEBIDO A QUE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES SON PROPORCIONALES A LAS CURVATURAS EN LAS SECCIONES CORRESPONDIENTES ANALITICAMENTE LO PODEMOS EXPRESAR COMO :

$$Y = \int_A^B \frac{M}{EI} dx$$

AHORA BIEN, ES POSIBLE DARSE CUENTA QUE SI LA SOBRECARGA EN EL TRAMO 3 4, PRODUCE MOMENTO POSITIVO EN ÉL, NO ES LA UNICA - - CARGA QUE LO PRODUCE, ES DECIR, NO ES EL MAXIMO. SI CARGAMOS EL - TRAMO 1 2, ESTE SE DEFORMARIA CURVANDOSE HACIA ABAJO, EL TRAMO 2 3 SE CURVARIA HACIA ARRIBA Y EL TRAMO 3 4 SE CURVARIA HACIA ABAJO, EN LA MISMA FORMA QUE CUANDO LA SOBRECARGA ACTUA SOBRE EL, O SEA QUE SU MOMENTO SE INCREMENTA, LO MISMO OCURRIRIA SI SE CARGASE EL TRAMO 5 6. LO ANTERIOR NOS CONDUCE A CONCLUIR LO SIGUIENTE:

LOS MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS POSIBLES, SE PRODUCEN, EN CADA UNO DE LOS TRAMOS BAJO DOS DISTRIBUCIONES DE CARGA.

1º. CADA TRAMO CARGADO.

2º CARGA EN TRAMOS ALTERNADOS.

EJEMPLO:

TRAMO 1 2

CARGA EN : 1 2 (DIRECTA)

CARGA EN : 3 4 Y 5 6

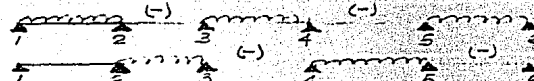
TRAMO 4 5

CARGA EN : 4 5 (DIRECTA)

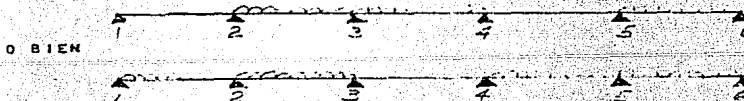
CARGA EN : 2 3

EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA, QUE ACTUA EN LAS PIEZAS, - PRODUCE MOMENTOS POSITIVOS AL CENTRO DE ELLAS, PERO CUANDO LA SOBRECARGA PRODUCE UNA DEFORMACION HACIA ARRIBA, APARECEN MOMENTOS NEGATIVOS EN LOS CENTROS DE LOS CLAROS, SI $M < M^-$, LA PIEZA DEBE SER PROYECTADA DE MODO QUE PUEDA RESISTIR DICHA INVERSION.

LA CONDICION DE CARGA QUE PROVOCA DICHA INVERSION ES LA SIG:



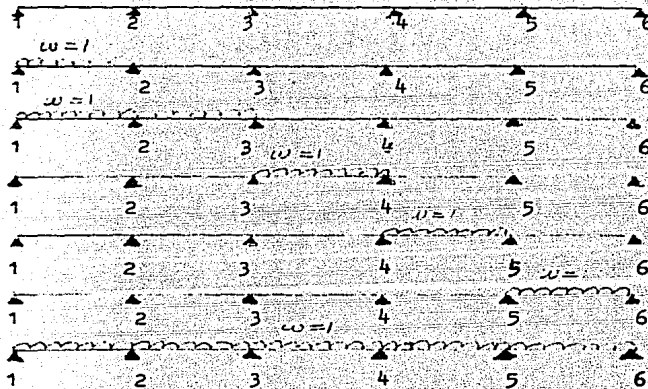
AL SOBRECARGAR DOS TRAMOS ADYACENTES, SE OBTENDRAN LOS MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS, ASI COMO TAMBIEN LAS FUERZAS CORTANTES - MAXIMAS Y LAS REACCIONES MAXIMAS .



O BIEN

POR SER VALIDA LA SUPERPOSICION DE CAUSAS Y EFECTOS SE PROCEDE EN LA SIGUIENTE FORMA :

SEA POR RESOLVER LA VIGA QUE SE INDICA EN LA SIGUIENTE FIG.:



SE SUPONE QUE LA CARGA REPARTIDA ACTUANDO EN CADA TRAMO, CON UNA INTENSIDAD $w = 1$, SE RESUELVE LA VIGA PARA CADA CASO INDICADO.

SE SUMAN DICHAS SOLUCIONES Y SE MULTIPLICAN LOS MOMENTOS OBTENIDOS POR EL VALOR DE w_{pp} (PESO PROPIO). LO ANTERIOR NOS PROPORCIONA LOS MOMENTOS TOTALES DEBIDOS AL PESO PROPIO.

A LOS MOMENTOS TOTALES SE LE SUMAN O RESTAN LOS MOMENTOS PROVOCADOS POR CADA POSICION DE LA SOBRECARGA Y LOS MOMENTOS PROVOCADOS POR TODAS LAS ALTERNATIVAS POSIBLES DE COMBINACIONES DE CARGA. AL CONCLUIR CONOCEREMOS LOS MOMENTOS MAXIMOS, FUERZAS CORTANTES MAXIMAS Y REACCIONES MAXIMAS.

COLUMNAS:

EN EL CASO DE LAS TRABES, LAS DIMENSIONES DE ELLAS VIENEN CONDICIONADAS UNICAMENTE POR MOMENTOS FLEXIONANTES Y FUERZAS CORTANTES. EN EL CASO DE LAS COLUMNAS, ESTAS DEBERAN RESISTIR ADEMAS FUERZAS AXIALES DE LOS PISOS SUPERIORES.

EN EL CASO DE LAS COLUMNAS ES NECESARIO HACER NOTAR QUE LA DISTRIBUCION DE CARGA QUE PRODUZCA LOS MAXIMOS MOMENTOS, NO DA SIMULTANEAMENTE LAS MAXIMAS FUERZAS AXIALES.

AL ANALIZAR TODAS LAS POSIBLES POSICIONES DE CARGA QUE AFECTAN

A UNA COLUMNA (SERIAN LAS POSICIONES CORRESPONDIENTES A LAS TRABES, EN CADA UNO DE LOS PISOS), EL A.C.I. BASÁNDOSE EN PRUEBAS DE CARGA ADMITE LA SIGUIENTE SIMPLIFICACION:

1.-SE PODRA SUPONER QUE LA SOBRECARGA SE HALLA APLICADA SOBRE LA PLANTA QUE SE ESTUDIE, Y QUE LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS ALEJADAS DE LOS NUDOS DE LA VIGA ESTEN EMPOTRADAS, EXCEPTO EN LAS COLUMNAS DE PLANTAS BAJAS O SOTANOS EN LOS QUE INFLUYA LA NATURALEZA DEL TERRENO Y LAS CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION, DEN LUGAR A QUE ESTAS SE CONSIDEREN CON APOYOS ARTICULADOS.

2.-BASTARA EFECTUAR EL CALCULO PARA LA HIPOTESIS DE QUE EL PESO PROPIO ACTUE EN TODOS LOS CLAROS Y LA SOBRECARGA EN LOS DOS CLAROS ADYACENTES A UNA COLUMNA, Y PARA LA MISMA HIPOTESIS CONSIDERANDO LA SOBRECARGA EN CLAROS ALTERNADOS.

3.- ADEMAS DEBERA TENERSE EN CUENTA LA EXCENTRICIDAD DE CARGAS - DEBIDAS A SISMO.

4.-EL DISEÑO DEBERA EFECTUARSE DE FORMA QUE PUEDAN RESISTIR LAS FUERZAS AXIALES PROCEDENTES DE TODOS LOS PISOS, COMBINANDO CON EL MAXIMO MOMENTO FLEXIONANTE CORRESPONDIENTE A LA PLANTA QUE SE ESTUDIE.

JUSTIFICACION DE LOS VALORES DE RIGIDEZ EMPLEADOS EN LA SOLUCION DE LAS VIGAS CONTINUAS POR EL METODO DE HARDY CROSS.

DICHOS VALORES SON:

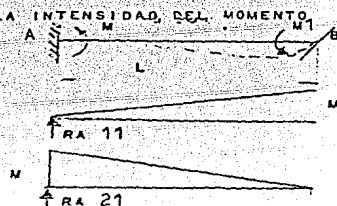
$$R_A = \frac{4EI}{L}; \quad R_B = \frac{3EI}{L}$$

DEFINICION :

RIGIDEZ ANGULAR ES EL MOMENTO QUE ES NECESARIO APLICAR EN EL EXTREMO DE UNA PIEZA, PARA PROVOCAR EN DICHO EXTREMO UNA DEFORMACION ANGULAR UNITARIA.

CONSIDEREMOS LA SIGUIENTE FIGURA:

APLIQUEMOS UN MOMENTO M EN A Y VALUEMOS LA INTENSIDAD DEL MOMENTO QUE APARECE EN EL EMPOTRAMIENTO. $EI = K$
 POR CONDICION DE EMPOTRAMIENTO.
 $\theta_A = 0$ Y $\theta_A = \theta_M - \theta_{M1} - \theta_{M2}$



APLICANDO EL PRIMER COROLARIO DE LA VIGA CONJUGADA:

$$\theta_M = \frac{R_{A12}}{EI} = \frac{ML}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{L} \cdot \frac{1}{EI} = \frac{ML}{6EI}$$

$$\theta_{M1} = \frac{R_{A12}}{EI} = \frac{M1 \cdot L}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{L} = \frac{M1}{3EI}$$

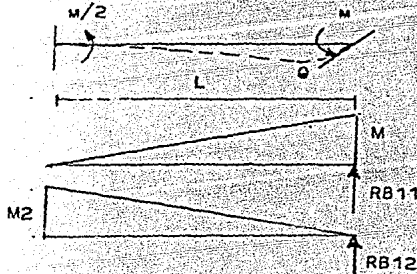
$$\theta_A = \theta_M - \theta_{M1}$$

$$\theta_A = \frac{ML}{6EI} - \frac{M1 \cdot L}{3EI} = 0 \quad M1 = \frac{M}{2}$$

A PARTIR DE ESTE EFECTO TENEMOS:

EI = CONSTANTE.

$$\theta = \theta_1 - \theta_2$$



$$\theta = \frac{R_{B11}}{EI} - \frac{R_{B12}}{EI}$$

$$\theta = \frac{ML}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{L} \cdot \frac{1}{EI} - \frac{M}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{EI}$$

$$\theta = \frac{ML}{3EI} - \frac{ML}{12EI} \quad \theta = 1 \quad M = R$$

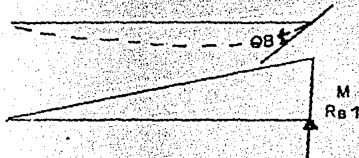
$$\text{POR DEFINICION } R_A = \frac{4EI}{L}$$

EL SEGUNDO CASO PROPUESTO, ES EL CASO DE UNA PIEZA A LA CUAL SE LE APLICA UN MOMENTO EN UN EXTREMO Y EN EL OTRO NO APARECE NINGUN MOMENTO, POR NO TENER EL GIRO RESTRINGIDO.

EI = CTE.

POR EL PRIMER COROLARIO DE LA VIGA CONJUGADA TENEMOS:

$$\theta_B = \frac{R_{B1}}{EI}$$



$$\theta_B = \frac{1}{EI} \cdot \frac{ML}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{L} = \frac{ML}{3EI}$$

$$\text{SI } \theta = 1 \quad M=R \quad R = \frac{3EI}{L}$$

EN OCASIONES PUEDE PRESENTARSE SIMETRIA EN FORMA Y EN CARGA ESTANDO EL EJE SOBRE EL CLARO CENTRAL.

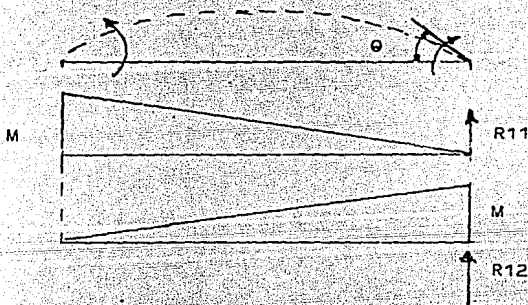
ENTONCES DICHA PIEZA FUNCIONA SIEMPRE CON DOS MOMENTOS DE LA MISMA INTENSIDAD, PERO DE SIGNOS CONTRARIOS.

O SEA DICHA PIEZA SERA UNA PIEZA QUE TIENE UN FACTOR DE TRANSPORTE IGUAL A -1

LA RIGIDEZ PARA ESTAS PIEZAS SERA:

$$\theta = \frac{R_1 L}{EI} + \frac{R_2 L}{EI} \quad \theta = \frac{ML}{2} \frac{2}{3} \frac{L}{1} \frac{1}{EI}$$

$$\theta = \frac{ML}{6EI} + \frac{ML}{3EI} \quad \theta = \frac{ML}{2EI} \quad \text{SI } \theta = 1, M=R \quad R_A = \frac{2EI}{L}$$



EN REALIDAD, EL ANALISIS POR CARGA VERTICAL PODRIA REALIZARSE SIMULTANEAMENTE AL SISMO ESTATICO, UNO NO REQUIERE DEL OTRO PARA LLEVARSE A CABO, POR LO QUE EN ALGUNAS OCASIONES SE EMPLEA LA MISMA CORRIENDA DE COMPUTADORA PARA AMBOS, ES DECIR ACTUANDO SOBRE EL MARCO TANTO CARGAS VERTICALES COMO HORIZONTALES.

SIN EMBARGO ES CONVENIENTE SEPARAR ESTOS ANALISIS.

A DIFERENCIA DE LOS ANALISIS SISMICOS EL DE CARGA VERTICAL - GENERALMENTE SE HACE UNA SOLA VEZ A MENOS QUE CAMBIEN LAS CONDICIONES EN ALGUNA PARTE DE LA ESTRUCTURA.

PARA PODER EFECTUARLO SOLO SE REQUIERE UN CONOCIMIENTO PRECISO DEL USO DE LA ESTRUCTURA; ASI COMO LAS SECCIONES PRELIMINARES DETERMINADAS ANTERIORMENTE Y SUS CARACTERISTICAS GEOMETRICAS PRINCIPALES.

LO QUE EN UN MOMENTO DADO PUEDE LLEGAR A TENER MAS RELEVANCIA ES LO REFERENTE A UNA IDEALIZACION ADECUADA DE LOS MARCOS, PUES COMUNMENTE SE PRESENTAN CONDICIONES ESPECIALES QUE DEBEN REFLEJARSE PERFECTAMENTE EN EL MODELO PARA OBTENER RESULTADOS CORRECTOS.

AL FINAL DE ESTA PARTE SE REPRESENTARAN LOS RESULTADOS DEL ANALISIS DE CARGA VERTICAL DE UNO DE LOS MARCOS Y SU INTERPRETACION.

3.1 IDEALIZACION DE LOS DISTINTOS MARCOS :

ES ESTE UN PUNTO SUMAMENTE IMPORTANTE YA QUE EN ALGUNOS CASOS TENDRAN QUE HACERSE SUPOSICIONES QUE REFLEJAN LAS CONDICIONES QUE OCURREN EN LA REALIDAD.

EN EL CASO QUE SE TRATA, SE ENCUENTRAN ALGUNOS EJEMPLOS DE ESTO, POR LO QUE ES CONVENIENTE DISTINGUIR CADA UNO DE LOS MARCOS QUE FORMAN PARTE DE ESTE EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO EN LA PLANTA DE LA FIG. # 2.3 LO PRIMERO QUE SE OBSERVA SON : PLANTA DE ACCESO CON:

LAS 18 COLUMNAS, EL AREA DE LAS LOSAS FORMANDO LOS MARCOS, EL AREA DE ESTACIONAMIENTO CON 22 CAJONES, CINCO BODEGAS, NUCLEO DE ESCALERAS, CASETA DE ELEVADOR, QUE LLEVA A LAS PERSONAS A LOS NIVELES - 1.35, N+1.35, N+4.05, N+6.75, N+9.45, N+12.15, N+14.85, N+17.55, ADEMAS SE OBSERVAN MUROS QUE LIMITAN LAS ESCALERAS Y LAS BODEGAS, ASI COMO LAS RAMPAS QUE COMUNICAN DEL N+0.00 AL N+1.35 Y DEL N+0.00 AL N+1.35. BAJO EL N+0.00 SE OBSERVA LA CISTERNA DE PROFUNDIDAD HASTA N-1.30 Y AREA DE 8.00 M X 7.00 M.

EN LA FIG. #2.4 SE OBSERVA LA PLANTA TIPO EN LAS QUE SE OBSERVAN LAS 18 COLUMNAS QUE VIENEN DESDE CIMENTACION, AREA DE ESTACIONAMIENTO PARA 23 CAJONES, CASETA DE ELEVADOR QUE LLEVA A LAS PERSONAS A LOS NIVELES NPT+1.35 AL NPT + 14.85, Y RAMPAS QUE LLEVAN DESDE LOS NIVELES NPT +2.70 AL NPT +16.20 HASTA LOS NPT +1.35 AL NPT + 14.85. ADEMAS SE OBSERVAN MUROS QUE LIMITAN LAS ESCALERAS, LATERALES Y EN FACHADA POSTERIOR, MUROS EN FACHADAS LATERALES DE PISO A TECHO (FACHADAS 3 Y 4 Y PRETILES DE MURO EN FACHADAS PRINCIPAL 1 Y FACHADA POSTERIOR 2 .

EN LA FIG. #2.5 , SE OBSERVA LA PLANTA AZOTEA, EN LA QUE CUEN-

TA CON 25 CAJONES, 18 COLUMNAS, QUE VIENEN DESDE LA CIMENTACION, RAMPAS QUE COMUNICAN LOS NIVELES NPT + 16.20 HASTA NPT + 17.55 , CON PRETIL DE MURO EN LA FACHADA PRINCIPAL DE 2.55 M Y PRETIL EN LA FACHADA POSTERIOR DE 1.70 M.

RESUMEN.- CANTIDAD DE CAJONES EN: PLANTA ACCESO 22 CAJONES
PLANTAS TIPO 126 CAJONES
PLANTA AZOTEA 25 CAJONES.
TOTAL = 173 CAJONES

PUEDE CONSIDERARSE QUE HAY DOS TIPOS DE MARCOS, PRIMERO LOS FORMADOS POR LOS EJES 1,2,3,4, Y A,B,C,D,E, SU IDEALIZACION NO ES MAS QUE UN MARCO TIPICO. EN SEGUNDO LUGAR SE OBSERVA EL RESTO QUE CONSISTE EN TRABES PRIMARIAS Y TRABES SECUNDARIAS, ADEMAS SE OBSERVA EN EL N+ 22.70 EL CUARTO DE MAQUINAS, SOBRE LAS ESCALERAS, PARA EQUIPO DE ELEVADORES, VER CORTE FIG. 2.6 .

EN LAS HOJAS SIGUIENTES FIGS.# 2.7, FIG. #2.8 , FIG. # 2.9 - FIG. # 2.10, FIG. # 2.11, FIG. #2.12, FIG. # 2.13 Y FIG. # 2.14 , SE MUESTRA UN DIBUJO DE LA FORMA EN QUE SE IDEALIZARON LOS MARCOS ALLI, SE NOTA UNA SERIE DE CARACTERISTICAS ESPECIALES.

UNA SUPOSICION IMPORTANTE ES LA QUE SE HIZO AL CONSIDERAR QUE LAS COLUMNAS PARTEN DEL NIVEL N-0.05 Y N-1.40 , O SEA SOTANO Y PLANTA DE ACCESO .

ESTO ES PORQUE DEL NIVEL DE BANQUETA HACIA ABAJO NO HABRA DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE LOS PISOS DE LA ESTRUCTURA DEBIDO AL CONFINAMIENTO QUE PRODUCEN LAS PAREDES DE LA EXCAVACION.

3.2 CARGAS EN LOS DIFERENTES MIEMBROS:

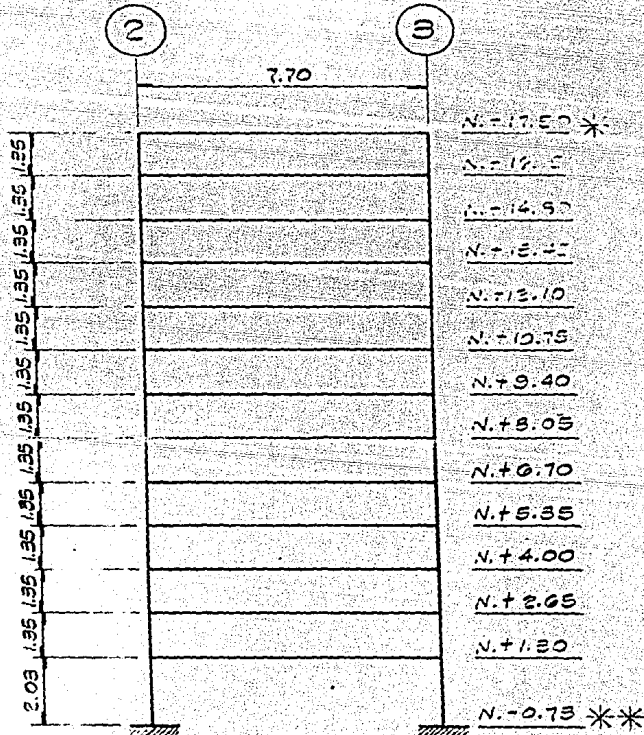
ESTO NO ES MAS QUE UN REFLEJO DE LAS CARGAS QUE SE DEFINEN AL PRINCIPIO DEL CAPITULO. HASTA AHORA HAY CANTIDADES POR UNIDAD DE AREA , QUE CORRESPONDEN AL PESO DE LA LOSA, ACABADO Y PLAFOND, APLICABLES A TODA EL AREA DE LOS PISOS. POR OTRA PARTE SE CALCULARON LAS CARGAS POR METRO LINEAL, QUE HABRIA QUE AGREGAR POR CONCEPTO DE PESO PROPIO DE ELEMENTOS DE FACHADA EN LOS MARCOS PERIMETRALES O EXTERIORES.

JUNTO CON LA CARGA VIVA PARA CADA CASO SE DIERON LOS VALORES

3.1 -- IDEALIZACION DE LOS DISTINTOS MARCOS

MARCO DE EJE "O"

- * NIVELES ESTRUCTURALES
- ** SE EMPOTRO EN UN NIVEL PROMEDIO DE -0.05 Y -1.40



MARCO DE EJE "C"

FIG. 2.8

- * NIVELES ESTRUCTURALES
- ** SE EMPOTRO EN UN NIVEL PROMEDIO DE -0.05 Y -0.40

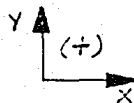
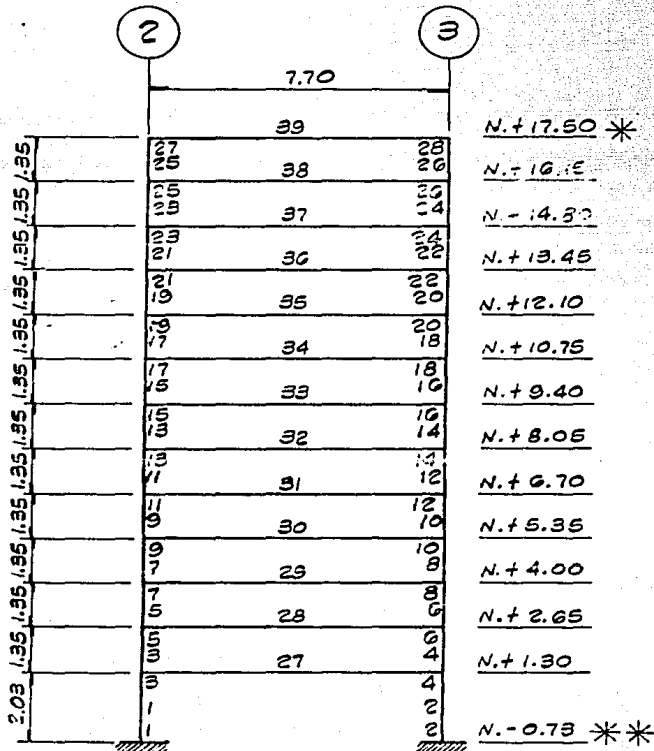
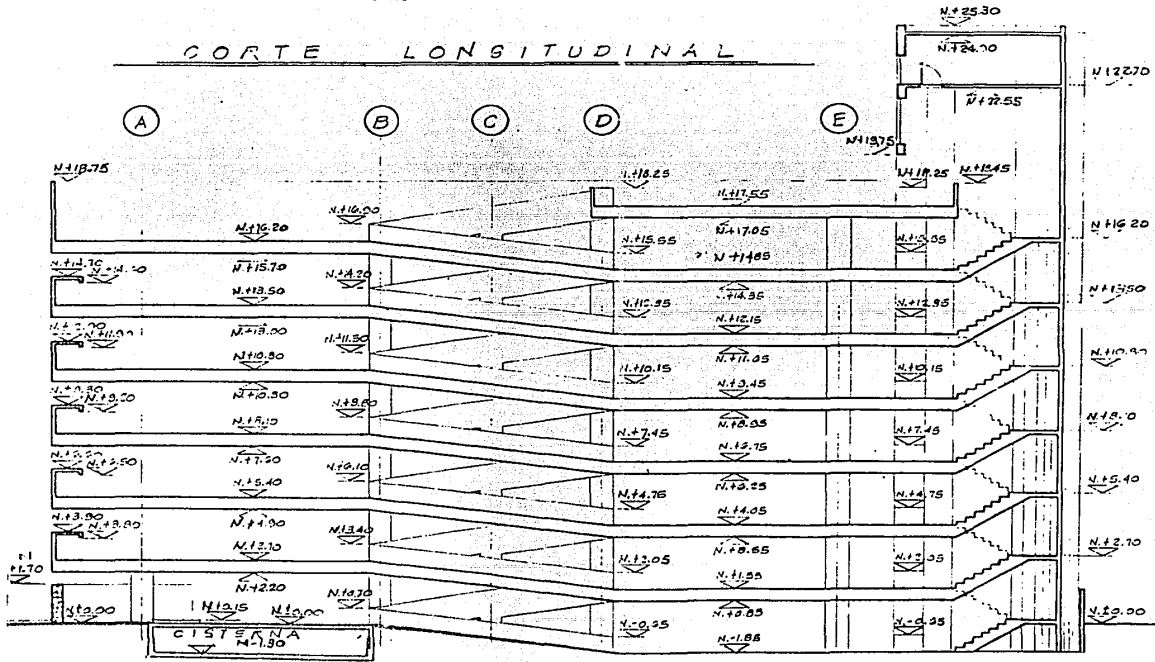


FIG. 2.6

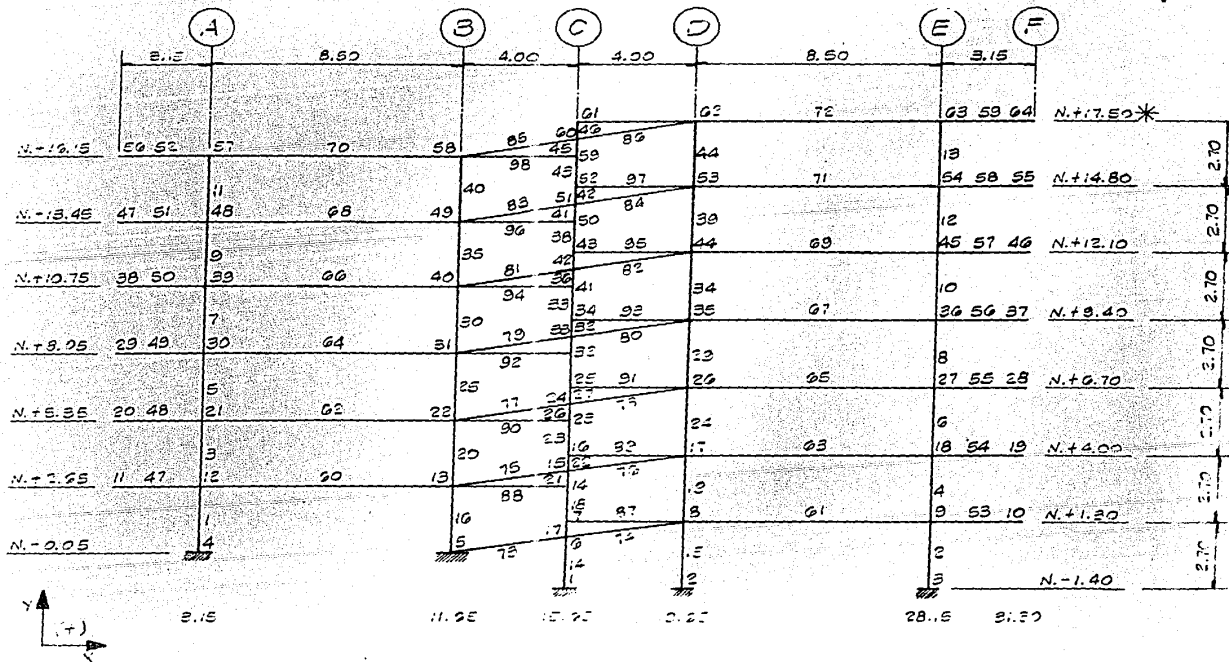
CORTE LONGITUDINAL



MARCO DEL EJE 2 Y 3
NUMERO DE MIEMBROS Y JUNTAS

FIG. 2.7

* NIVELES ESTRUCTURALES

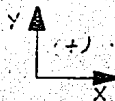
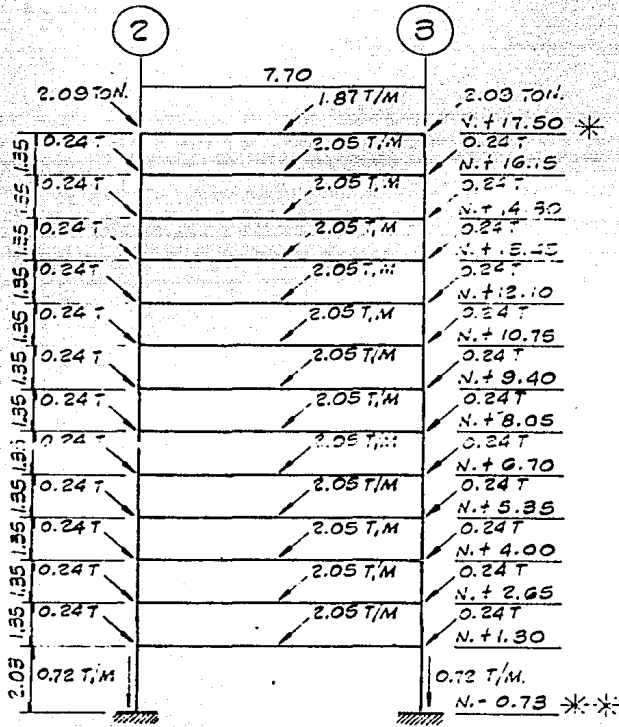


3.2 CARGAS EN LOS DIFERENTES MIEMBROS.

MARCO DE EJE "C"

* NIVELES ESTRUCTURALES

** SE EMPOTRO EN UN NIVEL PROMEDIO DE - 0.05 Y - 1.40

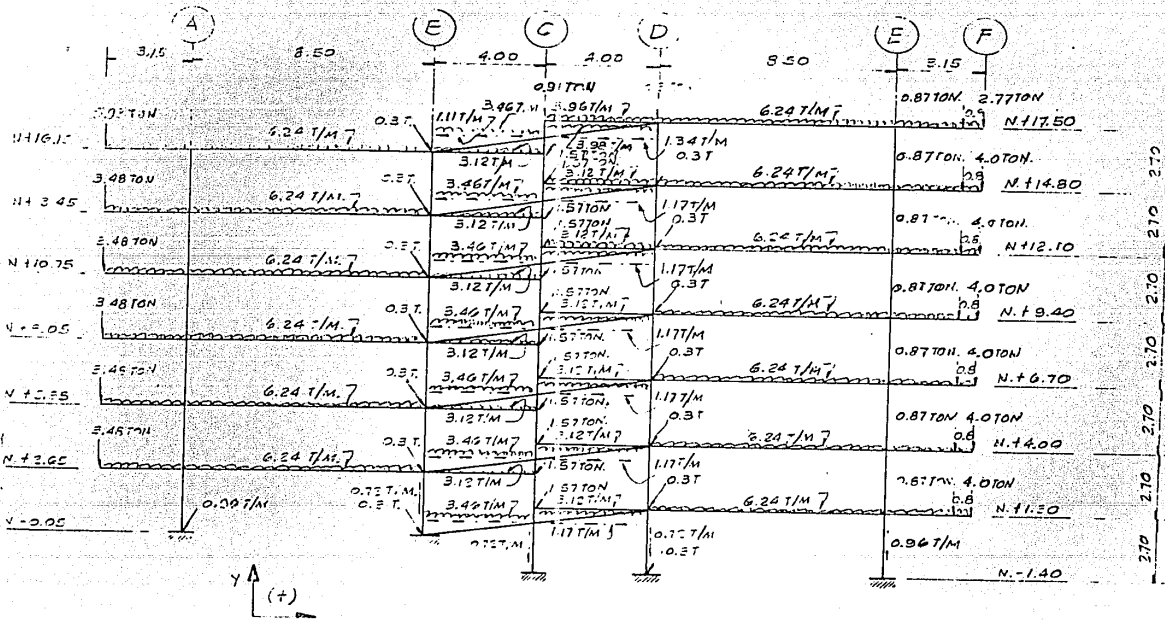


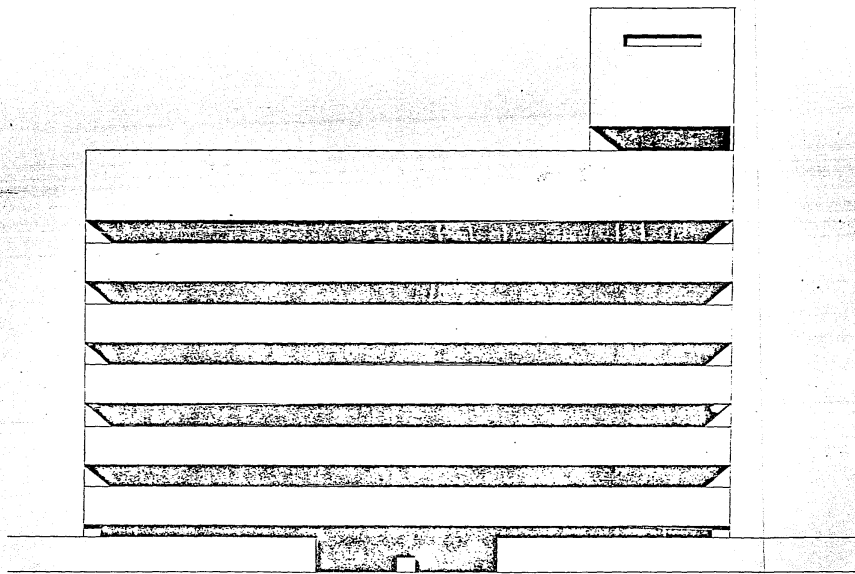
MARCOS EJES 2 Y 3

CARGAS VERTICALES

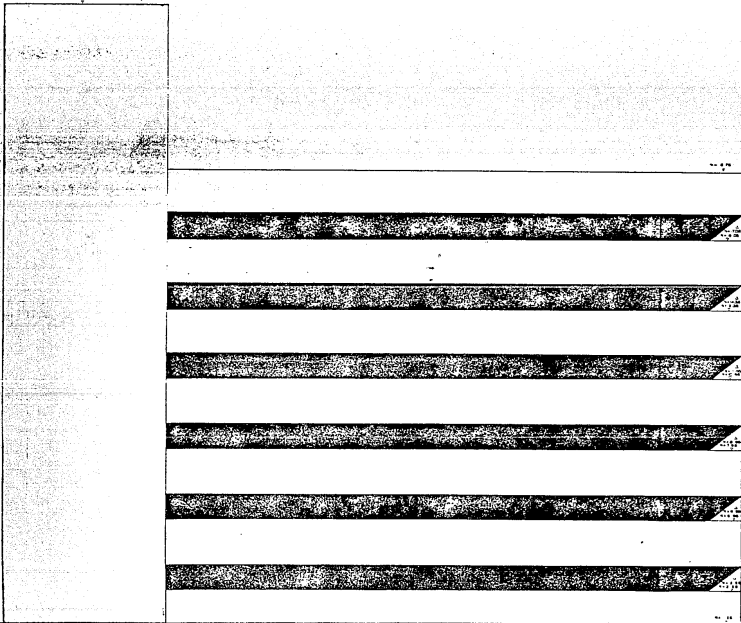
3.2 CARGAS EN LOS DIFERENTES MIEMBROS.

FIG. 2.9



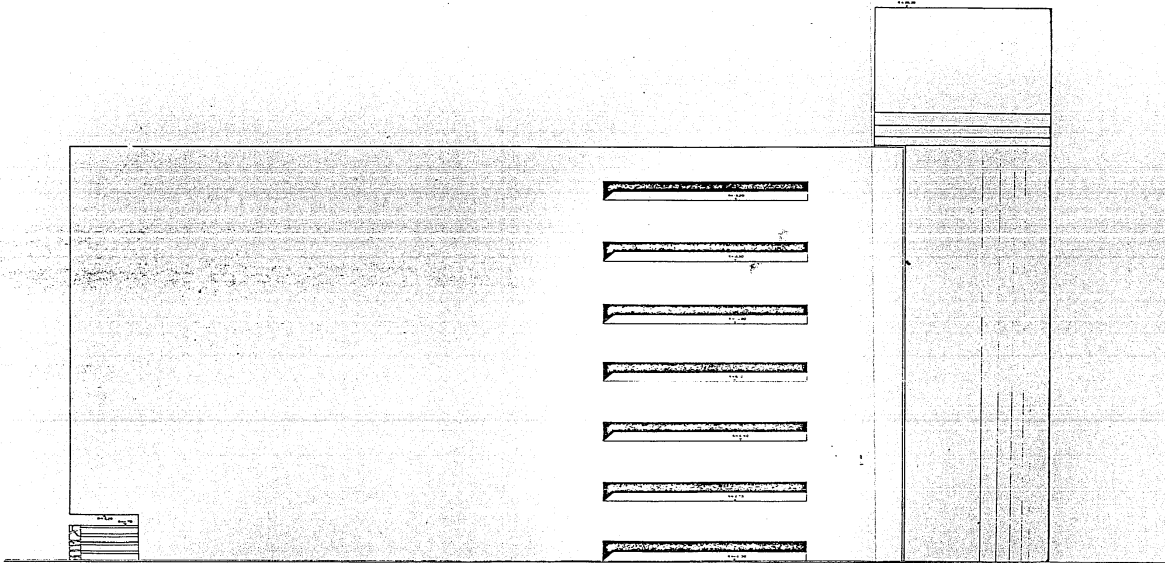


FACULTAD DE INGENIERIA TESIS PROFESIONAL ALFREDO DE LA GARZA LAVIN	
UNAM	PROY FACHADA PRINCIPAL I
	EDIF. ESTACIONAMIENTO.

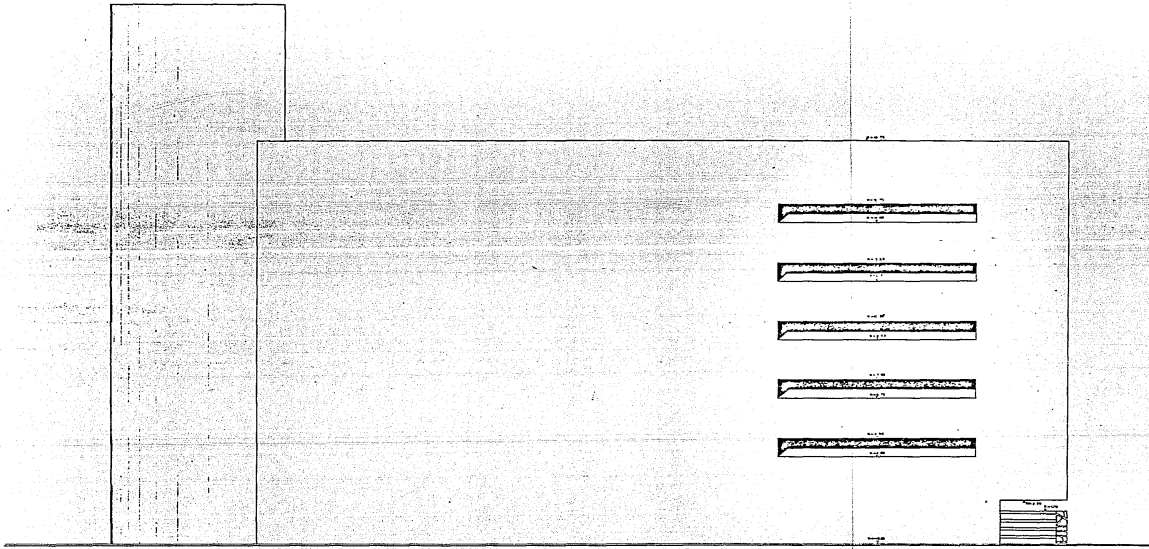


NOTA
EN ESTE NIVEL SE ENCONTRARA CON EL NIVEL DE PIED
EXISTENTE EN EL EDIFICIO BIPLANO DE ESTAD
NAMIENTO.

FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
ALFREDO DE LA GARZA LAVIN	
UNAM	FACHA FACHADA POSTERIOR 2
	EDF ESTACIONAMIENTO



FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
ALFREDO DE LA GARZA LAYAN	
UNAM	TITULO: FACHADA LATERAL 3.
	OBJETO: EDR: ESTACIONAMIENTO.



UNAM	FACULTAD DE INGENIERIA
	TESIS PROFESIONAL
	ALFREDO DE LA GARZA LAYAN
	FACHADA LATERAL 4.
	EDF. ESTACIONAMIENTO.

3.3 RESULTADOS DE ANALISIS POR CARGA VERTICAL

NO.	OP. DE SUPORTES	OP. DE SUPORTES	OP. DE SUPORTES
1	15.65	-1.40	S
2	19.65	-1.40	S
3	2.15	-1.40	S
4	3.15	-0.15	S
5	11.65	-0.65	S
6	15.65	-0.65	S
7	19.65	1.30	
8	19.65	1.30	
9	21.15	1.30	
10	31.35	1.30	
11	3.15	2.65	
12	3.15	2.65	
13	11.65	2.65	
14	15.65	2.65	
15	15.65	3.225	
16	15.65	4.00	
17	19.65	4.00	
18	21.15	4.00	
19	31.35	4.00	
20	3.15	5.35	
21	3.15	5.35	
22	11.65	5.35	
23	15.65	5.35	
24	15.65	6.025	
25	15.65	6.70	
26	19.65	6.70	
27	21.15	6.70	
28	31.35	6.70	
29	0.00	8.05	
30	3.15	8.05	
31	3.15	8.05	
32	15.65	8.05	
33	15.65	8.725	
34	15.65	9.40	
35	15.65	9.40	
36	21.15	9.40	
37	31.35	9.40	
38	0.00	10.75	
39	3.15	10.75	
40	11.65	10.75	
41	15.65	10.75	
42	15.65	11.425	
43	15.65	12.10	
44	15.65	12.10	
45	21.15	12.10	
46	31.35	12.10	
47	3.15	13.45	

TESIS CON FALLAS DE ORIGEN

3.3.-RESULTADOS DE ANALISIS POR CARGA VERTICAL.

4h	3.15	13.45
49	11.65	13.45
50	15.65	13.45
51	15.65	14.125
52	15.65	14.00
53	15.65	14.00
54	24.15	14.00
55	21.30	14.00
56	3.00	16.15
57	3.15	16.15
5h	11.65	16.15
5.	15.65	16.15
60	15.65	16.425
61	15.65	17.50
62	17.55	17.50
63	24.15	17.50
64	31.30	17.50

MEMBER INCIDENCES

1	-	12
2	3	9
3	12	21
4	9	14
5	21	30
6	14	27
7	30	39
8	27	36
9	30	40
10	36	45
11	40	57
12	45	54
13	54	63
14	1	6
15	2	8
16	5	13
17	6	7
18	7	14
19	8	17
20	13	22
21	14	15
22	15	16
23	16	23
24	17	26
25	22	31
26	23	24
27	24	25
28	25	32
29	26	35
30	1	4
31	32	33
32	33	34
33	34	1
34	35	44
35	40	49
36	41	42
37	42	43

3.3.-RESULTADOS DE ANALISIS POR CARGA VERTICAL.

93	34	5
94	40	-1
95	43	44
96	49	50
97	52	53
98	54	59
99	61	52

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1	THRU 13	AX 0.400	IZ 0.02133
14	THRU 46	AX 0.300	IZ 0.0090
47	THRU 59	AX 0.270	IZ 0.004708
60	THRU 72	AX 0.432	IZ 0.007290
73	THRU 99	AX 0.1755	IZ 0.002962

CONSTANTS E 2000000.0 ALL

TOU / m²

TABULATE ALL

LOADING 1 CARGA VERTICAL

MEMBER LOADS

1	THRU 13	FORCE X UNIF	-0.96	7/m
14	THRU 46	FORCE X UNIF	-0.72	7/m
47	THRU 59	FORCE Y UNIF	-6.24	7/m
53	THRU 59	FORCE Y CONC	-0.57	2.35 = X
60	THRU 72	FORCE Y UNIF	-6.24	7
73	THRU 86	FORCE Y UNIF	-3.46	7 REF
87	THRU 86	FORCE X UNIF	-1.17	7
87	THRU 98	FORCE Y UNIF	-3.12	7
99	THRU 99	FORCE Y UNIF	-3.96	7

JOINT LOADS

2	FORCE Y	-0.3
5	FORCE Y	-0.3
7	FORCE Y	-1.51
8	FORCE Y	-0.3
10	FORCE Y	-1.51
11	FORCE Y	-3.46
12	FORCE Y	-0.3
14	FORCE Y	-1.51
16	FORCE Y	-1.51
17	FORCE Y	-0.30
19	FORCE Y	-4.00
20	FORCE Y	-2.48
22	FORCE Y	-0.30
23	FORCE Y	-1.51
25	FORCE Y	-1.51
26	FORCE Y	-0.30
28	FORCE Y	-4.00
29	FORCE Y	-3.46
31	FORCE Y	-0.30
32	FORCE Y	-1.51
34	FORCE Y	-1.51
35	FORCE Y	-0.30
37	FORCE Y	-4.00
38	FORCE Y	-2.48
40	FORCE Y	-0.30
41	FORCE Y	-1.51
45	FORCE Y	-1.51
44	FORCE Y	-0.30

3.3 RESULTADOS DE ANALISIS POR CARGA VERTICAL.

46	FORCE Y	-4.00	
47	FORCE Y	-3.48	
48	FORCE Y	-0.30	
50	FORCE Y	-1.51	
52	FORCE Y	-1.51	
53	FORCE Y	-0.30	
55	FORCE Y	-4.00	
56	FORCE Y	-5.93	
58	FORCE Y	-0.30	
59	FORCE Y	-1.51	
61	FORCE Y	-0.91	
62	FORCE Y	-0.30	
64	FORCE Y	-2.77	
LOADING 2 SISMO PRELIMINAR			
JOINT LOADS			
57	FORCE X	3.44	✓
59	FORCE X	3.44	✓
61	FORCE X	3.44	✓
65	FORCE X	3.44	✓
48	FORCE X	2.99	✓
50	FORCE X	2.99	✓
52	FORCE X	2.99	✓
54	FORCE X	2.99	✓
34	FORCE X	2.47	✓
41	FORCE X	2.47	✓
43	FORCE X	2.47	✓
45	FORCE X	2.47	✓
30	FORCE X	1.98	✓
32	FORCE X	1.98	✓
34	FORCE X	1.98	✓
36	FORCE X	1.98	✓
38	FORCE X	1.98	✓
21	FORCE X	1.50	✓
23	FORCE X	1.50	✓
25	FORCE X	1.50	✓
27	FORCE X	1.50	✓
12	FORCE X	1.01	✓
14	FORCE X	1.01	✓
16	FORCE X	1.01	✓
18	FORCE X	1.01	✓
7	FORCE X	0.53	✓
9	FORCE X	0.53	✓

50: VI
PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

STRUCTURE MARCO EBE 2 Y 3 EDIF. EST. CILIANTE IPS ICUSA

LOADING 1 CARGA VERTICAL

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	4	321.835	-4.843	-12.78
1	12	-319.243	4.843	-0.29
2	3	375.151	-1.486	-3.93
2	9	-372.559	1.486	-0.07
3	12	264.340	-0.737	-0.29
2	21	-265.748	0.737	-1.69
4	9	321.372	-4.138	-7.98
4	18	-318.780	4.138	-3.19
5	21	214.571	0.111	1.58
5	30	-213.579	-0.111	-1.28
6	18	267.992	-4.738	-6.52
6	27	-265.400	4.738	-6.27
7	21	151.746	0.194	1.86
7	36	-159.157	-0.196	-1.33
8	27	217.604	-3.562	-3.78
8	36	-212.012	3.562	-6.16
9	39	104.715	1.184	2.79
9	48	-104.123	-1.184	0.40
10	36	161.025	-2.987	-2.72
10	45	-158.433	2.987	-5.34
11	48	55.888	3.538	1.48
11	57	-53.296	-3.538	7.65
12	45	107.255	-3.536	-2.71
12	54	-104.663	3.536	-6.83
13	54	52.267	-0.716	-0.15
13	63	-50.675	0.615	-1.51
14	1	212.725	-0.166	-1.16
14	6	-211.267	0.166	0.82
15	2	277.211	-5.742	-6.13
15	4	-275.267	5.742	-9.36
16	5	268.579	-0.634	-3.18
16	13	-266.635	0.634	4.89
17	7	198.403	-3.999	-3.99
17	7	-197.317	3.999	1.29
18	7	149.899	-7.217	-6.66

56	0.000	-0.000	-0.000
57	-0.000	-0.000	-0.000
58	-0.000	-0.000	-0.000
59	0.001	-1.610	-0.00
60	0.000	0.000	-0.00
61	-0.000	-0.000	-0.00
62	-0.000	-0.000	-0.00
63	-0.000	-0.000	-0.00
64	-0.000	-2.769	-0.00

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	0.166 ✓	212.725 ✓	-1.16 ✓
2	5.740 ✓	277.211 ✓	-0.13 ✓
3	1.485 ✓	375.151 ✓	-3.93 ✓
4	20.583 ✓	280.262 ✓	3.35 ✓

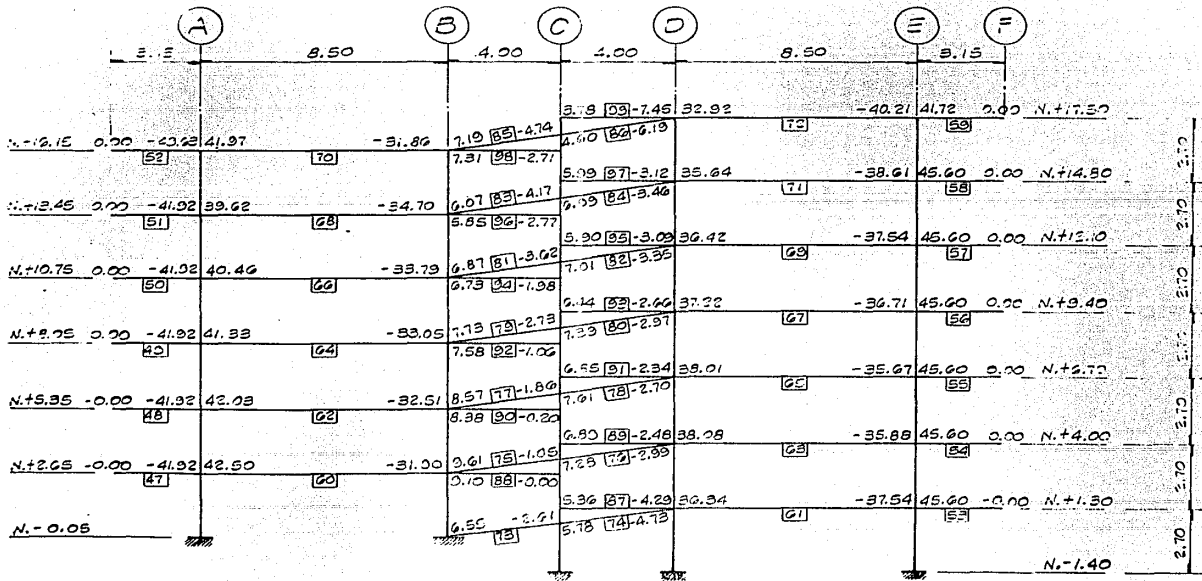
FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
6	-0.0001	-0.0007	0.0001
7	-0.0002	-0.0009	0.0002
8	-0.0001	-0.0012	-0.0002
9	-0.0002	-0.0012	0.0001
10	-0.0002	-0.0012	0.0001
11	-0.0007	-0.0143	0.0056
12	-0.0007	-0.0010	0.0003
13	-0.0007	-0.0012	0.0006
14	-0.0006	-0.0013	0.0003
15	-0.0006	-0.0015	0.0002
16	-0.0010	-0.0017	0.0002
17	-0.0009	-0.0023	-0.0000
18	-0.0009	-0.0023	0.0002
19	-0.0009	-0.0146	-0.0055
20	-0.0017	-0.0150	0.0056
21	-0.0017	-0.0019	0.0003
22	-0.0017	-0.0021	0.0005
23	-0.0016	-0.0021	0.0004
24	-0.0018	-0.0022	0.0002
25	-0.0020	-0.0024	0.0002
26	-0.0018	-0.0032	-0.0000
27	-0.0018	-0.0032	0.0002
28	-0.0018	-0.0155	-0.0055
29	-0.0025	-0.0155	0.0055
30	-0.0025	-0.0027	0.0002
31	-0.0025	-0.0029	0.0004
32	-0.0025	-0.0027	0.0003

0.0009
0.0002
0.0004

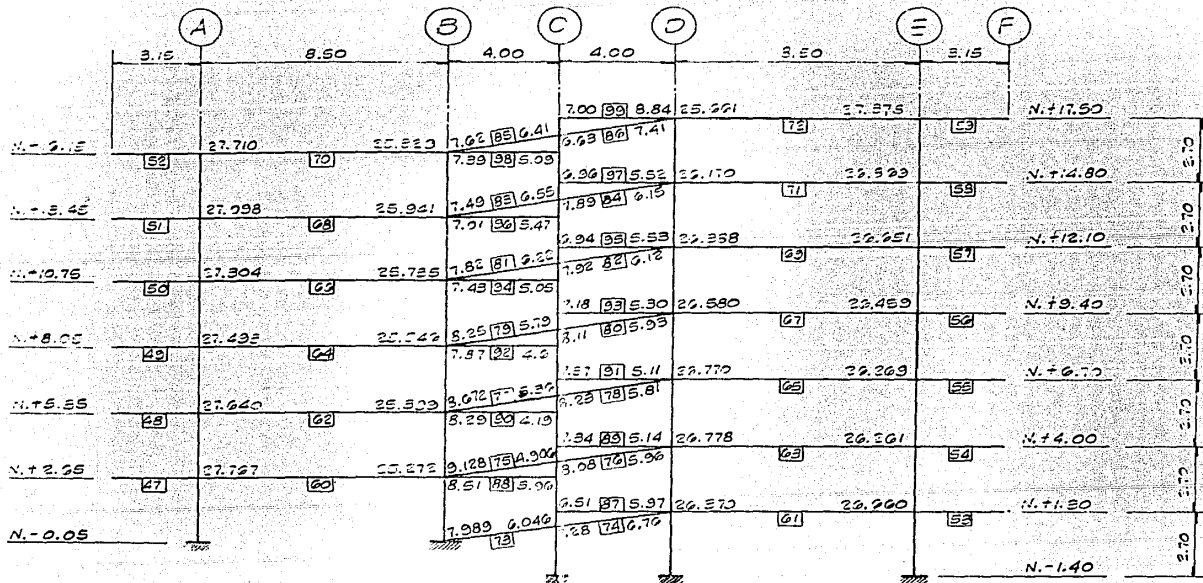
MARCO DE EJES 2 Y 3
CARGA VERTICAL
MOMENTOS EN LOSAS Y TRABES

FIG. 2.10



MARCO EJES 2 Y 3
CARGA VERTICAL
FUERZAS CORTANTES EN TRAMOS Y LOSAS

FIG. 2.12

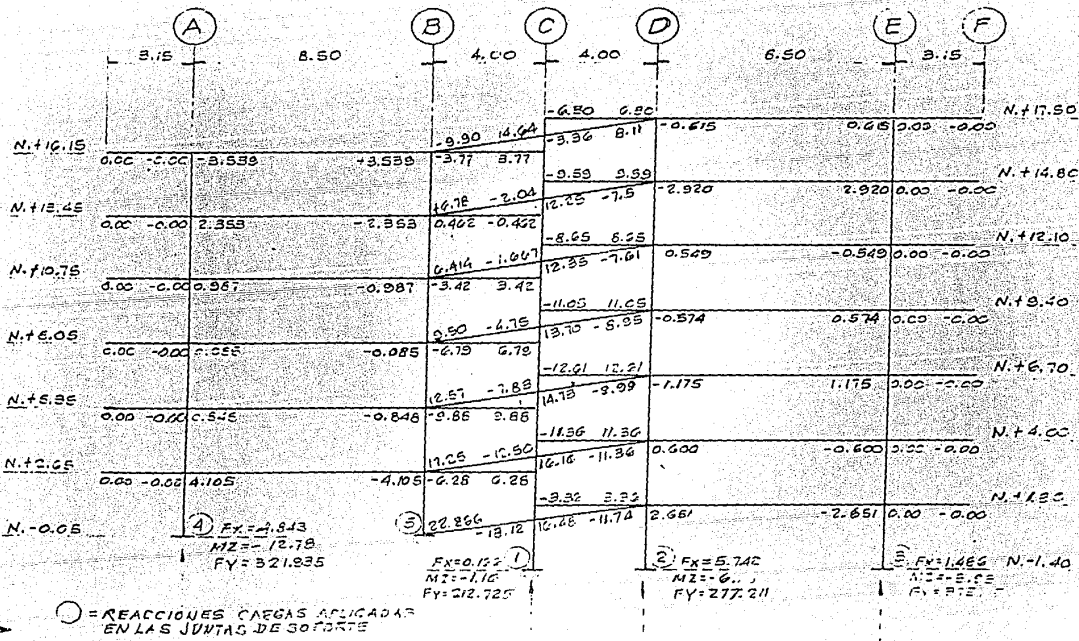


MARCOS EJES 2 Y 3

CARGA VERTICAL

FUERZAS AXIALES EN TRABES Y LOSAS

FIG. 3.13

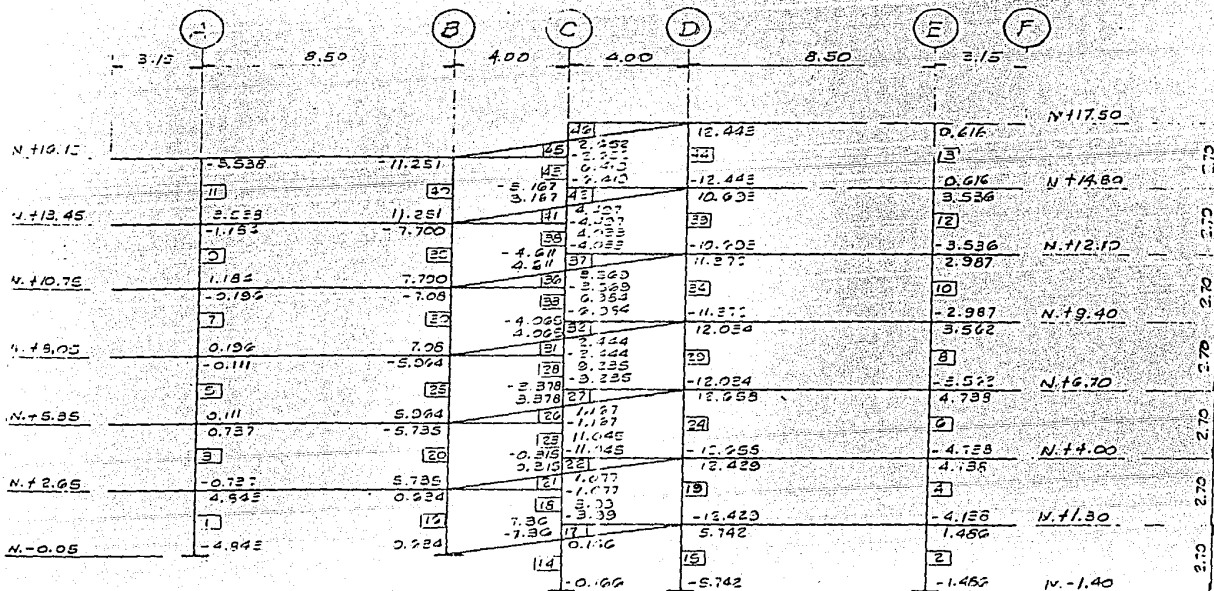


- 73 -

MARCOSES EJES 2 Y 3

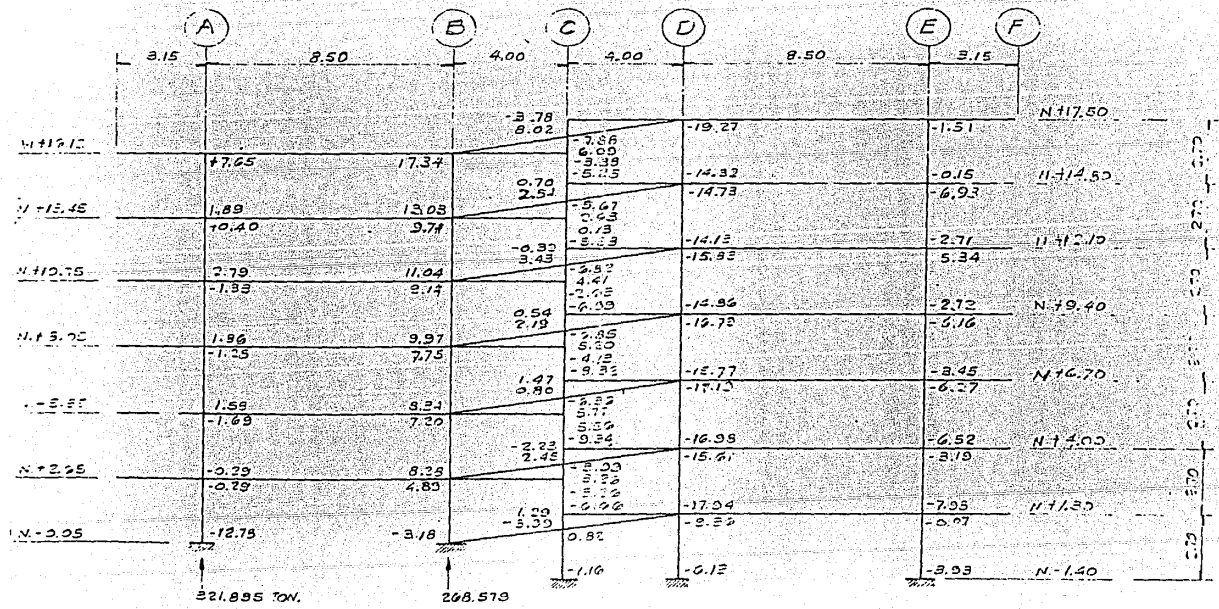
FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS

FIG. 2.14



MARCOS EJES 2 Y 3
MOMENTOS EN COLUMNAS
CARGA VERTICAL

FIG. 2.11



CONTINUA CAPITULO II

4.- ANALISIS SISMICO DEFINITIVO.

4.1.- ANALISIS SISMO PRELIMINAR:

4.1A.- SISTEMA STRESS, PARA RESOLVER PROBLEMAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL.

4.1B.- OBTENCION DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS, EMPLEANDO EL SISTEMA STRESS, POR MEDIO DE LA COMPUTADORA PARA DETERMINAR RIGIDECES EN CADA PISO DE CADA MARCO.

4.2.- SISCO.- DETERMINACION DE FUERZAS SISMICAS:

4.2A.- CALCULO EN CADA NIVEL DE LAS FUERZAS CORTANTES DIRECTAS.

4.2B.- REPARTICION DE LAS MISMAS FUERZAS ENTRE LOS MARCOS, PROPORCIONALMENTE A SU RIGIDEZ DE PISO.

4.2C.- ESTUDIO DE TORSION:

CALCULO DE FUERZAS DEBIDAS AL MOMENTO TORSIONANTE Y ADICION A LOS CORTANTES DIRECTOS CORRESPONDIENTES.

4.2D.- MODOS DE VIBRAR

CALCULO DE LOS PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LOS MODOS DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DEL DEPARTAMENTO DEL D.F. (D.D.F.- 1976).

4.2E.- DETERMINACION DE LA FUERZA CORTANTE DINAMICA (DIRECTA), SEGUN UN ANALISIS MODAL EN EL QUE LA MATRIZ DE FLEXIBILIDADES SE FORMA A PARTIR DE LAS RIGIDECES DE PISO QUE EL PROGRAMA CALCULA CON LAS FORMULAS DE WILBUR PARA CADA MARCO.

4.2f.-CALCULO DE LAS EXCENTRICIDADES DE ACUERDO AL CITADO REGLAMENTO. IMPRIMIENDO COMO FUERZA CORTANTE DE DISEÑO LA COMBINACION DE LOS CORTANTES DIRECTOS Y DE TORSION MAS DESFAVORABLES.

4.2g.-DETERMINACION DEL SISMO DEFINITIVO, POR MEDIO DEL SISTEMA STRESS, INCLUYENDO LAS FUERZAS CORTANTES DE DISEÑO OBTENIDAS EN EL SISCO.

4.- ANÁLISIS SISMICO DEFINITIVO

ESTE SE COMPONE DE DOS PARTES:

LA PRIMERA .-CONSISTE EN UN ANÁLISIS DINÁMICO A PARTIR DE LAS CARACTERÍSTICAS PROPIAS DE LA ESTRUCTURA, DONDE INTERVIENEN LAS RIGIDEZES ENCONTRADAS EN EL ANÁLISIS ESTÁTICO, LLEGANDO FINALMENTE A LOS CORTANTES DE DISEÑO TOMANDO EN CUENTA EFECTOS DE TORSIÓN, DE LOS QUE SE CALCULAN FÁCILMENTE LAS FUERZAS SISMICAS, CONSIDERADAS CORRECTAS. L

LA SEGUNDA .-SE TRATA DEL ANÁLISIS DEL MARCO SUJETO A DICHAS HORizontales, QUE CORRESPONDEN A LO QUE SE LLAMA ANÁLISIS SISMICO DEFINITIVO. COMO YA SE HA MENCIONADO LOS RESULTADOS OBTENIDOS SIRVEN PARA CORREGIR LOS DE CARGA VERTICAL, SIGUIENDO UN PROCEDIMIENTO RELATIVAMENTE SIMPLE, CON LO QUE SE DISEÑAN LOS ELEMENTOS, CONSIDERANDO LOS PRINCIPALES SOLICITACIONES A QUE ESTARÁ SUJETA LA ESTRUCTURA.

AMBOS ESTUDIOS.- SE REALIZAN, AL IGUAL QUE LOS ANTERIORES, MEDIANTE PROGRAMAS DE COMPUTADORA. LOS RESULTADOS SE MOSTRARAN EN LAS HOJAS SIGUIENTES, TRATANDO DE EXPLICARLAS.

AL HACER LOS CALCULOS SE TOMA EN CUENTA UN FACTOR DE DUCTILIDAD DE 4 , DE ACUERDO A LO ESTABLECIDO EN EL REGLAMENTO. ESTO PERMITE EL DISEÑO MEDIANTE FUERZAS SISMICAS MENORES AL APROVECHAR LAS DEFORMACIONES QUE SUPRE LA ESTRUCTURA. ESTO RESULTA ECONOMICO PUES EN CASO DE DISEÑAR UNA ESTRUCTURA RÍGIDA QUE ADMITA POCAS DEFORMACIONES, LOS MARCOS TOMAN ESFUERZOS MAYORES AL ABSORVER MAS ENERGIA, QUE SI ESTA FUERA LIBERADA PRECISAMENTE EN DEFORMACIONES, DENTRO DE RANGOS PERMISIBLES.

4.1 B.-OBTENCION DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS, EMPLEANDO EL SISTEMA STRESS, POR MEDIO DE LA COMPUTADORA, PARA DETERMINAR RIGIDEGES EN CADA PISO DE CADA MARCO.

STRUCTURE MARCO EJE 2 Y 3 EDIF. ESTACIONAMIENTOS PLUS-

LOADING 2 SISTMO PRELIMINAR

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	74	-9.993	15.098	36.62
1	12	9.993	-15.098	4.13
2	3	-10.599	-0.103	7.81
2	9	-10.599	0.103	-8.35
3	12	-7.790	4.554	5.07
3	21	7.790	-4.554	6.61
4	9	9.598	4.513	12.99
4	18	-9.598	-4.913	0.27
5	21	-5.606	3.665	3.07
5	30	5.606	-3.665	6.81
6	27	-7.586	-5.518	5.62
7	30	-5.631	3.328	1.90
7	39	5.631	-3.328	7.07
8	27	5.391	3.962	3.43
8	36	-5.391	-3.962	7.26
9	39	-1.997	2.561	0.13
9	48	1.997	-2.561	6.75
10	36	3.437	3.147	1.36
10	45	-3.437	-3.147	7.13
11	48	-0.792	0.764	-1.50
11	57	0.792	-0.764	3.26
12	45	1.862	2.385	-3.19
12	54	-1.862	-2.385	2.63
13	54	0.735	0.585	-1.70
13	63	-0.735	-0.585	3.28
14	1	2.424	-1.572	-1.95
14	6	-2.424	1.572	-5.13
15	2	36.803	1.246	4.16
15	8	-36.803	-1.246	-0.82
16	57	-34.300	11.321	20.37
16	13	34.300	-11.321	10.19
17	6	1.794	6.172	10.51
17	7	-1.794	-6.172	-6.74
18	7	4.027	14.803	11.10
18	14	-4.027	-14.803	8.57

SISMO PRELIMINAR

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
6	-0.000	-0.000	0.00
7	0.529	0.000	-0.00
8	-0.000	0.000	-0.00
9	0.529	0.000	0.00
10	0.000	-0.000	-0.00
11	-0.000	-0.000	-0.00
12	1.009	-0.000	-0.00
13	-0.000	-0.000	-0.00
14	1.009	0.000	0.00
15	-0.000	-0.000	0.00
16	1.010	-0.000	0.00
17	0.000	-0.000	-0.00
18	1.009	-0.000	-0.00
19	0.000	0.000	-0.00
20	-0.000	-0.000	-0.00
21	1.500	0.000	0.00
22	-0.000	0.000	-0.00
23	1.497	-0.000	0.00
24	-0.002	-0.000	0.00
25	1.501	-0.000	0.00
26	0.001	-0.000	0.00
27	1.500	-0.000	-0.00
28	0.000	0.000	-0.00
29	-0.000	0.000	0.00
30	1.980	0.000	0.00
31	0.000	0.000	0.00
32	1.979	0.000	-0.00
33	-0.001	-0.000	0.00
34	1.982	-0.000	0.00
35	0.000	-0.000	0.00
36	1.980	-0.000	0.00
37	0.000	-0.000	-0.00
38	-0.000	0.000	0.00
39	2.470	0.000	0.00
40	-0.000	-0.000	-0.00
41	2.467	-0.000	0.00
42	-0.003	-0.000	0.00
43	2.473	-0.000	0.00
44	0.000	0.000	0.00
45	2.469	-0.000	0.00
46	0.000	0.000	-0.00
47	-0.000	-0.000	-0.00
48	2.991	0.000	0.00
49	0.000	0.000	0.00
50	2.985	0.000	0.00
51	-0.003	-0.000	-0.00
52	2.981	-0.000	0.00
53	0.002	0.000	0.00
54	2.990	-0.000	0.00
55	0.000	0.000	0.00
56	-0.000	-0.000	-0.00

SISMO PRELIMINAR.

57	3.442	0.000	0.00
58	0.000	-0.000	0.00
59	3.435	0.000	0.00
60	-0.003	-0.000	0.00
61	3.443	-0.000	0.00
62	0.002	0.000	0.00
63	3.440	-0.000	0.00
64	0.000	-0.000	0.00

REACTIONS, APPLIED LOADS, SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	7.572	2.424	1.95
2	-1.246	36.803	4.18
3	0.103	10.699	7.81
4	-15.098	-9.993	36.62
5	-39.949	-39.934	19.34

FREE JOINT DISPLACEMENTS

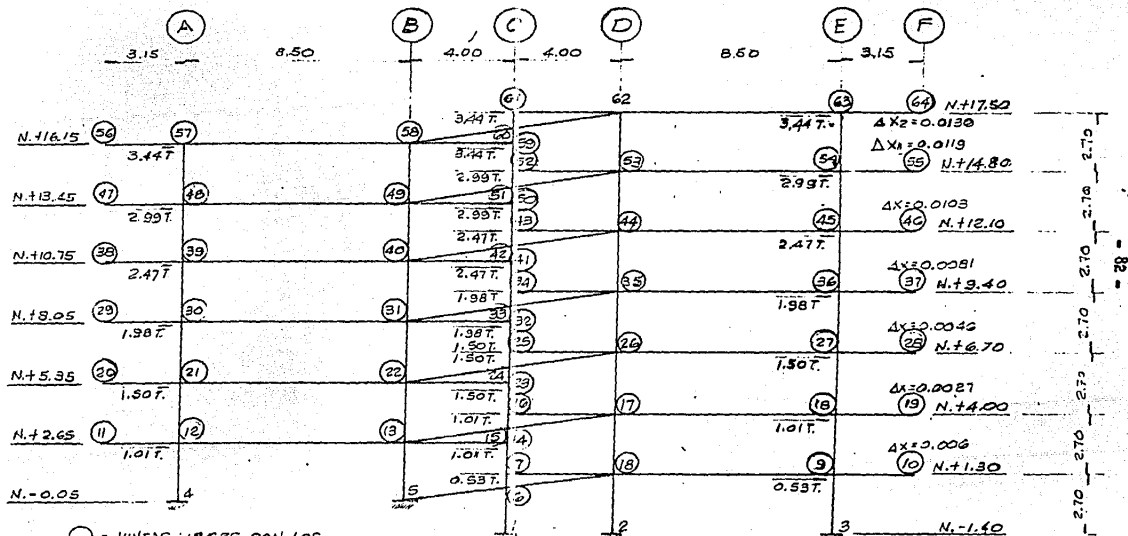
JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
6	0.0003	-0.0000	-0.0005
7	0.0007	-0.0000	-0.0007
8	0.0004	-0.0001	-0.0003
9	0.0006	-0.0000	-0.0005
10	0.0006	-0.0016	-0.0005
11	0.0019	-0.0032	-0.0010
12	0.0019	0.0000	-0.0010
13	0.0020	0.0001	-0.0007
14	0.0019	-0.0000	-0.0007
15	0.0024	-0.0000	-0.0007
16	0.0029	-0.0000	-0.0010
17	0.0027	-0.0003	-0.0007
18	0.0027	-0.0000	-0.0009
19	0.0027	-0.0029	-0.0009
20	0.0048	0.0032	-0.0009
21	0.0048	0.0000	-0.0009
22	0.0048	0.0002	-0.0007
23	0.0046	-0.0000	-0.0010
24	0.0052	-0.0000	-0.0007
25	0.0057	-0.0000	-0.0005
26	0.0055	-0.0004	-0.0007
27	0.0055	-0.0000	-0.0009
28	0.0055	-0.0031	-0.0009
29	0.0075	0.0028	-0.0008
30	0.0075	0.0000	-0.0008
31	0.0075	0.0003	-0.0006
32	0.0075	-0.0000	-0.0009
33	0.0078	-0.0000	-0.0006

0.0008
0.0000
0.0006
0.0006
0.0021

MARCO 75 EJES 2 Y 3

CARGAS 2 SISMO PRELIMINAR

FUERZAS KcW (TABLA # PARA SISMO PRELIMINAR)
OBTENIENDO DESPLAZAMIENTOS L DE LAS JUNTAS LIBRES FIG. SE/1



○ = JUNTAS LIBRES CON LOS
Δ RELATIVOS SE OBTIENEN
LAS RIGIDEZES
 $\frac{\Delta}{\Delta \text{ RELATIVA}} = \text{RIGIDEZ RELATIVA}$

Δ = DESPLAZAMIENTO
Δx2 - Δx1 = 0.0130 - 0.0119 = 0.0011
Δx' RELATIVO = 0.0011 VER TABLA #
TABLA SE/3

CON ESTOS DESPLAZAMIENTOS
SE ENCUENTRAN LAS RIGIDEZES
 $\frac{\Delta}{\Delta \text{ RELATIVO}} = \text{RIGIDEZ}$
PASANDO A CONTINUACION AL
OBTENIENDO LAS FUERZAS KcW

MARCOS EJES 2 Y 3
FUERZAS AXIALES EN COLUMNAS TRABES Y LOSAS

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)	
	3.15	8.50	4.00	4.00	8.50	3.15	
N.116.15			-79 8.2				N.117.50
			-39.152 23.215	+13.456 45.40		-50.475 53.267	
N.113.45	-53.202 55.335	-28.822 40.834	-39.660 40.145	-39.215 31.100			N.114.50
			-54.081 35.597	-32.207 34.151		-104.612 107.355	
N.110.75	-102.22 108.715	-52.597 54.341	-72.974 53.220				N.112.10
			-85.175 43.225	-121.144 125.085		-155.455 191.025	
N.109.05	-152.157 161.723	-122.752 124.724	-105.632 106.378				N.110.40
			-121.520 11.05	-159.051 161.565		-212.012 214.604	
N.105.55	-212.273 214.971	-172.159 174.102	-136.025 138.511				N.107.70
			-155.068 83.540	-107.82 139.757		-229.402 267.222	
N.102.05	-255.748 268.40	-218.72 220.275	-189.09 128.525				N.104.00
			-78.268 165.45	-355.259 227.90		-55.740 521.372	
N.100.05	-219.242 221.825	-262.625 268.573	-188.02 120.22 -137.22 -34.22				N.111.50
			-21.267 210.725	-375.547 277.11		-375.500 375.151	N.101.40

ANÁLISIS SISMICO PRELIMINAR
 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

DATOS PARA EL SISCO.-OBTENCION DE PESOS POR PLANTA Y RIGIDECES POR PLANTA EN CADA MARCO.

NIVEL	MARCO-1		MARCO-2		MARCO-3		MARCO-4	
	W	Kr	W	Kr	W	Kr	W	Kr
7	45.30	2300.00	206.56	12509.10	206.56	12509.10	47.48	3016.67
6	141.25	6042.86	208.97	16081.25	208.97	16081.25	139.68	7694.44
5	140.76	6756.87	208.97	16166.36	208.97	16186.36	142.56	7876.92
4	140.76	7137.84	208.97	16746.15	208.97	16746.15	142.56	8334.38
3	140.76	7385.71	208.97	17685.71	208.97	17685.71	142.56	8705.56
2	140.76	8981.58	208.97	25504.76	208.97	25504.76	142.56	10451.52
1	140.76	18752.63	113.73	91033.33	113.73	91033.33	142.56	20005.56

NIVEL	MARCO-A		MARCO-B		MARCO-C		MARCO-D		MARCO-E	
	W	Kr	W	Kr	W	Kr	W	Kr	W	Kr
7		1.00		1.00	18.58	1200.00	130.25	4915.79	157.66	6306
6	157.66	6000.00	131.74	5150.00	16.27	1883.00	166.97	5776.47	157.66	7390
5	167.65	7266.67	166.97	5646.88	16.27	2217.39	166.97	5939.36	157.66	7550
4	167.65	7697.71	166.97	5990.90	16.27	234.48	166.97	6031.00	157.66	7382
3	167.65	7655.00	166.97	6186.79	16.27	2435.81	166.97	6080.30	157.66	7598
2	167.65	8500.00	166.97	6970.74	16.27	2827.59	166.97	6707.50	157.66	8396
1	167.65	15146.15	166.97	12084.38	16.27	3550.00	166.97	11915.79	157.66	15013

FORMA "A"

HOJA 1 DE 5

DETERMINACION DE FUERZAS SISMICAS

UBICACION EN TERRENO:

S I C C O

ANALISIS POR TORSION:

FIRME TRANSICION COMPRESIBLE

SI NO

1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0

1 EDIFICIO PARA ESTACIONAMIENTO

2

3 NUMEROS 0.8 PRECISION 10,000 VFS FACTOR DUCTILIDAD 4.0 MALDOS SISTEMAS

4 0.10 0.05 1414014.0 4.0 7 2

5 2.70 2.70 2.70 2.70

6 2.70 2.70

7

8

9

10 1086.54 1184.0 1194.0 1184.0 1194.0

11 1125.35 500.8

12

13

14

15 M-1

16 18702.03 8051.58 17355.71 7137.84 8726.37

17 2042.02 3300.00

18

19

20

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10¹ 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10² 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10³ 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10⁴ 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10⁵

15	M - 2																																									
16		0	1	0	3	3	0	3	3	0	2	5	5	0	4	7	0	1	7	0	8	5	0	7	1	1	6	7	4	0	0	1	5	1	0	1	9	0	0	3	2	
17		1	0	0	1	1	0	2	5	1	1	2	5	0	9	0	1	0																								
18																																										
19																																										
20																																										
15	M - 3																																									
16		0	1	0	2	3	0	2	5	1	1	2	5	0	4	7	0	1	7	0	8	5	0	7	1	1	6	7	4	0	0	1	5	1	0	1	9	0	0	3	2	
17		1	0	0	1	1	0	2	5	1	1	2	5	0	9	0	1	0																								
18																																										
19																																										
20																																										
15	M - 4																																									
16		2	2	2	2	5	1	1	0	0	5	1	0	5	0	2	0	9	7	0	5	0	5	0	0	8	3	3	4	0	3	3	7	0	7	0	0	0	2			
17																																										
18																																										
19																																										
20																																										
15																																										
16																																										
17																																										
18																																										
19																																										
20																																										

										¹										²										³										⁴										⁵																										
3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0																																				
	LETAS										PRESISION										E T/M ²										FACTOR DUCTILIDAD										PISOS										MARCOS										CATOS MARCOS RIGIDES															
3											0	.	1	0								0	.	0	5								1	1	4	2	1	4	.	0				4	.	0									7	.	0	5								2										
4											2	.	7	0								2	.	7	0								2	.	7	0								2	.	7	0								2	.	7	0																		
5											2	.	7	0								2	.	7	0								2	.	7	0								2	.	7	0								2	.	7	0																		
6											2	.	7	0								2	.	7	0								2	.	7	0								2	.	7	0								2	.	7	0																		
7																																																																												
8																																																																												
9																																																																												
⁶⁶⁰ 10											1	1	0	8	8	.	2	4				1	1	8	4	.	0	0				1	1	8	4	.	0	0				1	1	8	.	.	0	0				1	1	8	4	.	0	0																		
PISO 11											1	1	2	5	.	2	5				5	8	0	.	8	0					5	8	0	.	8	0																																								
12																																																																												
13																																																																												
14																																																																												
15											M-4																																																																	
16											1	5	1	4	.	0	7	5				8	5	0	0	.	0	0				7	0	2	5	.	0	0				7	0	9	7	.	2	2				7	3	0	7	.	0	7																		
17											2	0	0	0	.	0	0								.	0	0																																																	
18																																																																												
19																																																																												
20																																																																												
15											M-5																																																																	
16											1	1	2	0	8	4	.	2	8				0	7	0	0	.	7	4				0	1	9	0	.	7	2				5	0	7	.	0	0					5	0	4	0	.	3	8																	
17											5	1	5	0	.	0	0				1	.	0	0																																																				
18																																																																												
19																																																																												
20																																																																												

1 2 3 4 5 6 7 8 9 0¹ 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0² 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0³ 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0⁴ 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0⁵

16	M - C	RIGIDEZ X PISO	2°	3°	4°	5°
16		8 5 5 0 . 0 0	2 8 2 7 . 5 9	2 4 2 5 . 9 1	2 2 3 4 . 4 9	2 2 1 7 . 3 9
17		1 8 8 3 . 3 3	1 2 0 0 . 0 0			
18						
19						
20						
15	M - C					
16		1 1 3 . 5 . 1 0	1 0 7 0 7 . 0 0	6 0 8 0 . 3 0	0 0 3 1 . 0 3	5 9 3 9 . 3 0
17		5 7 7 0 . 3 7	4 3 1 5 . 7 9			
18						
19						
20						
15	M - E					
16		1 5 0 1 3 . 7 0	8 3 9 6 . 0 0	7 5 9 8 . 0 4	7 3 8 2 . 0 1	7 4 5 9 . 3 0
17		7 2 6 8 . 1 9	0 5 0 0 . 2 5			
18						
19						
20						
15						
16						
17						
18						
19						
20						

CORTANTES DE DISEÑO Y FUERZAS SISMICAS OBTENIDAS

4.2 A

S I S C O .

NIVEL	MARCO-1		MARCO-2		MARCO-3		MARCO-4	
	V. DISEÑO	F. SISMO	V. DISEÑO	F. SISMO	V. DISEÑO	F. SISMO	V. DISEÑO	F. SISMO
7 Az.	4.36	4.36	16.37	16.37	11.32	15.32	5.19	5.19
6	14.62	10.26	31.40	15.03	30.24	14.92	16.05	10.26
5	3.72	1.15	46.18	14.78	44.95	14.31	25.34	9.79
4	30.70	7.03	58.63	12.45	56.50	11.95	33.54	7.70
3	35.31	4.61	68.53	9.90	65.66	9.36	38.78	5.24
2	35.06	- 0.25	78.98	10.45	76.17	10.26	38.31	- 0.47
1	26.66	-8.40	96.20	17.22	95.08	18.91	27.95	-10.36

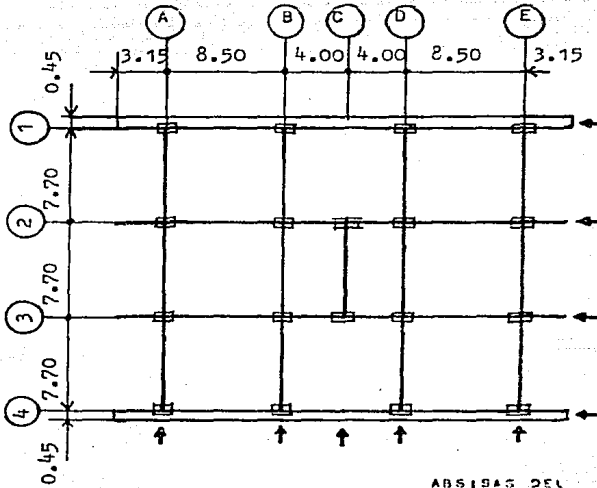
NIVEL	MARCO-A		MARCO-B		MARCO-C		MARCO-D		MARCO-E	
	V. DISEÑO	F. SISMO	V. DISEÑO	F. SISMO	V. DISEÑO	F. SISMO	V. DISEÑO	F. SISMO	V. DISEÑO	F. SISMO
7	0.01	0.01	0.00	0.00	7.70	7.70	21.17	21.17	6.26	6.6
6	25.23	25.22	16.17	16.17	4.97	-2.73	14.27	- 6.90	16.52	10.26
5	37.26	12.03	23.77	7.60	7.75	2.78	20.88	6.61	25.92	9.40
4	46.82	9.61	29.58	5.81	9.89	2.14	26.99	6.11	33.08	7.96
3	52.96	6.09	35.11	5.53	12.33	2.44	24.30	4.31	40.78	6.30
2	56.89	3.93	37.75	3.64	14.23	1.90	34.22	2.92	4.25	4.07
1	54.11	- 2.78	36.43	- 1.34	23.56	9.33	33.29	- 0.98	43.16	-1.09

FUERZAS SISMICAS

FUERZAS SISMICAS OBTENIDAS DEL SISCO, PARA APLICARSE EN SISMO DEFINITIVO.

X ABSISA DEL CENTRO DE CORTANTES

Y ORDENADA DEL CENTRO DE CORTANTES



ABSISAS DEL CENTRO DE CORTANTES

NIVEL	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	F ₅	X	Y
7	0.01	0.00	7.70	21.17	6.26	7.87	12.05
6	25.22	16.17	-2.73	-6.90	10.26	12.35	12.01
5	12.03	7.60	2.78	6.61	9.40	13.23	12.01
4	9.61	5.81	2.14	6.11	7.96	13.59	12.02
3	6.09	5.53	2.44	4.31	6.30	13.79	12.02
2	3.93	2.64	1.90	2.97	4.07	13.90	12.02
1	-2.78	-1.32	9.33	-0.93	-1.09	13.93	12.02

ORDENADAS DEL CENTRO DE CORTANTES

NIVEL	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	F ₅	X	Y
7	5.19	10.86	9.79	7.70	5.24	-0.47	14.36
6	10.86	9.79	7.70	5.24	-0.47	-8.40	10.26
5	9.79	7.70	5.24	-0.47	-8.40	9.05	9.05
4	7.70	5.24	-0.47	-8.40	9.05	7.03	7.03
3	5.24	-0.47	-8.40	9.05	7.03	4.61	4.61
2	-0.47	-8.40	9.05	7.03	4.61	-0.25	-0.25
1	-8.40	9.05	7.03	4.61	-0.25	17.27	17.27

(CONTINUA CAPITULO II)

4.25.- MODOS DE VIBRAR:

UNA ESTRUCTURA TENDRA TANTOS MODOS DE VIBRAR COMO GRADOS DE LIBERTAD, SIN EMBARGO PARA FINES PRACTICOS Y TOMANDO EN CUENTA SU INFLUENCIA, SE CONSIDERAN SOLAMENTE LOS TRES PRIMEROS NO SIENDO SIGNIFICATIVOS LOS DEMAS. APARTIR DE ELLOS SE CALCULAN LOS DESPLAZAMIENTOS.

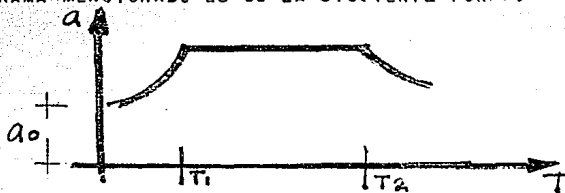
SE EMPUEZA A PARTIR DE LAS RIGIDEZES DE CADA MARCO, CALCULADAS EN EL ANALISIS ESTATICO, FORMANDOSE UNA MATRIZ DE RIGIDEZES U

MEDIANTE UN PROCEDIMIENTO ALGEBRAICO MATRICIAL SE ENCUENTRAN LAS FORMAS DE LOS MODOS, LA FORMA DE LA ESTRUCTURA DEFORMADA CORTARA $n-1$ VECES LA VERTICAL (n =NUMERO DEL MODO).

HASTA AHORA UNICAMENTE SE HAN CONSIDERADO LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA. SIN EMBARGO LAS PROPIEDADES DEL TERRENO - TAMBIEN INFLUYEN DE FORMA IMPORTANTE SIENDO LOS SUELOS BLANDOS LOS MAS DESFAVORABLES. ES DECIR, QUE LA FORMA DE LOS MODOS UNICAMENTE TOMA EN CUENTA CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES.

EN EL R.C.D.F., SE HA HECHO UNA ZONIFICACION A PARTIR DEL TIPO DE TERRENO. POR OTRA PARTE, SE TIENEN ACELEROGRAMAS DE DIFERENTES SISMS, FIJANDOSE UNO PARA DISEÑO QUE TOMA EN CUENTA SU ENVOLVENTE Y LA ZONA EN QUE SE ENCUENTRA LA ESTRUCTURA.

EN ESTE CASO, EL EDIFICIO SE ENCUENTRA EN UN SUELO DURO. EL ACELEROGRAMA MENCIONADO ES DE LA SIGUIENTE FORMA:



LOS VALORES DEL PERIODO T Y ACELERACIONES PARA CADA ZONA SON:

ZONA	A ₀	T ₁	T ₂	R	C
I	0.03	0.3	0.8	1/2	0.16
II	0.045	0.5	2.0	2/3	0.20
III	0.06	0.8	3.3	1	0.24

EL EDIFICIO QUE SE ESTUDIO, ESTA DENTRO DE LA ZONA I DEFINIDA EN EL REGLAMENTO COMO TERRENO FIRME. ESTO FUE COMPROBADO POR EL ESTUDIO DE SUELOS EFECTUADO EN EL PREDIO. POR LO TANTO SE TENDRAN LOS SIGUIENTES VALORES:

A₀ = VALOR DE A PARA T=0, DONDE A ES LA ORDENADA DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO, COMO FRACCION DE LA ACELERACION DE LA GRAVEDAD = 0.03

T₁ Y T₂ = PERIODOS CARACTERISTICOS DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO:

$$T_1 = 0.3$$

$$T_2 = 0.8$$

R=EXPONENTE DE LAS EXPRESIONES DE LOS ESPECTROS = 1/2

C=COEFICIENTE SISMICO = 0.16

A PARTIR DE LA FORMA DE LOS MODOS, SE PUEDEN CALCULAR LOS DESPLAZAMIENTOS, REQUIRIENDOSE PARA ELLO EL ESPECTRO DE ACELERACIONES CALCULADO DE LA FORMA SIGUIENTE:

$$A/g = A_0 + (C - A_0) T/T_1 \quad \text{SI } T < T_1$$

$$A/g = C \quad \text{SI } T_1 < T < T_2$$

$$A/g = C (T_2/T)^R \quad \text{SI } T > T_2$$

DONDE T ES EL PERIODO NATURAL DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA

S_A = ESPECTRO DE ACELERACIONES

$$S_A = A$$

TOMANDO EN CUENTA TODO LO ANTERIOR, SE CALCULAN LOS DESPLAZAMIENTOS PARA CADA NIVEL, QUE NO DEBERAN SER MAYORES A LO PERMITIDO EN EL REGLAMENTO.

HASTA AQUI HEMOS TOMADO EN CUENTA TANTO CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA (MODOS DE VIBRAR) COMO LAS DEL TERRENO (ACELEROGRAMA) TENIENDO POR LO TANTO UN ESTUDIO QUE SE ACERCA A LA REALIDAD.

ESTOS DESPLAZAMIENTOS SON UN PASO MAS A LA OBTENCION DE LAS FUER-

ZAS SISMICAS DE DISEÑO PUESTO QUE YA SE CONOCEN LAS RIGIDECES DE LOS MARCOS. SIN EMBARGO, ANTES DE HALLARLAS ES NECESARIO CONSIDERAR LOS EFECTOS DE TORSION, QUE SERAN FAVORABLES EN UNOS CASOS, Y DESFAVORABLES EN OTROS, COMO SE VERA EN PUNTOS SUBSECUENTES.

EN LAS HOJAS SIGUIENTES SE MUESTRAN LOS RESULTADOS DE COMPUTADORA PARA ESTA PARTE DEL ANALISIS SISMICO. EN PRINCIPIO SE ANOTAN LAS CARACTERISTICAS DE CADA NIVEL EN CUANTO A ALTURAS Y PESOS, FACILMENTE OBTENIBLES COMO YA SE HA VISTO. DE IGUAL FORMA QUE SE HA HABLADO DE UNA MATRIZ DE RIGIDECES, ES NECESARIA UNA DE MASAS PARA LO CUAL SE REQUIERE ESTE ULTIMO DATO.

LOS DATOS SIGUIENTES COMO NUMERO DE MARCOS Y PISOS, ALTURA, COEFICIENTE SISMICO, MODULO DE ELASTICIDAD Y FACTOR DE DUCTILIDAD SON CONOCIDOS. EN SEGUIDA SE MUESTRAN LOS RESULTADOS CORRESPONDIENTES A LA FORMA DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA, Y LA FORMA DE LOS MODOS, DE DONDE SE OBTIENEN LOS DESPLAZAMIENTOS, COMO YA SE INDICO.

LA RIGIDEZ QUE APARECE CORRESPONDE A LA DE PISO, QUE NO ES MAS QUE LA SUMA DE LAS RIGIDECES DE CADA MARCO YA CALCULADAS.

SOLO FALTA INDICAR QUE EL ESTUDIO DEBE HACERSE EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES, DE AHI QUE HAYA UNO PARA LOS MARCOS CON EJES NUMEROS Y OTRO PARA LETRAS.

4.2 D ANALISIS SISMICO
4.2 E
4.2 F
EDIFICIO PARA ESTACIONAMIENTOS JULIO 81 "S I S C O"

MARCOS NUMEROS

CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

NIVEL	ALTURA	PESO
1	2.70	1088.5
2	2.70	1184.0
3	2.70	1184.0
4	2.70	1184.0
5	2.70	1184.0
6	2.70	1125.3
7	2.70	590.8

NUMERO DE MARCOS	7
NUMERO DE DISCOS	7
ALTURA TOTAL	18.89
COEFICIENTE SISMICO	0.16
MODULO DE ELASTICIDAD	1414214.
FACTOR DE DUCTILIDAD	4.00
LOCALIZACION EN ZONA DE TERRENO	FIPME T/M2

RESULTADOS RELATIVOS A LA FORMA DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA

	MODO 1	MODO 2	MODO 3
FRECUENCIA ANGULAR NATURAL	5.379	15.083	23.150
PERIODO (EXPRESADO EN SEGUNDOS)	1.167	0.416	0.271
COEFICIENTE DE PARTICIPACION	1.320	-0.547	0.377
ORDENADA DEL ESPECTRO	1.299	1.569	1.447

FORMA DE LOS MODOS

NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3
1	0.0576	-0.1689	0.1882
2	0.2358	-0.5500	0.6342
3	0.4637	-0.8072	0.4426
4	0.6701	-0.6249	-0.3435
5	0.8354	-0.0700	-0.6896
6	0.9427	0.5483	-0.0640
7	1.0000	1.0000	1.0000

RIGIDECES, DESPLAZAMIENTOS TOTALES Y RELACION DE DESPLAZAMIENTO RELATIVA A LA ALTURA DE ENTREPISO DE LA ESTRUCTURA COMPLETA

NIVEL	RIGIDEZ (TON/M)	DESPLAZAMIENTO TOTAL (M)	D. REL./ALTURA
1	220824.	0.0034	*****
2	70442.	0.0141	*****
3	51462.	0.0276	*****
4	48964.	0.0398	*****
5	47016.	0.0495	*****
6	45299.	0.0559	*****
7	30334.	0.0594	*****

MARCOS LETRAS

NIVEL	ALTURA	PESO
1	2.70	1088.5
2	2.70	1184.0
3	2.70	1184.0
4	2.70	1184.0
5	2.70	1184.0
6	2.70	1125.3
7	2.70	590.8

NUMERO DE PISOS 7
 ALTURA TOTAL 18.89
 COEFICIENTE SISMICO 0.16
 MODULO DE ELASTICIDAD 1414214.
 FACTOR DE DUCTILIDAD 4.00
 LOCALIZACION EN ZONA DE TERRENO FIRME

RESULTADO RELATIVOS A LA FORMA DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA

	MODO 1	MODO 2	MODO 3
FRECUENCIA ANGULAR NATURAL	3.860	10.700	15.909
PERIODO (EXPRESADO EN SEGUNDOS)	1.626	0.586	0.394
COEFICIENTE DE PARTICIPACION	1.336	-0.589	0.396
ORDENADA DEL ESPECTRO	1.100	1.596	1.596

FORMA DE LOS MODOS

NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3
1	0.1099	-0.2215	0.2730
2	0.3121	-0.5467	0.5488
3	0.5178	-0.6585	0.2980
4	0.8330	-0.4022	-0.2003
5	0.8330	-0.0431	-0.5585
6	0.9279	0.4449	-0.2269
7	1.0000	1.0000	1.0000

RIGIDECES, DESPLAZAMIENTOS TOTALES Y RELACION DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO A LA ALTURA DE ENTREPISO DE LA ESTRUCTURA COMPLETA

NIVEL	RIGIDEZ (TON/M)	DESPLAZAMIENTO TOTAL (M)	D.REL./ALTURA
1	62710.	0.0110	*****
2	33222.	0.0311	*****
3	29915.	0.0513	*****
4	29325.	0.0687	*****
5	28979.	0.0822	*****
6	26098.	0.0916	*****
7	12424.	0.0990	*****

* * * ***** ***** * * *

NIVEL 1

* * * ***** ***** * * *

ABSCISA DEL CENTRO DE CORTANTES	13.93 M.
ORDENADA DEL CENTRO DE CORTANTES	12.02 M.
ABSCISA DEL CENTRO DE TORSION	15.61 M.
ORDENADA DEL CENTRO DE TORSION	12.06 M.

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES NUMEROS.

CORTANTE ESTATICO	301.62 TON
CORTANTE DINAMICO	192.38 TON
MOMENTO TORCIONANTE MAXIMO	-614.50 TON-M
MOMENTO TORCIONANTE MINIMO	539.91 TON-M
EXCENTRICIDAD MAXIMA	-3.19 M
EXCENTRICIDAD MINIMA	3.08 M

MARCO	RIGIDEZ (TON/M)	F.DIS.	CORTANTE ESTATICO (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (TON)	DE TORSION MINIMOS (TON)
M-1	18752.	0.084	25.61	16.33	10.32	-9.97
M-2	91033.	0.412	124.34	79.30	16.89	-16.32
M-3	91033.	0.412	124.34	79.30	-16.32	15.78
M-4	20005.	0.090	27.32	17.42	-10.89	10.52

CORTANTE DE DISEÑO (TON)	FUERZA SISMICA P/DISEÑO SISMICO D.E.F. FS
26.66	-8.40
96.20	17.22
96.08	18.91
27.95	- 10.36

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES LETRAS

CORTANTE ESTATICO	301.62 TON
CORTANTE DINAMICO	172.78 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-859.69 TON-M
MOMENTO TORSIONANTE MINIMO	124.01 TON-M
EXCENTRICIDAD MAXIMA	-4.92 M
EXCENTRICIDAD MINIMA	0.71 M

MARCO	RIGIDEZ (TON/M)	F.DIS.	CORTANTE ESTATICO (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFECTOS DE TORSION		CORTANTE DE DISEÑO (TON)
					MAXIMOS (TON)	MINIMOS (TON)	
M-A	15146	0.241	72.85	41.73	12.38	-1.88	54.11
M-B	12084	0.192	58.12	33.29	3.14	-0.45	36.43
M-C	8550	0.136	41.12	23.55	-0.02	0.00	23.56
M-D	11915	0.190	57.31	32.83	-3.15	0.46	23.29
M-E	15013	0.239	72.31	41.36	-12.35	1.80	43.16

FUERZA P/ANALISIS SISMICO DEFINITIVO:

M-A	-2.78
M-B	-1.32
M-C	9.33
M-D	-0.98
M-E	-1.09

* * * ***** ***** * * *

NIVEL 2

* * * ***** ***** * * *

ABSCISA DEL CENTRO DE CORTANTES	13.90 M
ORDENADA DEL CENTRO DE CORTANTES	12.02 M
ABSCISA DEL CENTRO DE TORSION	15.60 M
ORDENADA DEL CENTRO DE TORSION	12.24 M

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES NUMEROS

CORTANTE ESTATICO	290.12 TON
CORTANTE DINAMICO	187.95 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-649.95 TON-M
MOMENTO TORSIONANTE MINIMO	547.18 TON-M
EXCENTRICIDAD MAXIMA	- 3.45 M
EXCENTRICIDAD MINIMA	2.91 M

MARCO	RIGIDEZ (TON-M)	F.DIS.	CORTANTE ESTATICO (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFFECTOS DE MAXIMOS (TON)	TORSION MINIMOS (TON)	CORTANTE DE DISEÑO (TON)
M-1	8981.	0.127	36.99	23.96	11.10	-9.34	35.06
M-2	25504.	0.362	105.04	64.93	10.93	-9.20	78.98
M-3	25504.	0.362	105.04	68.05	-9.64	8.12	76.17
M-4	10451.	0.148	43.04	27.88	-12.38	10.43	38.31

FUERZA PARA ANALISIS SISMICO
DEFINITIVO

-0.25
10.45
10.31
-0.47

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES LETRAS

CORTANTE ESTATICO	290.12 TON
CORTANTE DINAMICO	167.20 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-827.15 TON-M
MOMENTO TORSIONANTE MINIMO	117.38 TON-M
EXCENTRICIDAD MAXIMA	-4.94 M
EXCENTRICIDAD MINIMA	0.70 M

MARCO	RIGIDEZ (TON/M)	F. DIS.	CORTANTE ESTATICO (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFEKTOS MAXIMOS (TON)	DE TORSION MINIMOS (TON)
M-A	8500.	0.255	74.23	42.78	14.11	-2.00
M-B	6790.	0.204	59.30	34.17	3.57	-0.50
M-C	2827.	0.085	24.69	14.23	-0.01	0.00
M-D	6707	0.201	58.57	33.75	-3.62	0.51
M-E	8396	0.252	73.32	42.25	-14.05	1.99
CORTANTE DE FUERZA PARA						
DISEÑO ANALISIS SISMICO						
(TON) DEFINITIVO						
M--A	56.89	3.93				
M -B	37.75	2.64				
M -C	14.23	1.90				
M -D	34.27	2.97				
M -E	44.25	4.07				

* * * ***** ***** * * *

NIVEL 3

* * * ***** ***** * * *

ABSCISA DEL CENTRO DE CORTANTES	13.79 M
ORDENADA DEL CENTRO DE CORTANTES	12.02 M
ABSCISA DEL CENTRO DE TORSION	15.62 M
ORDENADA DEL CENTRO DE TORSION	12.29 M

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES NUMEROS

CORTANTE ESTATICO	265.11 TON
CORTANTE DINAMICO	174.29 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-617.32 TON-M
MOMENTO TORSIONANTE MINIMO	497.71 TON-M
EXCENTRICIDAD MAXIMA	-3.54 M
EXCENTRICIDAD MINIMA	2.85 M

MARCO	RIGIDEZ (TON/M)	F. DIS.	CORTANTE ESTATICO (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFFECTOS MAXIMOS (TON)	DE TORSION MINIMOS (TON)
M-1	7385.	0.143	38.04	25.01	10.30	-8.30
M-2	17685.	0.343	91.10	59.89	8.63	-6.96
M-3	17685.	0.343	91.10	59.89	-7.40	5.96
M-4	8705.	0.169	44.84	29.48	-11.53	9.30

CORTANTE DE DISEÑO	FUERZA PARA ANALISIS SISMICO DEFINITIVO
35.31	4.61
68.53	9.90
65.86	9.36
38.78	5.24

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES LETRAS

CORTANTE ESTATICO	265.11 TON
CORTANTE DINAMICO	152.05 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-782.74 TON-M
MOMENTO TORSIONANTE MINIMO	86.37 TON-M
EXCENTRICIDAD MAXIMA	-5.14 M
EXCENTRICIDAD MINIMA	0.56 M

MARCO	RIGIDEZ (TON/M)	F.DIST.	CORTANTE ESTATICO (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (TON)	MINIMOS (TON)
M-A	7625	0.254	67.57	38.75	14.20	-1.56
M-B	6186	0.206	54.82	31.44	3.67	-0.40
M-C	2425	0.081	21.49	12.32	-0.00	0.00
M-D	6080	0.203	53.88	30.90	-3.65	0.40
M-E	7598	0.253	67.33	36.61	-14.21	1.56

CORTANTE DE DISERO (TON)	FUERZA PARA ANALISIS SISMO DEFINITIVO
52.96	6.09
35.11	5.53
12.33	2.44
21.30	4.31
40.18	6.38

* * * ***** ***** * * *

NIVEL 4

* * * ***** ***** * * *

ABSCISA DEL CENTRO DE CORTANTES	13.59 M
ORDENADA DEL CENTRO DE CORTANTES	12.02 M
ABSCISA DEL CENTRO DE TORSION	15.52 M
ORDENADA DEL CENTRO DE TORSION	12.28 M

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES NUMEROS

CORTANTE ESTATICO	227.58 TON
CORTANTE DINAMICO	150.45 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-530.00 TON-M
MOMENTO TORSIONANTE MINIMO	431.51 TON-M
EXCENTRICIDAD MAXIMA	-3.52 M
EXCENTRICIDAD MINIMA	2.86 M

MARCO	RIGIDEZ (TON/M)	F. DIS.	CORTANTE ESTATICO (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFFECTOS DE MAXIMOS (TON)	TORSION MINIMOS (TON)
M-1	7137.	0.145	33.17	21.93	8.76	-7.13
M-2	16746.	0.342	77.83	51.45	7.18	-5.84
M-3	16746.	0.342	77.63	51.45	-6.20	5.05
M-4	8334	0.170	38.73	25.60	-9.75	7.93

CORTANTES FUERZA PARA ANALISIS SISMICO
DE DISEÑO DEFINITIVO
(TON)

30.70	7.03
58.63	12.45
56.50	11.95
33.54	7.70

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES LETRAS

CORTANTE ESTATICO	227.58 TON
CORTANTE DINAMICO	129.79 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-686.36 TON-M
MOMENTO TORSIONANTE MINIMO	61.61 TON-M
EXCENTRICIDAD MAXIMA	-5.28 M
EXCENTRICIDAD MINIMA	0.47 M

MARCO	RIGIDEZ (TON/M)	F.DIST.	CORTANTE		EFECTOS DE TORSION	
			ESTATICO (TON)	DINAMICO (TON)	MAXIMOS (TON)	MINIMOS (TON)
M-A	7697	0.262	59.73	34.06	12.80	-1.14
M-B	5980	0.203	46.40	26.46	3.11	-0.27
M-C	2234	0.076	17.34	9.89	-0.03	0.00
M-D	6031	0.205	46.80	26.69	-3.34	0.30
M-E	7382	0.251	57.29	32.67	-12.53	1.12

CORTANTE DE DISEÑO (TON)	FUERZA PARA ANALISIS SISMO DEFINITIVO
-----------------------------	--

46.87	9.61
29.58	5.81
9.89	2.14
26.99	6.11
33.80	7.88

* * * ***** NIVEL 5 ***** * * *

* * * ***** ***** * * *

'ABSCISA DEL CENTRO DE CORTANTES	13.23 M.
ORDENADA DEL CENTRO DE CORTANTES	12.01 M.
ABSCISA DEL CENTRO DE TORSION	15.69 M.
ORDENADA DEL CENTRO DE TORSION	12.27 M.

SISMOS ACTUANDO EN LA DERECCION DE LOS EJES NUMEROS

'CORTANTE ESTATICO	177.55 TON
CORTANTE DINAMICO	117.88 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-414.07 TON-M
MOMENTO TORSIONANTE MINIMO	338.92 TON-M
EXCENTRICIDAD MAXIMA	-3.51 M
EXCENTRICIDAD MANIMA	2.87 M

MARCO	RIGIDEZ F.DIS.		CORTANTE		EFFECTOS DE TORSION	
	(TON/M)		(TON)	(TON)	MAXIMOS (TON)	MINIMOS (TON)
M-1	6766.	0.143	25.55	16.96	6.70	-5.49
M-2	16166.	0.344	61.12	40.58	5.59	-4.58
M-3	16186.	0.344	61.12	40.58	-4.85	3.97
M-4	7876.	0.167	29.74	19.75	-7.44	6.09

CORTANTE DE DISEÑO (TON)	FUERZA P/ANALISIS SISMO DEFINITIVO
--------------------------	------------------------------------

23.67	9.05
46.18	14.78
44.55	14.31
25.84	9.79

SISMOS ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES LETRAS

CORTANTE ESTATICO	177.55 TON
CORTANTE DINAMICO	101.18 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-616.80 TON-M
MOMENTO TORSIONANTE MINIMO	-6.45 TON-M

EXCENTRICIDAD MAXIMA -6.09 M
 EXCENTRICIDAD MINIMA -0.06 M

MARCO	RIGIDEZ (TON/M)	F.DIS.	CORTANTE ESTATICA (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFFECTOS DE MAXIMOS (TON)	TORSION MINIMOS (TON)
M-A	7366.	0.254	45.13	25.72	11.54	0.12
M-B	5946.	0.205	36.43	20.76	3.00	0.03
M-C	2217.	0.076	13.58	7.74	0.01	0.00
M-D	5989.	0.206	36.69	20.91	-2.95	-0.03
M-E	7459.	0.257	45.70	26.04	-11.60	-0.12

CORTANTE DE DISEÑO (TON)	FUERZA ANALISIS SISMO DEFINITIVO
37.25	12.03
23.77	7.60
7.75	2.78
20.88	6.61
25.92	9.40

* * * ***** ***** * * *

NIVEL 6

* * * ***** ***** * * *

ABSCISA DEL CENTRO DE CORTANTES	12.35 M.
ORDENADA DEL CENTRO DE CORTANTES	12.01 M.
ABSCISA DEL CENTRO DE TORSION	16.36 M.
ORDENADA DEL CENTRO DE TORSION	12.26 M.

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES NUMEROS

CORTANTE ESTATICO	115.01 TON
CORTANTE DINAMICO	77.13 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-271.13 TON-M
MOMENTO TORSIONANTE MINIMO	221.61 TON-M
EXCENTRICIDAD MAXIMA	-3.51 M
EXCENTRICIDAD MINIMA	2,87 M

	MARCO RIGIDEZ F.DIS. (TON/M)	CORTANTE		EFECTOS DE TORSION		
		ESTATICO (TON)	DINAMICO (TON)	MAXIMOS (TON)	MINIMOS (TON)	
M-1	6042.	0.133	15.34	10.28	4.33	-3.54
M-2	16081.	0.354	40.83	27.38	3.02	-3.28
M-3	16081.	0.354	40.83	27.38	-3.49	2.85
M-4	7094.	0.156	18.01	12.07	-4.86	3.97

CORTANTE DE DISEÑO (TON)	FUERZA PARA ANALISIS SISMICO DEFINITIVO
14.62	10.26
31.40	15.03
30.24	14.92
16.05	10.86

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES LETRAS

CORTANTE ESTATICO	115.01 TON
CORTANTE DINAMICO	66.54 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-559.44 TON-M
MOMENTO TORSIONANTE MINIMA	-105.78 TON-M

EXCENTRICIDAD MAXIMA -8.40 M
 EXCENTRICIDAD MINIMA -1.60 M

MARCO	RIGIDEZ F.DIS. (TON/M)	CORTANTE ESTATICO (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFFECTOS DE MAXIMOS (TON)	TORSION MINIMOS (TON)	
M-A	6000.	0.229	26.44	15.29	9.23	1.89
M-B	5150.	0.197	22.69	13.13	3.04	0.58
M-C	1883.	0.072	8.29	4.80	0.16	0.03
M-D	5776.	0.221	25.45	14.72	-2.37	-0.45
M-E	7288.	0.279	32.12	18.58	-10.76	-2.05

CORTANTE DE DISEÑO (TON)	FUERZA PARA ANALISIS SISMICO DEFINITIVO
16.17	5.22
4.97	16.17
14.27	-2.73
16.52	-6.90
	10.26

* * * ***** NIVEL 7 ***** * * *

* * * ***** ***** * * *

ABSCISA DEL CENTRO DE CORTANTES	7.87 M.
ORDENADA DEL CENTRO DE CORTANTES	12.05 M.
ABSCISA DEL CENTRO DE TORSION	23.57 M.
ORDENADA DEL CENTRO DE TORSION	12.27 M.

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES NUMEROS

CORTANTE ESTATICO	43.68 TON
CORTANTE DINAMICO	30.16 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-104.03 TON
MOMENTO TORSIONANTE MINIMO	87.98 TON- M
EXCENRICIDAD MAXIMA	-3.44 M
EXCENRICIDAD MINIMA	2.91 M

	MARCO RIGIDEZ F.DI.S.	CORTANTE ESTATICO	CORTANTE DINAMICO	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS	EFFECTOS DE TORSION MINIMOS	
	(TON/M)	(TON)	(TON)	(TON)	(TON)	
M-1	2300.	0.075	3.31	2.28	2.07	-1.75
M-2	12509.	0.412	18.01	12.43	3.94	-3.33
M-3	12509.	0.412	18.01	12.43	-3.41	2.89
M-4	3016.	0.099	4.34	2.99	-2.59	2.19

CORTANTE DE DISEÑO (TON) FUERZA

4.36	4.36
16.37	16.37
15.32	15.32
5.19	5.19

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES LETRAS

CORTANTE ESTATICO	43.68 TON
CORTANTE DINAMICO	27.73 TON
MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO	-719.65 TON-M
MOMENTO TORSIONANTE MINIMO	-368.81 TON-M

EXCENTRICIDAD MAXIMA -25.94 M.
 EXCENTRICIDAD MINIMA -13.29 M.

MARCO	RIGIDEZ	F.DIS.	CORTANTE	CORTANTE	EFFECTOS	DE	TORSION
	(TON/M)		ESTATICO	DINAMICO	MAXIMOS		MINIMOS
			(TON)	(TON)	(TON)		(TON)
M-A	1.	0.000	0.00	0.00	0.01		0.00
M-B	1.	0.000	0.00	0.00	0.00		0.00
M-C	1200.	0.096	4.21	2.67	5.02		2.57
M-D	4915.	0.395	17.28	10.97	10.20		5.22
M-E	6306.	0.507	22.17	14.07	-15.24		-7.81

CORTANTE	FUERZA
DE DISEÑO	0.01
0.01	0.01
7.70	7.70
21.17	21.17
6.26	6.26

LOADING 3 SISMO DEFINITIVO .

STRUCTURE MARCO EJE 2 Y 3 EDIF. ESTACIONAMIENTOS IDUSA

TYPE PLANE FRAME

NUMBER OF JOINTS 64

NUMBER OF MEMBERS 99

NUMBER OF SUPPORTS 5

NUMBER OF LOADINGS 1

JOINT COORDINATES

1	15.65	-1.40	S
2	19.65	-1.40	S
3	28.15	-1.40	S
4	3.15	-0.05	S
5	11.65	-0.05	S
6	15.65	0.625	
7	15.65	1.30	
8	19.65	1.30	
9	28.15	1.30	
10	31.30	1.30	
11	0.00	2.65	
12	3.15	2.65	
13	11.65	2.65	
14	15.65	2.65	
15	15.65	3.325	
16	15.65	4.00	
17	19.65	4.00	
18	28.15	4.00	
19	31.30	4.00	
20	0.00	5.35	
21	3.15	5.35	
22	11.65	5.35	
23	15.65	5.35	
24	15.65	6.025	
25	15.65	6.70	
26	19.65	6.70	
27	28.15	6.70	
28	31.30	6.70	
29	0.00	8.05	
30	3.15	8.05	
31	11.65	8.05	
32	15.65	8.05	
33	15.65	8.725	
34	15.65	9.40	
35	19.65	9.40	
36	28.15	9.40	
37	31.30	9.40	
38	0.00	10.75	
39	3.15	10.75	
40	11.65	10.75	
41	15.65	10.75	
42	15.65	11.425	
43	15.65	12.10	
44	19.65	12.10	
45	28.15	12.10	
46	31.30	12.10	
47	0.00	13.45	

MEMBER INCIDENCES LOADING 3 SISMO DEFINITIVO

93	34	35
94	40	41
95	43	44
96	49	50
97	52	53
98	58	59
99	61	62

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1	THRU 13	AX 0.400	IZ 0.02133
14	THRU 46	AX 0.300	IZ 0.0090
47	THRU 59	AX 0.279	IZ 0.004708
60	THRU 72	AX 0.432	IZ 0.007290
73	THRU 99	AX 0.1755	IZ 0.002962

CONSTANTS F 1414214.0 ALL

TABULATE ALL

LOADING 3 SISMO DEFINITIVO

JOINT LOADS

57	FORCE X	4.09
59	FORCE X	4.09
61	FORCE X	4.09
63	FORCE X	4.09
48	FORCE X	3.76
50	FORCE X	3.76
52	FORCE X	3.76
54	FORCE X	3.76
39	FORCE X	3.69
41	FORCE X	3.69
43	FORCE X	3.69
45	FORCE X	3.69
30	FORCE X	3.11
32	FORCE X	3.11
34	FORCE X	3.11
36	FORCE X	3.11
21	FORCE X	2.48
23	FORCE X	2.48
25	FORCE X	2.48
27	FORCE X	2.48
12	FORCE X	2.61
14	FORCE X	2.61
16	FORCE X	2.61
18	FORCE X	2.61
7	FORCE X	9.45
9	FORCE X	9.45

FUERZAS SISMICAS DEFINITIVAS
OBTENIDAS POR EL SISCO.

SOLVE

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED; EXECUTION TO PROCEED.

4.2 G.
 STRUCTURE MARCO EJE 2 Y 3 EDIF. ESTACIONAMIENTOS IDUSA

LOADING 3 SISMO DEFINITIVO 4.2 G.

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	4	-13.499	24.358	56.95
1	12	13.499	-24.358	8.81
2	3	14.467	3.123	16.69
2	9	-14.467	-3.123	-8.26
3	12	-10.241	5.905	5.71
3	21	10.241	-5.905	10.23
4	9	12.763	6.187	15.87
4	18	-12.763	-6.187	0.82
5	21	-7.228	4.778	3.15
5	30	7.228	-4.778	9.75
6	18	9.935	7.757	11.65
6	27	-9.935	-7.757	9.28
7	30	-4.598	4.317	1.86
7	39	4.598	-4.317	9.78
8	27	6.933	5.321	3.98
8	36	-6.933	-5.321	10.38
9	39	-2.492	3.032	-0.50
9	48	2.492	-3.032	8.68
10	36	4.343	4.005	1.05
10	45	-4.343	-4.005	9.75
11	48	-0.984	0.864	-2.08
11	57	0.984	-0.864	4.41
12	45	2.325	2.783	-0.87
12	54	-2.325	-2.783	8.98
13	54	0.915	0.686	-2.22
13	63	-0.915	-0.686	4.07
14	1	4.314	-1.686	4.23
14	6	-4.314	1.686	-7.65
15	2	51.095	3.156	8.09
15	8	-51.095	-3.156	0.42
16	5	-46.414	17.829	31.59
16	13	46.414	-17.829	16.34
17	6	2.586	14.918	16.27
17	7	-2.586	-14.918	-6.20
18	7	6.050	19.858	13.89

LOADING. 3 SISMO DEFINITIVO
APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
6	0.000	0.000	-0.00
7	9.449	0.000	-0.00
8	-0.000	-0.000	-0.00
9	9.449	0.000	-0.00
10	0.000	-0.000	-0.00
11	-0.000	0.000	0.00
12	2.609	-0.000	0.00
13	-0.000	-0.000	0.00
14	2.608	0.000	0.00
15	0.001	-0.000	0.00
16	2.609	-0.000	-0.00
17	-0.000	-0.000	-0.00
18	2.609	-0.000	-0.00
19	0.000	-0.000	0.00
20	-0.000	0.000	0.00
21	2.480	0.000	0.00
22	-0.000	0.000	-0.00
23	2.477	-0.000	0.00
24	0.001	-0.000	0.00
25	2.482	-0.000	0.00
26	0.000	0.000	0.00
27	2.478	-0.000	0.00
28	0.000	-0.000	0.00
29	-0.000	0.000	0.00
30	3.109	0.000	0.00
31	-0.000	0.000	0.00
32	3.109	-0.000	-0.00
33	-0.001	-0.000	0.00
34	3.112	-0.000	0.00
35	0.001	0.000	0.00
36	3.110	-0.000	0.00
37	0.000	0.000	-0.00
38	-0.000	0.000	0.00
39	3.690	0.000	0.00
40	-0.002	0.000	0.00
41	3.684	0.000	-0.00
42	-0.000	0.000	0.00
43	3.692	-0.000	0.00
44	0.000	0.000	0.00
45	3.690	-0.000	0.00
46	0.000	0.000	-0.00
47	-0.000	0.000	0.00
48	3.760	0.000	0.00
49	-0.000	0.000	0.00
50	3.767	-0.000	-0.00
51	0.002	-0.000	-0.00
52	3.759	0.000	0.00
53	0.002	0.000	0.00
54	3.759	-0.000	0.00
55	0.000	0.000	-0.00

- 117 -
LOADING. 3 SISMO DEFINITIVO

56	-0.000	0.000	0.00
57	4.090	0.000	0.00
58	-0.001	0.000	0.00
59	4.098	-0.000	-0.00
60	0.007	-0.000	-0.00
61	4.089	-0.000	-0.00
62	0.001	0.000	-0.00
63	4.087	-0.000	0.00
64	0.000	-0.000	0.00

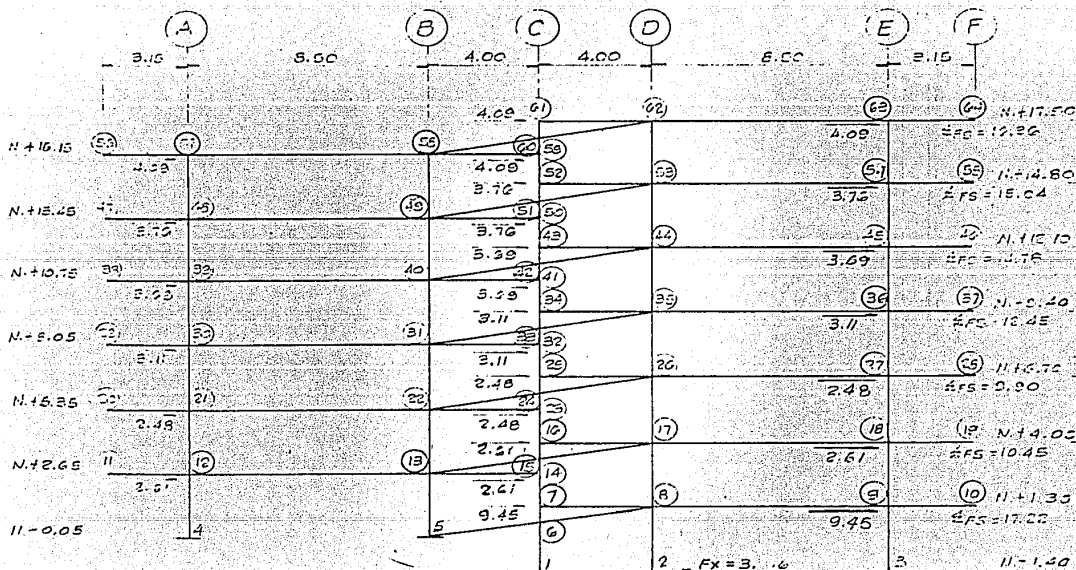
REACTIONS APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	1.686	4.314	4.23
2	-3.156	51.095	8.09
3	-3.123	14.467	16.69
4	-24.358	-13.499	56.95
5	-68.928	-56.376	29.89

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
6	0.0008	-0.0000	-0.0009
7	0.0017	-0.0000	-0.0015
8	0.0015	-0.0003	-0.0008
9	0.0016	-0.0000	-0.0011
10	0.0016	-0.0035	-0.0011
11	0.0042	0.0068	-0.0021
12	0.0042	0.0000	-0.0021
13	0.0044	0.0002	-0.0015
14	0.0041	-0.0000	-0.0015
15	0.0051	-0.0000	-0.0014
16	0.0063	-0.0000	-0.0020
17	0.0058	-0.0005	-0.0014
18	0.0059	-0.0021	-0.0017
19	0.0059	-0.0057	-0.0017
20	0.0100	0.0062	-0.0019
21	0.0100	0.0001	-0.0019
22	0.0100	0.0005	-0.0014
23	0.0095	-0.0000	-0.0019
24	0.0107	-0.0000	-0.0014
25	0.0116	-0.0000	-0.0018
26	0.0113	-0.0007	-0.0014
27	0.0113	-0.0031	-0.0018
28	0.0113	-0.0061	-0.0018
29	0.0152	0.0053	-0.0016
30	0.0152	0.0001	-0.0016
31	0.0151	0.0006	-0.0012
32	0.0147	-0.0000	-0.0017

MAJUCOS EJES 2 Y 3
CARGAS 3 GISMO DEFINITIVO
 FUERZAS GISMICAS DEFINITIVAS OBTENIDAS DEL GISCO



$F_x = -24.759$
 $F_y = -13.499$
 $M = 56.95$

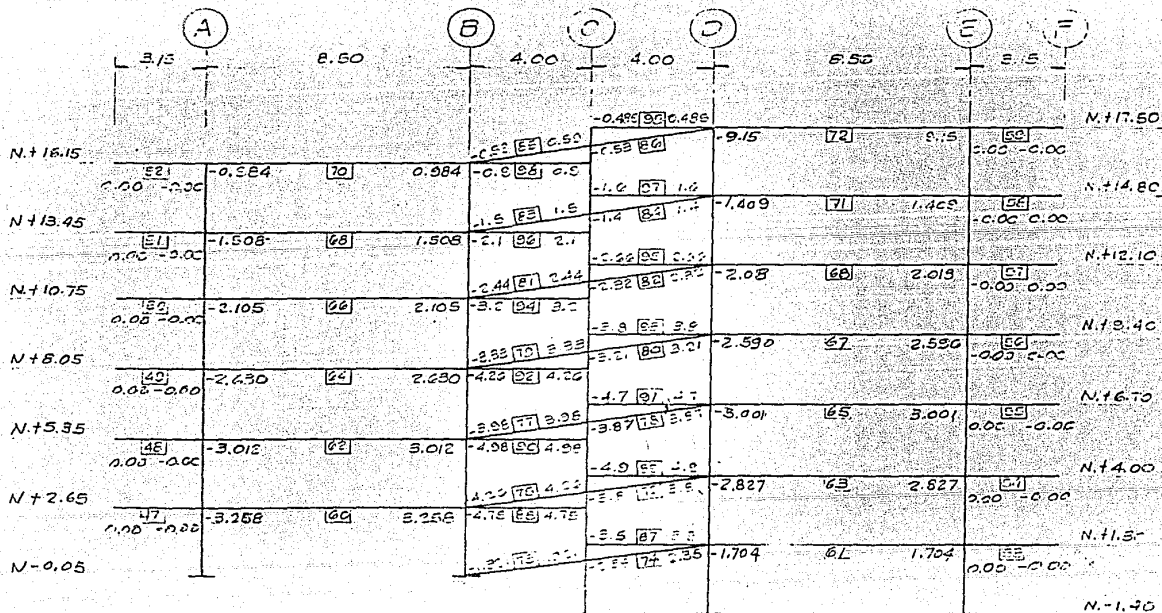
$F_x = -68.85$
 $F_y = -56.35$
 $M = 29.88$

$F_x = 1.686$
 $F_y = 4.514$
 $M = 4.23$

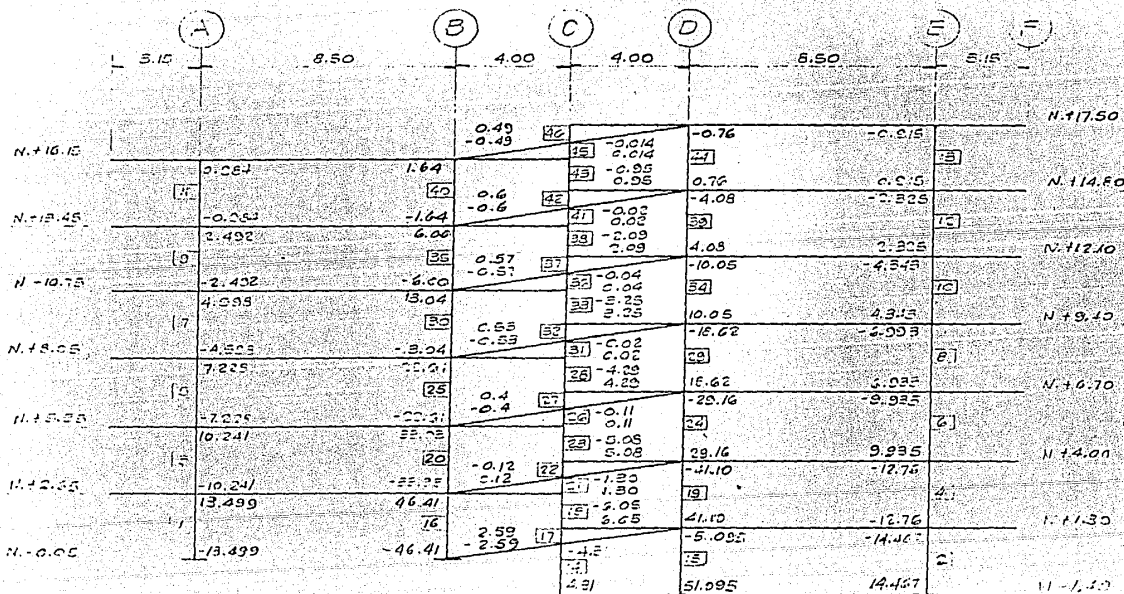
$F_x = 3.16$
 $M = 8.09$
 $F_y = 51.10$

$F_x = -3.125$
 $F_y = 12.327$
 $M = 16.62$

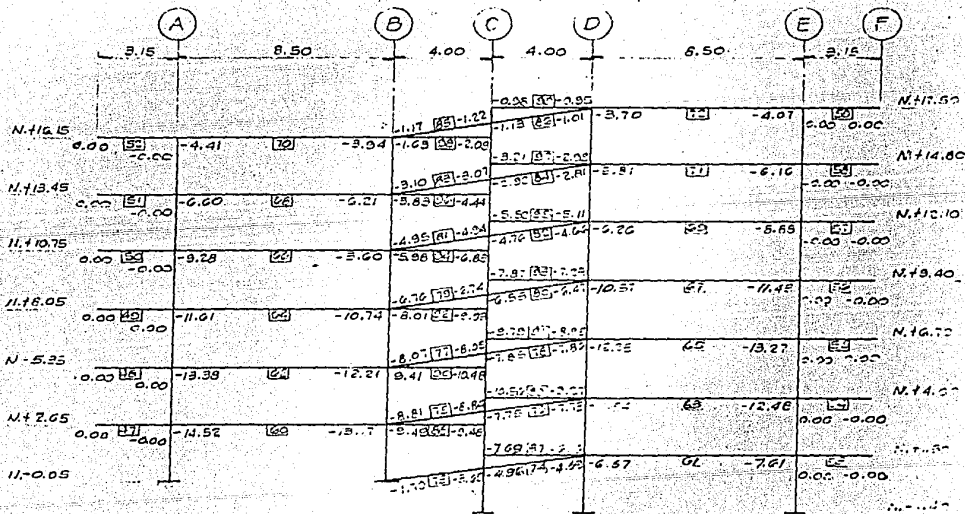
MARCOS EJES 1 Y 3
CARGAS 3 SISMO DEFINITIVO
 FUERZAS CONSTANTES EN TRABES Y LCCAS



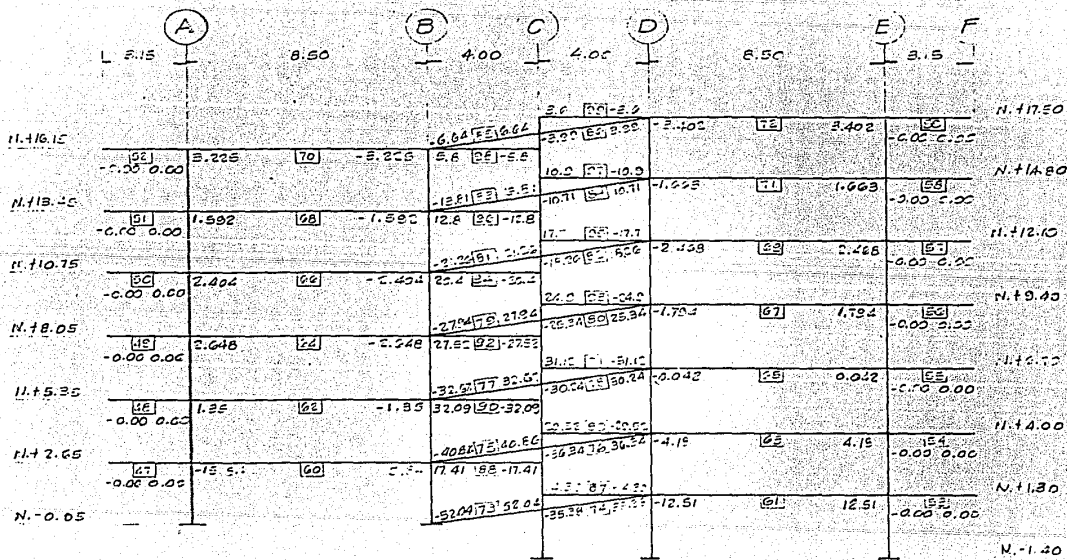
MARCOS EJES 2 Y 3
FUERZAS AXIALES SISMO DEFINITIVO EN COLUMNAS



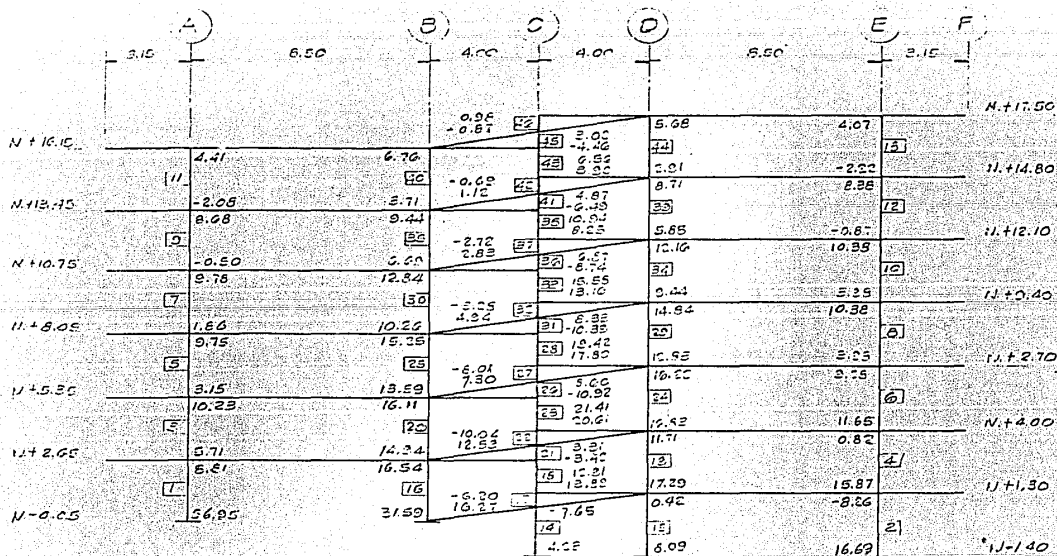
MARCO EJE 2 Y 3
CARGAS 3 SISMO DEFINITIVO
 MOMENTOS EN TRABES Y LCGAC



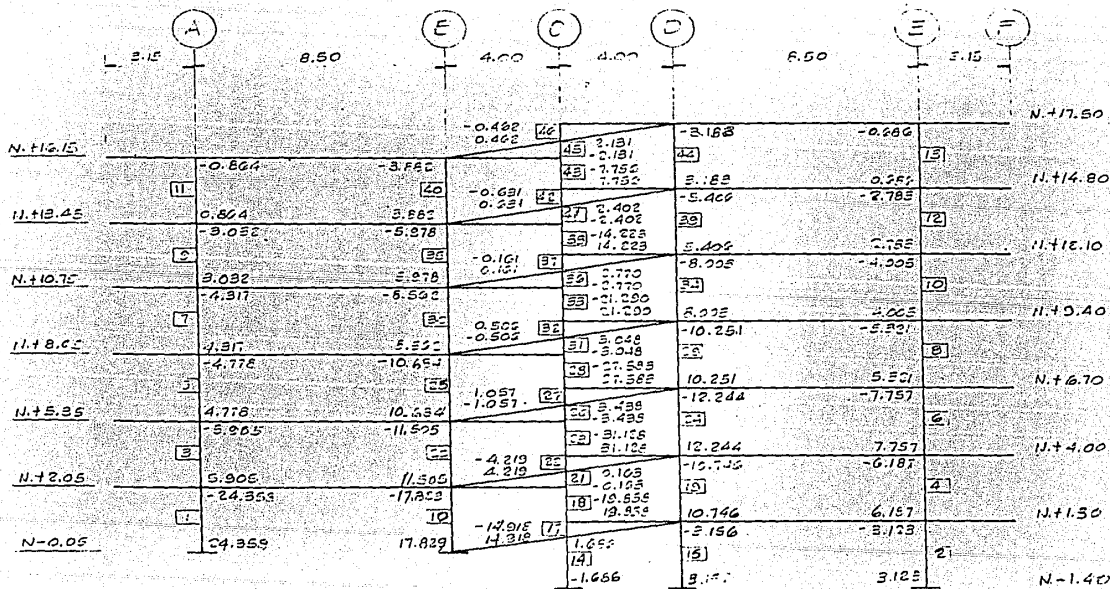
MARCOS EJES 2 Y 3
CARGAS E SISMO DEFINITIVO
 FUERZAS AXIALES EN TRILLES Y LOSAS



MARCOS EJES 2 Y 3
CARGAS 3 SISMO DEFINITIVO
 MOMENTOS EN COLUMNAS



M. A. C. O. S. E. J. E. S. 2 Y 3
CARGAS 3 SISMO DEFINITIVO
 FUERZAS CORTANTES EN COLUMNA



CAPITULO II

5.- SUPERPOSICION DE EFECTOS DE CARGA VERTICAL MAS SISMO.

5.1.-DIAGRAMA DE MOMENTOS

5.2 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES.

5.3.- TABLA DE COLUMNAS.

5.- SUPERPOSICION DE EFECTOS DE CARGA VERTICAL MAS SISMO:

COMO YA SE HA VISTO, TODO EL PROCESO ANTERIOR SIRVIÓ PARA CALCULAR LAS FUERZAS QUE ACTUARÍAN SOBRE LA ESTRUCTURA, POR CARGA VERTICAL Y SISMO. FINALMENTE SE OBTIENEN LOS ELEMENTOS MECANICOS EN CADA PIEZA, QUE PERMITIRAN SU DISEÑO.

EN EL CASO DE TRABES Y NERVADURAS, SE PUEDEN CONSTRUIR LOS - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA CORTANTE A PARTIR DE LOS DATOS OBTENIDOS. PARA LAS COLUMNAS SE CONOCE LA CARGA AXIAL Y MOMENTOS ACTUANDO EN AMBOS SENTIDOS.

5.1.- DIAGRAMAS DE MOMENTOS:

LA COMPUTADORA ÚNICAMENTE DA LOS MOMENTOS EN CADA NUDO, ES DECIR, EN LOS EXTREMOS DE CADA PIEZA. ESTOS VALORES SE UTILIZAN COMO CORRECTIVOS DEL MOMENTO ESTADÍSTICO CORRESPONDIENTE.

DE TODO EL PROCESO ANTERIORMENTE EXPLICADO SE HAN OBTENIDO FUERZAS ACTUANTES EN CADA UNO DE LOS MIEMBROS, SIN EMBARGO NO RESULTARÍA ECONÓMICO QUE EL DISEÑO SE HICIERA PARA CADA CASO EN PARTICULAR.

ES POR ELLO QUE LA ALTURA TOTAL DEL EDIFICIO SE DIVIDE EN UNA SERIE DE TRAMOS QUE SE DISEÑARÁN - - BAJO LAS CONDICIONES MÁS DESFAVORABLES. DE ESTA FORMA, LOS CAMBIOS EN LOS ARMADOS DE TRABES, LAS COLUMNAS Y MUROS SE EFECTÚAN CADA CIERTO NÚMERO DE NIVELES. HAY OCASIONES EN QUE LOS CÁLULOS SE REFINAN MUCHO MÁS, HACIENDO LOS AJUSTES EN LOS ARMADOS Y CAMBIOS DE SECCIONES CONSTANTEMENTE. ESTO CONDUCE A UN AHORRO DE ACERO, AUNQUE NORMALMENTE CUESTA MÁS TRABAJO QUE EL AHORRO MISMO, POR LO QUE RESULTA CONVENIENTE HACERLO POR TRAMOS IGUALES.

SE PUEDE OBSERVAR EN LAS FIG. 5-A, DOS LÍNEAS CORRESPONDIENTES A SISMO. ESTO ES PORQUE DEBERÁ CONSIDERARSE ACTUANDO EN AMBOS SENTIDOS.

5.2 .- DIAGRAMAS DE FUERZAS CORTANTES:

PARA OBTENER EL DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES, EL PROCEDIMIENTO QUE SE SIGUE ES SIMILAR AL ANTERIOR. COMO DATOS SE OBTIENEN LAS FUERZAS CORTANTES EN CADA NUDO, TANTO POR CARGA VERTICAL COMO POR SISMO. COMO ES LOGICO PENSAR SE HARA UNA COMBINACION DE AMBAS, TOMANDO EL CASO MAS DESFAVORABLE PARA CADA ELEMENTO.

LAS FUERZAS POR SISMO SE SUMAN O RESTAN A LAS PRODUCIDAS POR CARGA VERTICAL, DEPENDIENDO DEL SENTIDO EN QUE ACTUE.

5.3 TABLA DE COLUMNAS:

A TRAVES DE TODOS LOS ANALISIS QUE SE HAN HECHO HASTA AHORA, SE CONOCEN LAS CARGAS A QUE ESTA SOMETIDA CADA UNA DE LAS COLUMNAS.

SIN EMBARGO ESTA INFORMACION NO SE ENCUENTRA REUNIDA, POR LO QUE SE ACOSTUMBRA HACER UNA TABLA DE COLUMNAS QUE MUESTRE CLARAMENTE LAS ACCIONES QUE DEBERAN CONSIDERARSE PARA SU DISEÑO.

COMO ESTO SE OBTIENE DE LOS ANALISIS QUE SE HICIERON PARA CADA MARCO Y EN AMBAS DIRECCIONES, PUEDE NOTARSE QUE LAS AREAS DE INFLUENCIA DE TODAS LAS COLUMNAS HAN SIDO DUPLICADAS.

POR LO ANTERIOR, LA CARGA QUE DEBE EMPLEARSE PARA EL CALCULO SERA UN PROMEDIO DE LAS OBTENIDAS EN LOS ANALISIS DE CADA MARCO. ADEMÁS DE LA CARGA DEBIDA AL PESO DE TODOS LOS ELEMENTOS, DEBE CONSIDERARSE AQUELLA PRODUCIDA POR LAS FUERZAS SISMICAS. APARECEN MOMENTOS EN LOS EXTREMOS, QUE SE CONSIDERARAN EN LA FORMA SIGUIENTE: EN EL SENTIDO DE ACCION DEL SISMO, SE TOMA EL VALOR DEL MOMENTO PRODUCIDO POR CARGA VERTICAL Y SISMO EN EN ESTA DIRECCION Y EN EL SENTIDO PERPENDICULAR SE TOMA EL MOMENTO EN ESTE SENTIDO POR CARGA VERTICAL, MAS

UN 30% DEL MONTO POR SISMO EN ESTA DIRECCION . COMO EL SISMO PUE-
DE ACTUAR EN CUALQUIERA DE LAS DOS DIRECCIONES CONSIDERADAS, SE -
HARAN LOS CALCULOS PARA AMBOS CASOS, TOMANDO EL MAS DESFAVORABLE
PARA DISEÑO.

5.3 TABLA DE COLUMNAS.

COLUMNAS	DEL	NIVEL	AL	NIVEL
A 1-1	"	-0.05	"	5.35
A 1-2	"	5.35	"	10.75
A 1-3	"	10.75	"	16.15
B 1-1	"	-0.05	"	5.35
B 1-2	"	5.35	"	10.75
B 1-3	"	10.75	"	16.15
C 2-1	"	-0.73	"	6.70
C 2-2	"	6.70	"	12.10
C 2-3	"	12.10	"	17.50
D 1-1	"	-1.40	"	6.70
D 1-2	"	6.70	"	12.10
D 1-3	"	12.10	"	17.50
E 1-1	"	-1.40	"	6.70
E 1-2	"	6.70	"	12.10
E 1-3	"	12.10	"	17.50
A 2-1	"	-0.05	"	5.35
A 2-2	"	5.35	"	10.75
A 2-3	"	10.75	"	16.15
B 2-1	"	-0.05	"	5.35
B 2-2	"	5.35	"	10.75
B 2-3	"	10.75	"	16.15
D 2-1	"	-1.40	"	6.70
D 2-2	"	6.70	"	12.10
D 2-3	"	12.10	"	17.50
E 2-1	"	-1.40	"	6.70
E 2-2	"	6.70	"	12.10
E 2-3	"	12.10	"	17.50

C A P I T U L O I I I

A N A L I S I S Y D I S E Ñ O D E L A C I M E N T A C I O N

1.- INTRODUCCION.

EN TODA CONSTRUCCION DE CIERTA IMPORTANCIA SE REQUIERE DE UN ESTUDIO CUIDADOSO DEL SUBSUELO DONDE SE CIMENTARA. EN ESTA FORMA PUEDEN CONOCERSE LAS CARACTERISTICAS PARTICULARES DEL LUGAR, PERMITIENDO ASI UN ANALISIS SOBRE BASES SOLIDAS, DEL TIPO DE CIMENTACION MAS ADECUADO.

CADA OBRA PRESENTA CARACTERISTICAS PARTICULARES Y PROBLEMAS, CUYAS SOLUCIONES DEBEN ESTUDIARSE PRIMERAMENTE EN BASE A LOS DATOS PROPORCIONADOS POR LA EXPLORACION.

EN ESTE CASO PARTICULAR EL TERRENO NO TIENE CONSTRUCCIONES ADYACENTES DE NINGUN TIPO.

COMO SE MENCIONA AL PRINCIPIO DE ESTE TRABAJO, EL PROYECTO CONTEMPLA UN SOTANO DESTINADO A ESTACIONAMIENTO DE AUTOMOVILES, LO QUE IMPLICA UNA PROFUNDIDAD BAJO EL NIVEL DE BANQUETA DE 1.40 METROS, APROXIMADAMENTE.

LOS ESTUDIOS DEL SUBSUELO TENDRAN COMO FIN EN PRIMERA INSTANCIA, CONOCER LA ESTRATIGRAFIA DEL LUGAR, Y A PARTIR DE LAS MUESTRAS TOMADAS DETERMINAR LAS PROPIEDADES DE CADA ESTRATO EN PARTICULAR, Y SU COMPORTAMIENTO COMO UNA UNIDAD. COM LOS DATOS ANTERIORES PUEDE TENERSE UNA IDEA PRECISA DEL COMPORTAMIENTO DEL SUELO BAJO LAS NUEVAS CONDICIONES DE CARGA, QUE PERMITIRA HACER UN BALANCE DE LAS POSIBLES SOLUCIONES DE CIMENTACION.

DEBERA PRESTARSE ATENCION A LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA TAN IMPORTANTE EN OBRAS DE ESTA MAGNITUD.

2.-ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS:

EN PRINCIPIO, ESTE ESTUDIO DEBE BASARSE TOTALMENTE EN LA VERACIDAD DE LOS DATOS PROPORCIONADOS DURANTE LA ETAPA DE MUESTREO.

PUEDEN DISTINGUIRSE DOS FASES DENTRO DE ESTE ESTUDIO:

1.-ETAPA DE MUESTREO.

2.-REALIZACION DE PRUEBAS DE LABORATORIO.

EL PROGRAMA DE EXPLORACION ESTA ESTRECHAMENTE LIGADO A LA IMP

PORTANCIA DEL PROYECTO. EN EL CASO DE ESTA OBRA, SE HICIERON DOS POZOS A CIELO ABIERTO Y CINCO SONDEOS, CUYA UBICACION FUE TAL QUE PUDIERA TRAZARSE UN PERFIL APROXIMADO DEL SUBSUELO A LO LARGO Y ANCHO DEL TERRENO.

LOS ESTUDIOS HECHOS EN ESTA PARTE DE LA CIUDAD INDICAN LA PRESENCIA DE SUELOS DE ORIGEN PIROCLASTICO ES DECIR FORMADOS POR MATERIALES LANZADOS AL AIRE DURANTE ERUPCIONES VOLCANICAS. EN ESTE CASO SE EXPUSARON CENIZAS, QUE AL DEPOSITARSE DIERON LUGAR A TOBAS VOLCANICAS.

EL TERRENO DE ACUERDO AL RCDF, SE ENCUENTRA EN LA ZONA I, CORRESPONDIENTE A SUELOS COMPRESIBLES CON ESPESOR H 3m (TERRENO FIRME) (VER FIGURA # 2, R.). ESTO ES DE GRAN UTILIDAD YA QUE DA UNA IDEA APROXIMADA DEL TIPO DE SUELO QUE SE ENCONTRARA, Y EN BASE A ELLO, DISEÑAR EL PROGRAMA DE EXPLORACION.

2.1 CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS .

LAS CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS PUEDEN DETERMINARSE A TRAVES DE DIFERENTES METODOS, POR EJEMPLO: PENETRACION STANDARD, MUESTREO CON TUBOS DE PARED DELGADA, Y POZOS A CIELO ABIERTO.

POSIBLEMENTE EL MUESTREO POR PENETRACION STANDARD SEA EL MAS EMPLEADO EN NUESTRO PAIS. DE EL SE OBTIENEN MUESTRAS ALTERADAS DEL SUELO. ADEMAS DA INFORMACION UTIL DE LA COMPACIDAD DE LOS DIFERENTES ESTRATOS.

MEDIANTE LOS TUBOS DE PARED DELGADA SE OBTIENEN MUESTRA INALTERADAS. CUANDO LOS SUELOS SON DUROS, ESTOS TUBOS NO SON CAPACES DE PENETRAR, EMPLEANDOSE UN BARRIL DENISON. ESTE CUENTA CON UNA SERIE DE DIENTES EN LA PUNTA, Y DENTRO LLEVA UN TUBO SHELBY. AL GIRAR EL BARRIL SE VA ATACANDO EL TERRENO, Y LA MUESTRA LA TOMA EL TUBO INTERIOR, QUE NO GIRA.

EL SEGUNDO PROCEDIMIENTO RESULTA MAS CARO QUE EL PRIMERO.

LOS POZOS A CIELO ABIERTO SE HICIERON EN LAS COLINDANCIAS.

ESTO SE HIZO POR UNA PARTE PARA LA OBTENCION DE MUESTRAS INALTERADAS Y POR OTRA, PARA EXAMINAR LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE Y TIPO DE CIMENTACION COLINDANTES.

CON LAS MUESTRAS ALTERADAS SE HACEN PRUEBAS COMO GRANULOMETRIA CLASIFICACION EN HUMEDO Y RECLASIFICACION EN SECO PRINCIPALMENTE. LAS INALTERADAS SIRVEN PARA HACER PRUEBAS DE COMPRESIBILIDAD Y RESISTENCIA.

LOS RESULTADOS SE PRESENTAN EN TABLAS CON COLUMNAS EN LAS QUE SE INDICA EL TIPO DE SUELO, PROFUNDIDAD, NUMERO DE GOLPES (EN CASO DE PENETRACION STANDARD), CONTENIDO DE AGUA, RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Y PRESION EFECTIVA.

LOS SUELOS ARENOSOS TENDRAN UN CONTENIDO DE AGUA MENOR, YA QUE SER MAYORES LOS ESPACIOS ENTRE LAS PARTICULAS, SE FACILITARA EL PASO DEL AGUA. PARA SUELOS FORMADOS PRINCIPALMENTE POR FINOS, OCURRE LO CONTRARIO.

LA PRESION EFECTIVA, SE OBTIENE A PARTIR DEL PESO VOLUMETRICO DE CADA UNO DE LOS ESTRATOS. INDICA LA PRESION A QUE ESTA SUJETO EL SUELO A DIFERENTES PROFUNDIDADES.

DE MANERA GENERAL SE PUEDE OBSERVAR QUE LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO SON BASTANTE UNIFORMES Y CORRESPONDEN A LAS QUE EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F. DEFINE COMO ZONA 1

2.2- PRUEBAS DE LABORATORIO

ES LOGICO PENSAR QUE DESPUES DE HABER OBTENIDO LAS MUESTRAS EN CAMPO DEBEN HACERSE UNA SERIE DE PRUEBAS EN EL LABORATORIO, QUE MUESTREN LAS PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE CADA TIPO DE SUELO. COMO SE DIJO ANTES, LO PRIMERO SERIA HACER UNA CLASIFICACION DE LAS MUESTRAS, EN ESTADO HUMEDO, Y COMPROBAR LOS RESULTADOS MEDIANTE UNA RECLASIFICACION EN SECO. ESTO DA UNA IDEA BASTANTE CLARA DEL TIPO DE PARTICULAS GRESAS DE UN SUELO.

SIN EMBARGO DEBE HACERSE UNA CLASIFICACION DE ACUERDO A UN PATRON DEFINIDO, COMO LO ES LA TABLA DEL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS). PARA ELLO SE NECESITA HACER UN ANALISIS GRANULOMETRICO.

LAS GRAVAS QUEDARAN RETENIDAS EN LA MALLA # 4, MIENTRAS QUE LAS ARENAS LA PASAN, QUEDANDOSE EN LA # 200. SI MAS DE LA MITAD EN PESO SON ARENAS, EL SUELO SERA ARENOSO, MIENTRAS QUE EN CASO CONTRARIO SE TRATARA DE GRAVAS.

EL MATERIAL QUE PASA LA MALLA # 200 SE CONSIDERA FINO. PUEDE NOTARSE QUE EL ANALISIS GRANULOMETRICO ES EL PRIMER PASO PARA LA CLASIFICACION DE UN SUELO EN LABORATORIO.

PARA LA CLASIFICACION DE FINOS ES NECESARIO ENCONTRAR EL LIMITE LIQUIDO Y EL LIMITE PLASTICO. PARA LA DETERMINACION DEL PRIMERO SE EMPLEA LA COPA DE CASA GRANDE. SE COLOCA UNA MUESTRA DEL SUELO EN DICHA COPA, Y SE LE HACE UNA RANURA DE DIMENSIONES ESPECIFICADAS Y SE VAN DANDO GOLPES A UNA VELOCIDAD ESTABLECIDA. CUANDO SE CIERRA PARA 25 GOLPES EN LA COPA CASAGRANDE, SU CONTENIDO DE AGUA

DEFINIRÁ EL LIMITE LIQUIDO.

EL LIMITE PLÁSTICO SE ENCUENTRA HACIENDO ROLLITOS CON LA MUESTRA CUANDO EL TENER UN DIAMETRO DE 3 MM. SE DESMORONE, EL CONTENIDO DE AGUA SERÁ EL LIMITE BUSCADO.

LLEVANDO LOS VALORES DE DICHO LIMITE A LA CARTA DE PLASTICIDAD SE CONOCERÁ EL TIPO DE FINOS DE QUE SE TRATA.

EL CONTENIDO DE AGUA, TANTO DEL SUELO EN SU ESTADO NATURAL, COMO PARA LA DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO Y PLASTICO, SE OBTIENE PESANDO UNA MUESTRA, Y VOLVIENDOLA A PESAR DESPUES DE HABERSE SECADO AL HORNO.

EL PESO DEL AGUA SERÁ LA DIFERENCIA ENTRE AMBAS CANTIDADES.

$$W_w = W_m - W_s \quad \begin{array}{l} W_m = \text{PESO DE LA MUESTRA} \\ W_s = \text{PESO SECO.} \end{array}$$

QUEDANDO FINALMENTE EL CONTENIDO DE AGUA:

$$W_w\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS ANTERIORES, SE MUESTRAN EN CADA UNO DE LOS PERFILES.

ADEMÁS DE LO ANTERIOR SE REALIZAN UNA SERIE DE PRUEBAS PARA LA DETERMINACION DE ALGUNAS PROPIEDADES MECANICAS. EJEMPLO: PRUEBA DE RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Y PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL.

2.3 CAPACIDAD DE CARGA

HASTA AHORA SE HAN EXPLICADO LA OBTENCION DE LAS PROPIEDADES DE LOS DIFERENTES ESTRATOS. SIN EMBARGO HAY DOS ANALISIS QUE SON INDISPENSABLES, Y PARA LOS QUE SE REQUIEREN LOS DATOS ANTERIORES: ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y ANALISIS DE ASENTAMIENTOS.

LA CAPACIDAD DE CARGA SE REFIERE A LAS FUERZAS QUE EL SUELO SERÁ CAPAZ DE RESISTIR, Y QUE SERÁN TRASMITIDAS A TRAVES DE LA CIMENTACION. SE HAN DESARROLLADO DIFERENTES TEORIAS, SIENDO LA DE TERZAGHI PARA SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES LA MAS UTILIZADA EN LA ACTUALIDAD Y DADA POR LAS EXPRESIONES SIGUIENTES:

CAPACIDAD DE CARGA (T/M²)

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

COHESION MEDIA DEL SUELO A LO LARGO DE LAS SUPERFICIES POTEN-

CIALES DE FALLA (T/M2)

PESO VOLUMETRICO MEDIO DEL SUELO SOBRE Y BAJO EL NIVEL DE DESPLANTE (T/M3)

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (M).

ANCHO DEL ELEMENTO DE CIMENTACION

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA.

LA FORMULA DE TERZAGHI CON LOS CONCEPTOS ANTERIORES ES VALIDA PARA CIMIENTOS POCO PROFUNDOS DE LONGITUD INFINITA. CIMIENTOS POCO PROFUNDOS SON AQUELLOS CUYO ANCHO B ES IGUAL O MAYOR A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

LOS VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA PUEDEN OBTENERSE DE GRAFICAS COMO LA QUE SE MUESTRA EN LA FIGURA #3.10. EN ELLA SE APRECIAN LINEAS CONTINUAS Y PUNTEADAS QUE MARCAN UN RANGO. ESTO SE DEBE A QUE AL IRSE PRODUCIENDO LA PENETRACION DEL CIMIENTO, VA TRABAJANDO CADA VEZ MAS PARTE DE LA SUPERFICIE DE FALLA. SE DISTINGUEN DOS TIPOS DE FALLA : GENERAL Y LOCAL . LA PRIMERA SE TIENE CUANDO INTERVIENE LA TOTALIDAD DE LA SUPERFICIE. EN ESTE CASO PARA GRANDES CARGAS SE PRODUCEN PEQUEÑAS DEFORMACIONES HASTA UN MOMENTO EN QUE ESTAS SON GRANDES PARA PEQUEÑOS INCREMENTOS DE CARGA. LA LOCAL TIENE UN COMPORTAMIENTO DIFERENTE YA QUE UN INCREMENTO DE VARGA CAUSA DEFORMACIONES MAYORES QUE EN EL CASO ANTERIOR, POR LO QUE PARA FINES PRACTICOS SE CONSIDERA QUE SE HA LLEGADO A LA FALLA AUN CUANDO TODAVIA NO TRABAJE TODA LA SUPERFICIE, ES DECIR, EN ESTE CASO LO QUE RIGE SON LAS DEFORMACIONES.

EN UN SUELO COMO EL DEL EJEMPLO, CABRIA ESPERAR UNA FALLA DE TIPO GENERAL DADA SU DUREZA.

DE ACUERDO A LO ANTERIOR, EL VALOR A CONSIDERAR CORRESPONDERIA A LAS LINEAS CONTINUAS .

EL PROCEDIMIENTO QUE SE SIGUE EN LA PRACTICA ES HACER LOS CALCULOS MEDIANTE LA ECUACION PROPUESTA POR TERZAGHI PARA DIFERENTES VALORES DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE Y ANCHOS DE CIMIENTO.

ES NECESARIO DEFINIR EN FORMA GENERAL EL TIPO DE CIMENTACION YA QUE DE ELLO DEPENDE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE A CONSIDERAR EN LA MAYORIA DE LOS CASOS A ESTA ALTURA EL INGENIERO YA TIENE

UNA IDEA DEL TIPO DE CIMENTACION, QUE SE EMPLEARA.

DE ESTA FORMA, AL MOMENTO DE HACER ESTOS ESTUDIOS PUEDE DEFINIRSE UNA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE. EN EL CASO DE EMPLEAR ZAPATAS DENTRO DEL CAJON EXCAVADO, DICHA PROFUNDIDAD SERA MEDIDA CON RESPECTO AL FONDO DE LA EXCAVACION, MIENTRAS QUE SI SE TRATA DE UNA LOSA DE CIMENTACION SERA CON RESPECTO AL NIVEL DEL TERRENO NATURAL.

EN AMBOS CASOS DEPENDE DE SI DEBE TOMARSE EN CUENTA LA RESISTENCIA QUE PRESENTAN LOS ESTRATOS SUPERIORES A LA PENETRACION DEL CIMIENTO.

PARA EL CASO DE ZAPATAS, SE ACOSTUMBRA HACER GRAFICAS COMO LA DE LA FIGURA #3.11 PARA DIFERENTES ANCHOS Y PROFUNDIDADES DE DESPLANTE.

EN LA FIGURA #3.11 VEMOS QUE PARA UNA MISMA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE SE HICIERON CALCULOS PARA DIFERENTES ANCHOS DE CIMIENTO, REPITIENDO EL PROCESO ANTERIOR PARA DISTINTAS PROFUNDIDADES. LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE SE OBTUVO AL CONSIDERAR NUEVAMENTE UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 3.

2.4 ANALISIS DE HUNDIMIENTOS.

OTRO ESTUDIO QUE DEBE REALIZARSE ES EL QUE SE REFIERE AL ANALISIS DE HUNDIMIENTOS. ES MUY IMPORTANTE YA QUE CUANDO SE TIENEN ALTERNATIVAS FACTIBLES PARA LA CIMENTACION DESDE EL PUNTO DE VISTA ESTRUCTURAL, LA UTILIZACION DE ALGUNAS DE ELLAS PUEDEN ARROJAR HUNDIMIENTOS SUPERIORES A LO DESEABLE, ESTO ES, CANTIDADES QUE PONGAN EN PELIGRO LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA EN CUESTION O ADYACENTES, Y QUE CAUSEN DAÑOS A LOS SERVICIOS DE AGUA Y DRENAJE MUNICIPAL PRINCIPALMENTE.

SE DISTINGUEN DOS GLASES DE CALCULO DE ASENTAMIENTOS. POR UNA PARTE EL ASENTAMIENTO TOTAL, Y POR OTRA EL QUE PRODUCIRA CON EL TIEMPO. PUEDEN APLICARSE DOS METODOS PARA HACER ESTE ANALISIS. POR UNA PARTE EL DESARROLLADO POR TERZAGHI, BASADO EN LA VARIACION DE LA RELACION DE VACIOS CON LA PRESION APLICADA AL SUELO:

$$H = \frac{E}{1+E_0} H \quad H = \text{ESPESOR DEL ESTRATO}$$

DOVDE EL VALOR E_0 SE OBTIENE FACILMENTE A PARTIR DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD Y DEL VALOR σ_0 DE LA PRESION INICIAL. ESTE PROCEDIMIENTO ES APLICABLE PARA CADA UNO DE LOS ESTRATOS, SIENDO EL ASENTAMIENTO

TOTAL LA SUMA DE LOS ASENTAMIENTOS DE CADA UNO DE ELLOS.

EL OTRO PROCEDIMIENTO ES EL PROPUESTO POR EL DR. ZEEVAERT, CUYA EXPRESION ES LA SIGUIENTE:

DONDE:

- = HUNDIMIENTO TOTAL PROBABLE (CM)
- = RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD VOLUMETRICA UNITARIA Y EL MODULO DE ESFUERZO LINEAL.
- = MODULO DE DEFORMACION VOLUMETRICA UNITARIA (CM²/Kg).
- = FRACCION DE DEFORMACION DIFERIDA.
- = INCREMENTO DE ESFUERZO VERTICAL (Kg/cm²)
- = ESPESOR DEL ESTRATO EN CONSIDERACION (CM)

2.5 CONCLUSIONES

POR MEDIO DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PUDIERON CONOCERSE LAS PRINCIPALES CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO.

DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DEL D.F. EL TERRENO SE ENCUENTRA EN LA ZONA TIPO I CORRESPONDIENTE A SUELOS DE BAJA COMPRESIBILIDAD, QUE PUDO COMPROBARSE A TRAVES DE LOS ESTUDIOS ANTES MENCIONADOS.

LOS PERFILES ESTRATIGRAFICOS NOS MUESTRAN CAPAS BIEN DEFINIDAS QUE SIGUEN UN PATRON. ENCONTRAMOS ESTRATOS DE ARENAS, LIMOS Y ARCILLAS.

LAS PRUEBAS DE LABORATORIO EFECTUADAS A LOS ESPECIMENES OBTENIDOS MOSTRARON LAS CARACTERISTICAS DE CADA ESTRATO, CON LO QUE SE HICIERON LOS ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS. ESTOS ESTUDIOS REVELAN UN TERRENO DE CONDICIONES OPTIMAS PARA LA CIMENTACION DE UN EDIFICIO DE ESTE TIPO. LOS HUNDIMIENTOS PREVISTOS TAMBIEN SON COMPLETAMENTE ACEPTABLES COMPROBANDOSE LA IDEA QUE SE TENIA EN PRINCIPIO A PARTIR DE LA ZONIFICACION DEL REGLAMENTO.

CON LOS RESULTADOS OBTENIDOS PUEDEN HACERSE PROPOSICIONES PARA EL TIPO DE CIMENTACION, CON BASES PRACTICAS FIRMES.

EL ANALISIS DE LA CIMENTACION ESTA ESTRECHAMENTE LIGADO A LOS RESULTADOS OBTENIDOS. LA INTERACCION SUELO- ESTRUCTURA ES DE SUMA DE IMPORTANCIA, POR LO QUE DEBERAN EMPLEARSE ALGUNOS COEFICIENTES QUE REPRESENTEN LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL SUELO, COMO SE VERA MAS ADELANTE.

3.- TIPO DE CIMENTACION :

DE ACUERDO A LAS CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO HALLADAS EN LOS ESTUDIOS ANTERIORES, EL TIPO DE CIMENTACION SERA SUPERFICIAL. POR ESTO SE ENTIENDE DE MANERA PRACTICA, AQUELLA EN LA QUE EL ANCHO B DE LA MISMA NO ES MENOR QUE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE. DENTRO DE ESTA CLASIFICACION SE ENCUENTRAN LAS ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS, Y LAS LOSAS DE CIMENTACION.

DE ACUERDO A LAS AREAS DE ZAPATAS OBTENIDAS , SE CONSIDERO CONVENIENTE DESPLANTAR EL EDIFICIO SOBRE ZAPATAS AISLADAS Y ZAPATAS CORRIDAS, INCLUYENDO DADOS Y TRABES DE LIGA UNIDOS A LAS BASES DE LAS COLUMNAS.

EL MURO PERIMETRAL ESTARA APOYADO EN ZAPATAS CORRIDAS POR LAS MISMAS RAZONES.

CIMENTACIONES EN SUELOS:

REQUISITOS GENERALES

SE LLAMA CIMENTACION AL CONJUNTO FORMADO POR LA SUBESTRUCTURA LOS PILOTES O PILAS EN LAS QUE ESTA SE APOYE EN SU CASO Y EL SUELO EN QUE AQUELLA O ESTOS SE IMPLANTEN.

TODA CIMENTACION DEBE SOPORTARSE MEDIANTE UNA CIMENTACION APROPIADA. LAS ESTRUCTURAS NO DEBEN EN NINGUN CASO DESPLANTARSE SOBRE TIERRA VEGETAL O SOBRE DESECHOS SUELTOS.

EN CASO DE QUE EXISTAN CONSTRUCCIONES COLINDANTES, DEBEN INVESTIGARSE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION, ESTABILIDAD, HUNDIMIENTOS EMERSIONES, AGRIETAMIENTOS Y DESPLONES DE LAS MISMAS Y TOMARLAS

EN CUENTA EN EL DISEÑO DE LA CIMENTACION Y EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA MISMA.

EL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES REALIZADO SIGUIENDO LAS PRESENTES RECOMENDACIONES DEBE SER ADEMÁS COMPATIBLE CON LOS REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION LOCALES.

LA MEMORIA DE DISEÑO DE UNA CIMENTACION DEBE INCLUIR UNA JUSTIFICACION DEL TIPO DE CIMENTACION PROYECTADO Y DE LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION ESPECIFICADOS Y UNA DESCRIPCION DE LOS METODOS DE ANALISIS USADOS Y DEL COMPORTAMIENTO PREVISTO. DEBEN ANEXARSE LOS RESULTADOS DE LAS EXPLORACIONES, SONDEOS, PRUEBAS DE LABORATORIO Y, EN SU CASO, DESCRIPCION Y RESULTADOS DEL TRATAMIENTO DE ESTABILIZACION DEL SUBSUELO, ASÍ COMO LAS MAGNITUDES DE LAS ACCIONES TOMADAS EN CUENTA EN EL DISEÑO Y LA INTERACCION CONSIDERADA CON LAS CIMENTACIONES COLINDANTES.

ACCIONES:

EN EL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES SE DEBEN CONSIDERAR, ADEMÁS DE LAS ACCIONES ESPECIFICADAS PARA OTROS TIPOS DE ESTRUCTURAS FUERA DE ESTE ESTUDIO, EL PESO PROPIO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA CIMENTACION, LAS DESCARGAS POR EXCAVACION, LOS EFECTOS DE CONSOLIDACION REGIONAL EN SU CASO, LOS PESOS Y EMPUJES LATERALES DE LOS RELLENOS Y LASTRES QUE GRAVITEN SOBRE LOS ELEMENTOS DE CIMENTACION Y TODAS LAS OTRAS ACCIONES LOCALIZADAS EN LA PROPIA CIMENTACION Y EN SU VECINDAD. SE TOMARAN LAS VARIACIONES POSIBLES DE LOS NIVELES PIEZOMETRICOS EN EL SUBSUELO.

ESTADOS LIMITE:

SE ENTIENDE POR ESTADO LIMITE, A AQUELLA ETAPA DEL COMPORTAMIENTO A PARTIR DE LA CUAL LA CIMENTACION O PARTE DE ELLA DEJA DE CUMPLIR CON ALGUNA FUNCION PARA LA QUE FUE PROYECTADA.

EN EL DISEÑO DE TODA CIMENTACION SE CONSIDERARAN LOS SIGUIENTES ESTADOS LIMITE, ADEMÁS DE LOS CORRESPONDIENTES A LOS MIEMBROS DE LA SUBESTRUCTURA:

ESTADOS LIMITE DE FALLA.-LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA CORRESPON DEN AL AGOTAMIENTO DEFINITIVO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACION O DE CUALQUIERA DE SUS MIEMBROS O AL HECHO DE QUE, SIN QUE SE AGOTE LA CAPACIDAD DE CARGA, SE PRESENTEN DAÑOS IRREVERSIBLES QUE AFECTEN SU RESISTENCIA ANTE ACCIONES FUTURAS. SER REVISARA QUE NO PUEDEN ALCANZARSE ESTADOS DE ESTE TIPO POR FALLA LOCAL O COLAPSO GENERAL, EXTRACCION, MOVIMIENTO LATERAL, FLOTACION, DESEQUILIBRIO ESTATICO, ETC. CADA UNO DE ESTOS ESTADOS LIMITE DE FALLA DEBERA EVALUARSE PARA LAS CONDICIONES MAS CRITICAS DURANTE LA CONSTRUCCION, PARA INSTANTES INMEDIATAMENTE POSTERIORES A LA PUESTA EN SERVICIO DE LA ESTRUCTURA Y PARA TIEMPOS DEL ORDEN DE LA VIDA UFIL DE LA MISMA.

ESTADOS LIMITE DE SERVICIO:

LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO SE ALCANZAN CUANDO LA CIMENTACION LLEGA A ESTADOS QUE AFECTEN SU CORRECTO FUNCIONAMIENTO PERO NO SU CAPACIDAD PARA SOPORTAR CARGAS. DEBERA REVISARSE EN PARTICULAR QUE NO RESULTARAN EXCESIVOS EL MOVIMIENTO VERTICAL MEDIO (HUNDIMIENTO O EMERSION) CON RESPECTO AL NIVEL DEL TERRENO CIRCUNDANTE, LA INCLINACION MEDIA Y LA DEFORMACION DIFERENCIAL.

SE CONSIDERARAN EL COMPONENTE INMEDIATO, EL DIFERIDO Y LA COMBINACION DE AMBOS EN CADA UNO DE ESTOS MOVIMIENTOS. EL VALOR ESPERADO DE CADA UNO DE TALES EVENTOS DEBERA SER SUFICIENTEMENTE PEQUEÑO PARA NO CAUSAR DAÑOS INTOLERABLES A LA PROPIA CIMENTACION, A LA SUPERESTRUCTURA Y A SUS INSTALACIONES, A LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, A LOS ACABADOS, A LAS CONSTRUCCIONES VECINAS Y A LOS SERVICIOS PUBLICOS.

VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES:

PARA VERIFICAR LA SEGURIDAD DE UNA CIMENTACION O ELEMENTO DE LA MISMA DEBE REVISARSE QUE, PARA LAS DISTINTAS COMBINACIONES DE ACCIONES Y PARA LOS DIVERSOS MECANISMOS DE FALLA POSIBLES, LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACION O ELEMENTO DE LA CIMENTACION AFECTADA DE SUS FACTORES DE RESISTENCIA, ES MAYOR O IGUAL

QUE EL EFECTO DE LAS ACCIONES NOMINALES QUE INTERVIENGAN EN LA COMBINACION DE CARGAS EN ESTUDIO MULTIPLICADAS POR LOS FACTORES DE CARGA CORRESPONDIENTES.

TAMBIEN DEBE REVISARSE QUE, BAJO EL EFECTO DE LAS POSIBLES COMBINACIONES DE ACCIONES, NO SE REBASA NINGUN ESTADO LIMITE DE SERVICIO

EN LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA BASE DE LAS CIMENTACIONES, LOS FACTORES DE RESISTENCIA AFECTARAN SOLO A LA CAPACIDAD DE CARGA NETA, ES DECIR EL RESULTADO DE SUSTRAEER DE LA CARGA TOTAL QUE PUEDE SOPORTAR EL SUELO SIN QUE SE PRESENTE UN ESTADO LIMITE DE FALLA, LA CARGA PREVIAMENTE EXISTENTE EN EL MISMO, AL NIVEL DE DESPLANTE.

SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

LOS TIPOB MAS COMUNES DE CIMENTACIONES SON LAS ZPATAS CORRIDAS Y AISLADAS, LAS LOSAS O CAJONES Y LOS PILOTES Y PILAS DE FRICCION O PUNTA. ENTRE ELLOS SE ELEGIRA EL MAS CONVENIENTE DE ACUERDO CON LAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO NATURAL O ESTABILIZADO, EL TIPO DE ESTRUCTURA, LA MAGNITUD DE LAS CARGAS APLICADAS, LOS REQUERIMIENTOS RELATIVOS A SEGURIDAD, EL COSTO Y LA SENCILLEZ DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

CIMENTACIONES DESPLANTADAS EN ZAPATAS:

CARACTERISTICAS GENERALES:

LAS ZAPATAS CONSISTEN EN UNA AMPLIACION DE LA BASE DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (MUROS O COLUMNAS) Y PUEDEN SER DEL TIPO AISLADO O CORRIDO, O UNA COMBINACION DE AMBOS TIPOS. DEBEN DESPLANTARSE HASTA UNA PROFUNDIDAD EN LA QUE EL SUELO SE VEA POCO AFECTADO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS ESTACIONALES Y NO PUEDA SER SOMETIDO A EROSION, PRINCIPALMENTE SI EL SUELO ES ARENOSO O LIMOSO. A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, EL SUELO DEBE ADEMAS ENCONTRARSE LIBRE DE POROS Y CAVIDADES OCASIONADAS POR PLANTAS O ANIMALES.

EVALUACION DE ESTADOS LIMITE DE FALLA

LA EVALUACION SE REFERIRA PRINCIPALMENTE A LOS ASPECTOS SIG:
 FALLA LOCAL O GENERAL POR CORTANTE DEL SUELO BAJO ZAPATAS.
 LA REVISION DE LA SEGURIDAD CONTRA ESTE TIPO DE FALLA CONSIS-
 TIRA EN VERIFICAR EL CUMPLIMIENTO DE LA SIGUIENTE DESIGUALDAD:

$$\frac{QFc}{A} P_v + \frac{B}{2} N + \bar{P}_v (Nq-1) + cNc Fr \quad (1.1)$$

DONDE:

QFc SUMA DE LAS ACCIONES VERTICALES A TOMAR EN CUENTA EN LA COMBINACION CONSIDERADA, AFECTADAS DE SUS RESPECTIVOS FACTORES DE CARGA, EN T

A AREA DE LA ZAPATA, EN M²

P_v PRESION VERTICAL TOTAL ACTUANTE A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE ALREDEDOR DE LA ZAPATA, EN T/M² (D_f)

\bar{P}_v PRESION VERTICAL EFECTIVA A LA MISMA PROFUNDIDAD, EN T/M²

PESO VOLUMETRICO DEL SUELO, EN T/M³

D_f PROFUNDIDAD MINIMA DE DESPLANTE, EN M

B ANCHO DE LA ZAPATA, SUPUESTO MENOR QUE $L/5$, SIENDO L LA LONGITUD DE LA MISMA, EN M

N_q COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA =
 $= E \tan \phi \tan^2 (45 + \phi/2)$

N COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA
 $= 2 (N_q + 1) \tan \phi$

N_c COEFICIENTE DE CAPCIDAD DE CARGA
 $= \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi}$ PARA SUELOS A LA VEZ FRICCIONANTES Y COHESIVOS
 $= N_{cs}$ PARA SUELOS PURAMENTE COHESIVOS ($\phi = 0$)

c COHESION DEL SUELO, EN T/M² (EVENTUALMENTE REDUCIDA)

ϕ ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO (EVENTUALMENTE REDUCIDO)

FR FACTOR DE RESISTENCIA DEFINIDO EN TABLA I.1

LOS VALORES DE N_q , N_c Y N PARA DIFERENTES VALORES DE ϕ SE ENCUENTRAN TABULADOS.

Los valores de N_q , N_c y N_γ para diferentes valores de ϕ se encuentran tabulados en el tomo III de este capítulo.

TABLA I.1 Factores de resistencia, F_r , para zapatas

Caso	F_r
Zapatas de colindancia cerca de las cuales es posible que se abran excavaciones	≤ 0.35
Zapatas en suelos heterogéneos susceptibles de contener grietas y oquedades	≤ 0.35
Zapatas sometidas a acciones predominantemente dinámicas	$\leq 0.35^*$
Situaciones usuales	≤ 0.50
Cuando existe experiencia considerable en la zona	≤ 0.70

* A menos que un estudio dinámico detallado permita concluir que es aceptable un valor mayor y siempre que no exista un peligro claro de licuación (cap B.2.3).

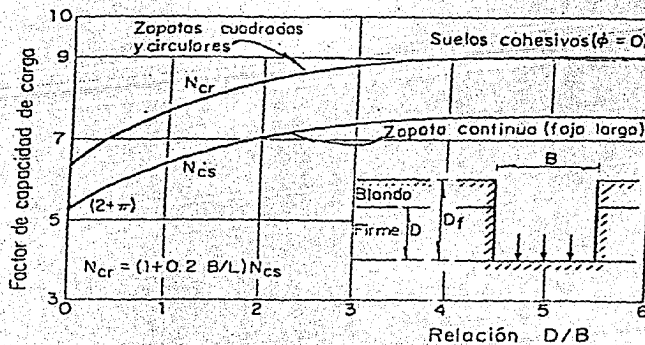


FIG 1.1 Factor de capacidad de carga para suelos cohesivos

3.1 - ESTIMACION DE CARGAS

EL METODO DE AREAS TRIBUTARIAS TIENE LA VENTAJA DE SER MUY SIMPLE Y SE PUEDE ANALIZAR Y DISEÑAR RAPIDAMENTE LA CIMENTACION DE CUALQUIER ESTRUCTURA PARA COMENZAR SU CONSTRUCCION.

EL CALCULO DE LA CARGA MUERTA ES EL SIGUIENTE:

LOSA ENGASETONADA

LOSA (CONCRETO)	$3,40 \text{ m}^3/16,36 \text{ m}^2 \times 2,4 \text{ T/m}^3 =$	$0,490 \text{ T/m}^2$
FIRME 5 CM	$0,05 \times 2,1 \text{ T/m}^3 =$	$0,110 \text{ ''}$
PESO DE LAMPARAS	50 Kg/m^2	$= 0,05 \text{ ''}$
C.V. (R.D.D.F. 1977)	150 Kg/m^2	$= 0,150 \text{ ''}$

$$W_T = 0,49 + 0,11 + 0,05 + 0,15 = 0,81 \text{ T/m}^2$$

CONCLUSIONES:

COMO SE MENCIONO ANTERIORMENTE HASTA AQUI SE HA DESCRITO EL PROCEDIMIENTO SEGUIDO PARA LLEGAR FINALMENTE A LA ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION .

A PARTIR DE LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS SE CONOCEN SUS CARACTERISTICAS, QUE SE CONTRAPONEN CON LAS REQUERIDAS DE ACUERDO A LA ESTRUCTURA QUE SE ANALIZA.

SE ESTUDIAN DIFERENTES OPCIONES Y SE LLEGA A UNA DE LAS MUCHAS POSIBLES, QUE SE CONSIDERA LA MAS CONVENIENTE.

POR OTRA PARTE EL CONOCIMIENTO DEL SUBSUELO PERMITIRA PLANEAR ADECUADAMENTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO PARA OPTIMIZAR TANTO TIEMPO COMO RECURSOS. HAY QUE TENER CLARO QUE TODOS LOS ESTUDIOS REALIZADOS DAN UNA IDEA DEL FUTURO COMPORTAMIENTO DEL SUELO, AUNQUE COMUNMENTE SE PRESENTAN CONDICIONES QUE REQUIEREN UN TRATAMIENTO ESPECIAL.

TAMPOCO HAY QUE OLVIDAR QUE EL FACTOR ECONOMICO JUEGA UN PAPEL MUY IMPORTANTE EN LA ELECCION DE LA CIMENTACION.

HABIENDO LLEGADO A LA CONCLUSION DE DESPLANTAR LA ESTRUCTURA SOBRE ZAPATAS AISLADAS, ZAPATAS CORRIDAS Y ESTAS

UNIDAS CON TRABES Y DADOS A LAS COLUMNAS Y A LOS MUROS DE CIMENTACION.

4.- ANALISIS DE LA CIMENTACION

YA CONOCIENDO EL TIPO DE CIMENTACION QUE SE UTILIZARA, LAS CARGAS QUE RECIBIRA Y LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO, ES POSIBLE HACER SU ANALISIS.

EN ESTE MOMENTO ES DE SUMA IMPORTANCIA CONSIDERAR LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, AUNQUE YA SE HAYA HECHO AL ELEGIR EL TIPO DE CIMENTACION.

LOS METODOS EMPLEADOS HASTA AHORA CONSISTEN EN UNA IDEALIZACION DEL SUELO COMO UN MEDIO ELASTICO, MEDIANTE RESORTES CUYA CONSTANTE ES IGUAL AL MODULO DE REACCION DEL TERRENO. LOS RESULTADOS HAN SIDO SATISFACTORIOS A PESAR DEL EMPLEO DE CANTIDADES APROXIMADAS PARA ALGUNAS CONSTANTES. SE HAN DESARROLLADO METODOS ITERATIVOS PARA OBTENER CANTIDADES MAS PRECISAS

EN EL CASO ESTUDIADO, SE EMPLEO EL METODO TRADICIONAL CON UNA PEQUEÑA VARIACION QUE FACILITA LA SOLUCION DEL PROBLEMA MEDIANTE COMPUTADORAS.

LO IMPORTANTE ES SEÑALAR QUE NO DEBE CONSIDERARSE EL SUELO Y LA ESTRUCTURA DESLIGADOS. HAY UNA ESTRECHA RELACION QUE DEBE TOMARSE EN CUENTA, CUYA IMPORTANCIA SE VERA EN EL CALCULO DE LOS DIAGRAMAS DE MOMENTO Y FUERZA CORTANTE.

COMO SE DIJO EN UN PRINCIPIO, A ESTA ALTURA SE NECESITAN COMO DATO LAS CARGAS ACTUANTES. PUEDEN CONOCERSE DE FORMA APROXIMADA HACIENDO UN CALCULO RAPIDO COMO EL EFECTUADO ANTERIORMENTE.

EL ANALISIS DE CARGA VERTICAL PUEDE REALIZARSE SIN QUE SE REQUIERA OTRO PREVIO. CON ESTO, PUEDEN UTILIZARSE LAS REACCIONES OBTENIDAS EN DICHO ESTUDIO, COMO CARGAS EN LA CIMENTACION. ADEMAS, HACE FALTA CONSIDERAR EL INCREMENTO DE LAS CARGAS COMO CONSECUENCIA DE LAS FUERZAS SISMICAS. DE ACUERDO

A ESTO, EL PROCESO CORRECTO QUE DEBE SEGUIRSE ES ANALIZAR PRIMERO LA ESTRUCTURA Y PASAR DESPUÉS A LA CIMENTACION.

4.1 - PROCEDIMIENTOS DE CALCULO:

LOS METODOS SEGUIDOS PARA ANALISIS DE CIMENTACIONES SON VARIABLES, AUNQUE SU PRINCIPIO ES EL MISMO. COMO SE HA DICHO, SE BASAN EN LA IDEALIZACION DEL SUELO MEDIANTE RESORTE. EL PROBLEMA QUE SE PRESENTA ES LA DETERMINACION DE LA CONSTANTE DE RESORTE QUE SE RESUELVE DE DIFERENTES FORMAS DEPENDIENDO DEL METODO ELEGIDO.

EL METODO ZEEVAERT, SE TRATA DE UN METODO QUE POR APROXIMACIONES SUCESIVAS LLEGA A UN VALOR MAS PRECISO DE LA CONSTANTE DE LOS RESORTES IDEALIZADOS, Y POR CONSIGUIENTE A UN ANALISIS ESTRUCTURAL MAS PRECISO.

EL PROCEDIMIENTO CONSISTE EN DIVIDIR EL SUBSUELO BAJO LA CIMENTACION EN UNA SERIE DE ESTRATOS, Y A PARTIR DEL INCREMENTO DE ESFUERZOS PRODUCIDO COMO CONSECUENCIA DE LA APLICACION DE LAS CARGAS SE CALCULAN LOS HUNDIMIENTOS EN CADA ESTRATO MEDIANTE LA FORMULA SIGUIENTE:

DONDE: I_j^N ES EL INCREMENTO DE ESFUERZO EN EL ESTRATO N BAJO EL PUNTO J, CUANDO SE APLICA UNA CARGA UNITARIA EN I

Δ_j^N ES LA DEFORMACION PRODUCIDA EN EL ESTRATO N BAJO EL PUNTO J, CUANDO SE APLICA UNA CARGA UNITARIA EN I

α^N ES UN COEFICIENTE DE DEFORMACION VOLUMETRICA, PARTICULAR PARA CADA ESTRATO, Y QUE DEPENDE DEL ESFUERZO Y LA DEFORMACION PRODUCIDA EN UN TIEMPO T

DE ACUERDO A LA FORMULA ANTERIOR, PARA CADA PUNTO DE TODOS LOS ESTRATOS ES NECESARIO CALCULAR LA INFLUENCIA DE LAS DISTINTAS CARGAS EN EL HUNDIMIENTO, ES DECIR SE TRATA DE UNA SUMA DE LOS HUNDIMIENTOS EN CADA ESTRATO COMO CONSECUENCIA DE LA INFLUENCIA

DE TODAS LAS CARGAS APLICADAS.

PARA EL CÁLCULO DEL INCREMENTO DE ESFUERZO $|J|$, ZEEVART RECOMIENDA LA SIGUIENTE EXPRESION

$$|J| = \frac{1}{11} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \text{SEN} 2\alpha_0 \right) (\text{SEN } Y_1 - \text{SEN } Y_2)$$

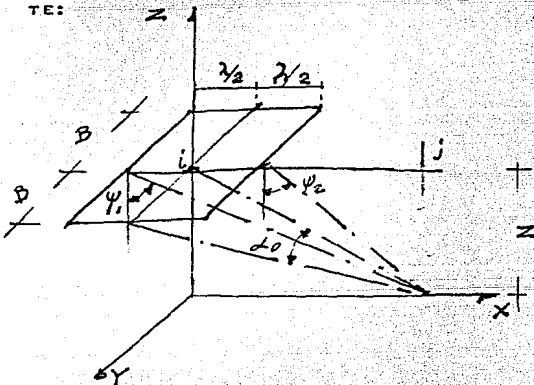
DONDE:

$$Y_1 = \text{TANG}^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z} \quad Y_2 = \text{TANG}^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z}$$

$$\alpha_0 = \text{TANG}^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}}$$

LA NOTACION EMPLEADA PUEDE APRECIARSE EN LA FIGURA SIGUIENTE:

TE:



EL HUNDIMIENTO TOTAL BAJO J, DEBIDO A UNA CARGA EN I, PUEDE EXPRESARSE ASI:

$$s_j = \sum_i \alpha_{ji} q_i$$

ECUACION QUE EXPRESADA EN FORMA MATRICIAL DA LUGAR A LA ECUACION MATRICIAL DE ASENTAMIENTOS:

$$\{s_i\} = \{A_{ji}\} \{q_i\}$$

DONDE: q_i = ESFUERZO EN EL TERRENO

EL PROCEDIMIENTO ITERATIVO CONSISTE EN HACER EL ANALISIS ESTRU-

TURAL DE LA CIMENTACION APOYADA SOBRE LOS RESORTES, CON LO QUE SE OBTIENEN LAS FUERZAS EN LOS RESORTES. CON ESTAS FUERZAS - PUEDEN CALCULARSE LOS ESFUERZOS Q_1 , Y APLICANDO LA ECUACION MATRICIAL ANTERIOR CALCULAR LOS ASENTAMIENTOS. CONOCIENDO LAS FUERZAS Y LOS ASENTAMIENTOS, SE VERIFICA EL VALOR DE LA CONSTANTE K , TERMINANDO EL PROCESO EN CASO DE SER IGUALES A LOS EMPLEADOS EN EL ANALISIS ESTRUCTURAL INICIAL. EN CASO CONTRARIO HAY QUE REPETIRLO, PERO AHORA CON LOS NUEVOS VALORES DE LAS CONSTANTES DE LOS RESORTES.

COMO PUEDE APRECIARSE, SE TRATA DE UN METODO MAS PRECISO, AUNQUE ES MAS LABORIOSO.

LO QUE SE HACE COMUNMENTE ES EL ANALISIS ESTRUCTURAL CONSIDERANDO LA CIMENTACION APOYADA SOBRE RESORTES, CON UNA CONSTANTE IGUAL A :

$$K = K_s B \lambda$$

DONDE: K_s = MODULO DE REACCION DEL TERRENO

$B \lambda$ = AREA DE INFLUENCIA DEL RESORTE

EL MODULO DE REACCION K_s SE REFIERE AL ESFUERZO QUE HAY QUE APLICAR PARA QUE SE PRODUZCA UN HUNDIMIENTO UNITARIO:

$$K_s = \frac{Q}{\gamma}$$

Q = PRESION ACTUANTE SOBRE EL SUELO

γ = DEFORMACION PRODUCIDA POR Q

ESTA CANTIDAD DEBE OBTENERSE A PARTIR DE MECANICA DE SUELOS

CON OBJETO DE SIMPLIFICAR EL ANALISIS ESTRUCTURAL Y PODER APROVECHAR PAQUETES DE COMPUTADORA YA ELABORADOS, SE HACE LA SIGUIENTE MODIFICACION. SE DEFINEN COLUMNAS EQUIVALENTES A LOS RESORTES DE CONSTANTE K .

DE ACUERDO A LA LEY DE HOOKE, PARA LA COLUMNA SE TENDRIA:

$$\sigma = E \epsilon \quad E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{F}{A \epsilon} \quad \text{pero } \epsilon = \frac{\delta}{l}$$

ENTONCES: $E = \frac{F}{A} \frac{l}{\delta}$

DESPEJANDO :

$$\delta = \frac{F l}{A E}$$

PARA EL RESORTE SERIA LO SIGUIENTE:

$$\frac{F \cdot l}{AE} = \frac{F}{K}$$

QUEDANDO

$$A = \frac{K \cdot l}{E} = \frac{k_s \cdot B \cdot l}{E}$$

QUE ES LA RELACION QUE DA EL AREA DE LAS COLUMNAS FICTICIAS, SU-
PORTIENDO EL MÓDULO DE ELASTICIDAD E Y LA LONGITUD DE LAS MISMAS.

PARA QUE ESTO SEA REALMENTE APLICABLE, LAS COLUMNAS DEBERAN TE-
NER UN MOMENTO DE INERCIA CASI IGUAL A CERO, SIENDO EN CONSEQUEN-
CIA LA RIGIDEZ MUY BAJA. LA GRAN VENTAJA ES QUE PUEDE EMPLEARSE -
EL MISMO PROGRAMA DE LA ESTRUCTURA PARA EL ANALISIS DE LA CIMEN-
TACION.

LA UBICACION DE LOS RESORTES ES TOTALMENTE ARBITRARIA. MIEN-
TRAS MAYOR SEA SU NUMERO, LOS RESULTADOS SERAN MAS PRECISOS. SE
COLOCA UNO EN TODO PUNTO DONDE INTERESE CONOCER ALGUN ELEMENTO -
MECANICO, POR LO QUE EN PRINCIPIO ES LOGICO PENSAR QUE SE TENDRA
UNO BAJO CADA COLUMNA.

COMO PUEDE APRECIARSE, EL ERROR QUE PUEDE TENERSE EN LA APLICA-
CION DE ESTE METODO SE DERIVARA PRINCIPALMENTE DE LA INCERTIDUM-
BRE ASOCIADA A LA RIGIDEZ DE LOS RESORTES, Y A LA INDEPENDENCIA
CONSIDERADA ENTRE ELLOS. A PESAR DE ELLO, SE HA OBSERVADO QUE -
LOS RESULTADOS SON SATISFACTORIOS. PARTE DE ELLO ES DEBIDO A QUE
EL ERROR EN LOS RESULTADOS, PRODUCTO DE VARIACIONES EN EL VALOR
DE K, NO SON TAN GRANDES COMO LA VARIACION MISMA.

4.2 IDEALIZACION DE LA CIMENTACION:

EL DESPLANTE DE LA CIMENTACION SE IDEALIZO CONSIDERANDO ZAPA-
TAS AISLADAS CENTRALES, ZAPATAS AISLADAS LIGADAS CON ZAPATAS CO-
RRIDAS EN LOS LINDEROS DEL TERRENO Y A SUVEZ LIGADAS CON TRABES
DE LIGA UNIDAS A LOS DADOS DE LAS ZAPATAS DE CADA COLUMNA.

ANALISIS:

MOMENTO ACTUANTE EN LA BASE = 205.33 T-M

* P AXIAL EN LA BASE = 294.30 TON.

$$F1 = \frac{P}{A} + \frac{M}{S_v}$$

4.3 - CARGAS DE DISEÑO :

ESTE ES UN PUNTO QUE SE HA VENIDO MANEJANDO DE MANERA IMPLICITA EN LOS ANTERIORES, PERO ES NECESARIO QUE SE ACLARE BIEN EL PROCEDIMIENTO SEGUIDO PARA LA DETERMINACION DE LAS CARGAS CONQUE SE ANALIZO LA CIMENTACION.

COMO SE HA MENCIONADO, LA CARGA DE DISEÑO DE LA CIMENTACION ES MENOR QUE LA EMPLEADA PARA LA ESTRUCTURA. ESTO ES DEBIDO PRINCIPALMENTE A UNA REDUCCION EN EL VALOR CORRESPONDIENTE A LA CARGA VIVA, POR LA POCA PROBABILIDAD DE QUE ACTUE ÉSTA CON UNA INTENSIDAD MAXIMA EN TODOS LOS PISOS SIMULTANEAMENTE.

EL REGLAMENTO ESPECIFICA UNA FORMULA PARA SU CALCULO, QUE DEPENDE DEL AREA TRIBUTARIA. SIN EMBARGO, PARA UNA COLUMNA EN LA CIMENTACION EL AREA ES TAN GRANDE, QUE DEBE RECURRIRSE AL MINIMO RECOMENDABLE.

DE ACUERDO A LO ANTERIOR, DEBE REALIZARSE UN ANALISIS DE CARGA VERTICAL CON LAS CONDICIONES ANTERIORES, TOTALMENTE INDEPENDIENTE DEL QUE SE REQUERIRA PARA LA ESTRUCTURA DEBIDO A DICHA DISMINUCION EN LAS CARGAS DE DISEÑO. LAS REACCIONES EN LAS COLUMNAS SERAN LAS EMPLEADAS COMO CARGAS PARA ESTE ANALISIS.

FOR OTRA PARTE, EL EFECTO DEL SISMO TAMBIEN DEBE CONSIDERARSE SU EFECTO SERA TRANSMITIDO A LA CIMENTACION COMO UN INCREMENTO EN LAS CARGAS EN ALGUNOS ELEMENTOS, Y COMO UNA DISMINUCION EN OTROS.

LOS MOMENTOS PRODUCIDOS EN LA BASE DE LAS COLUMNAS DE PLANTA BAJA VAN DISMINUYENDO EN MAGNITUD AL DISTRIBUIRSE A LO LARGO DE LOS SOTANOS ENTRE COLUMNAS Y TRABES, LLEGANDO A LA CIMENTACION TAN PEQUEÑOS QUE PUEDEN DESPRECIARSE DADAS LAS MAGNITUDES DE LOS MOMENTOS QUE ALLI SE PRESENTAN. ESTO OCURRE DEBIDO A QUE SE CONSIDERA A LA ESTRUCTURA EMPOTRADA EN EL PRIMER SOTANO, YA QUE EL RESTO ENCUENTRA RESTRINGIDO SU MOVIMIENTO, HACIENDOLO JUNTO CON EL TERRENO.

LOS FACTORES DE CARGA QUE ESTIPULA EL REGLAMENTO SON LOS MISMOS QUE PARA EL ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.

PARA EL DISEÑO SE EMPLEARAN AQUELOS MOMENTOS QUE RESULTEN MAYORES DE MULTIPLICAR LOS DIAGRAMAS OBTENIDOS POR CARGA VERTICAL POR 1.4 O BIEN LOS CALCULADOS INCLUYENDO EL EFECTO DE SISMO POR 1.1 .

PUEDEN SEGUIRSE TAMBIEN EL CRITERIO DE APLICAR LOS FACTORES CORRESPONDIENTES A LAS FUERZAS ANTES DE HACER EL ANALISIS. EN ESTE CASO POR FACILIDAD SE EMPLEÓ ESTE CRITERIO.

EL FACTOR DE RESISTENCIA DE ACUERDO AL REGLAMENTO ES DE 0.35, PARA LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA BASE DE LAS ZAPATAS DE CUALQUIER TIPO EN LA ZONA I ". COMO YA SE INDICÓ, EN ESTE CASO LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE SE TOMÓ COMO LA TERCERA PARTE DE LA CALCULADA QUE SE ENCUENTRA DENTRO DE LO ESPECIFICADO.

RESUMIENDO PUEDE DECIRSE QUE HAN DE EFECTUARSE DOS ANALISIS: UNO POR CARGA VERTICAL, Y OTRO POR CARGA VERTICAL MAS SISMO.

AMBOS DEBERAN HACERSE EMPLEANDO LAS CARGAS PROPIAS PARA ESTA FASE, QUE NO SON LAS MISMAS QUE PARA LA ESTRUCTURA .

CON LOS DIAGRAMAS OBTENIDOS, PUEDE INICIARSE LA FASE DE DISEÑO DE DISEÑO DE LA CIMENTACION.

4.4 - RESULTADOS

PARA EL ANALISIS DE LA CIMENTACION SE SIGUIÓ UNA ALTERNATIVA QUE SUSTITUYE A LOS CLASICOS RESORTES POR COLUMNAS EQUIVALENTES, CUYA AREA DEPENDE DE LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO.

LAS DEFORMACIONES EN LAS COLUMNAS FUERON ACEPTABLES .

ANTES DEL ANALISIS SE DEBEN APLICAR LOS FACTORES DE CARGA CORRESPONDIENTES, POR LO QUE LOS MOMENTOS DIBUJADOS ANTERIORMENTE - SON LOS QUE SE UTILIZARAN PARA DISEÑO.

POR OTRA PARTE SE VERIFICÓ QUE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DEL SUELO ERA SUFICIENTE PARA SOPORTAR LOS ESFUERZOS A QUE ESTARIA SUJETOS.

5.- DISEÑO DE LA CIMENTACION.

LOS DIAGRAMAS DE MOMENTO Y FUERZA CORTANTE, RESULTADO FINAL DEL

DEL PROCESO ANTERIOR, SON REQUERIDOS PARA LA ETAPA DE DISEÑO .

COMO VIMOS ANTERIORMENTE EN EL ANALISIS DE ZAPATAS, SE VIO CONVENIENTE CIMENTAR SOBRE ZAPATAS AISLADAS Y ZAPATAS DE LIN-DERO, A CONTINUACION VEREMOS LA TABLA DE ZAPATAS CON AREAS , SECCIONES Y ARMADOS.

DE ACUERDO A LOS CALCULOS OBTENIDOS SE OBTUVO LA DISTRIBU-CION DE ACERO:

5.1 DISTRIBUCION DEL ACERO

T A B L A D E Z A P A T A S

TIPO	H	h	B	ARMADO
Z-1	80	40	360x 360	Ø 5/8 A 10 CM
Z-2	80	40	360x 230	Ø 5/8 A 10 CM
Z-3	70	35	310x 310	Ø 5/8 A 12 CM
Z-4	50	25	240x 240	Ø 1/2 A 11 CM.
Z-5	65	30	290x 290	Ø 5/8 A 12 CM
Z-6	75	35	350x 220	Ø 5/8 A 11 CM.
Z-7	75	35	350x 340	Ø 5/8 A 11 CM.
Z-8	30	30	70	Ø 1/2 A 20 CM
Z-9	20	20	70	Ø 3/8 A 20 CM

6.- COMENTARIOS

EN ESTE CAPITULO SE DESCRIBIO EL PROCEDIMIENTO Y CRITERIOS SEGUIDOS PARA LLEGAR AL DISEÑO DE LA CIMENTACION.

PUEDE CONSIDERARSE QUE ESTA COMPUESTO DE DOS GRUPOS PRINCIPALES: UNO FORMADO POR EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, Y OTRO POR EL ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION. ENTRE AMBOS EXISTE UNA LIGA SUMAMENTE IMPORTANTE QUE NO SE HA DESARROLLADO POR COMPLETO.

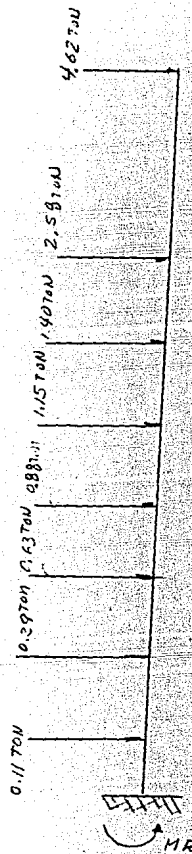
LA PRIMERA PARTE DEL CAPITULO SE REFIERE A LOS ESTUDIOS REALIZADOS CON OBJETO DE CONOCER LAS CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DEL SUBSUELO, A PARTIR DE UN PROGRAMA DE MUESTREO ACORDE A LAS NECESIDADES DEL CASO.

LA SEGUNDA PARTE SE INICIA CON EL ANALISIS DE LA CIMENTACION. ESTA ETAPA ES SUMAMENTE IMPORTANTE YA QUE REQUIERE DE MUCHO CRITERIO PARA LA IDEALIZACION DE LA CIMENTACION, Y PARA HACER LA LIGA ADECUADA ENTRE SUELO Y ESTRUCTURA PARTIENDO DE LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SUELOS. DEBE TENERSE UN CONOCIMIENTO PRECISO DEL FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA, CON OBJETO DE TRANSMITIR A LA CIMENTACION LAS CARGAS ADECUADAS.

LA ETAPA FINAL DE DISEÑO NO ES MAS QUE LA CULMINACION DE LAS ANTERIORES. SE LLEGA A LA DISTRIBUCION DEL ACERO, TOMANDO EN CUENTA MOMENTO FLEXIONANTE Y CORTANTE.

ES IMPORTANTE HACER NOTAR QUE EL TIPO DE CIMENTACION ELEGIDO NO ES EL UNICO. EXISTEN OTRAS OPCIONES PERO SE DESECHARON POR CAUSAS DIVERSAS. EL PROCEDIMIENTO DE ANALISIS Y DISEÑO ES TOTALMENTE SIMILAR, Y SU TRABAJO ESTRUCTURAL TAMBIEN. LA UNICA DIFERENCIA ESTriba EN COSTO Y CONSTRUCCION CON TIEMPO DE EJECUCION.

ESTE CAPITULO ES SUMAMENTE DELICADO. LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA DEPENDE EN GRAN PARTE DE LA VERACIDAD DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS Y SUPOSICIONES HECHAS. HAY QUE TENER EN CUENTA LA INCERTIDUMBRE ASOCIADA AL ESTUDIO DE SUELOS. LAS CARACTERISTICAS EN EL SITIO DEL MUESTREO PUEDEN SER DIFERENTES A LAS DEL RESTO DEL TERRENO, Y AUN CUANDO SE HACEN VARIOS SONDEOS, NO SE TIENE LA COMPLETA SEGURIDAD DE LO QUE VAYA A ENCONTRARSE DURANTE LOS TRABAJOS PERO SE APLICAN COEFICIENTES Y FACTORES DE SEGURIDAD.



$$F1 = \frac{294300}{9600} + \frac{20533000}{570000}$$

$$F1 = 30.66 + 36.02$$

$$F1 = 66.68 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{COMPRESION})$$

$$F2 = 30.66 - 36.02 \quad \text{ALREDEDOR DEL EJE Y}$$

$$F2 = -5.36 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{TENSION}$$

$$F1 = 30.66 + \frac{20533000}{620000}$$

$$F1 = 30.66 + 33.12$$

$$F1 = 63.78 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{COMPRESION})$$

$$F2 = -2.46 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{TENSION}) \quad \text{ALREDEDOR DEL EJE X}$$

* ESFUERZOS EN LA CIMENTACION, ZAPATA CON SECCION DE

$$3.10 \times 3.10$$

$$s = \frac{3 \cdot 10^3}{6} = 4.97 \text{ m}^3 \quad A = 310^2 = 96100 \text{ cm}^2$$

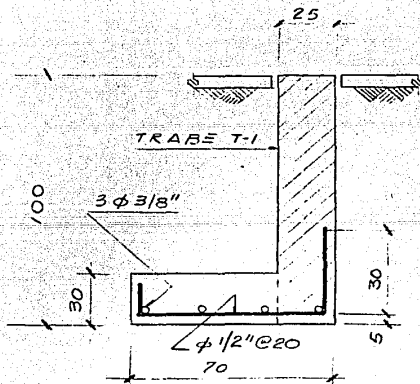
$$F1 = \frac{294300}{96100} + \frac{20533000}{4970000}$$

$$F1 = 3.06 + 4.13$$

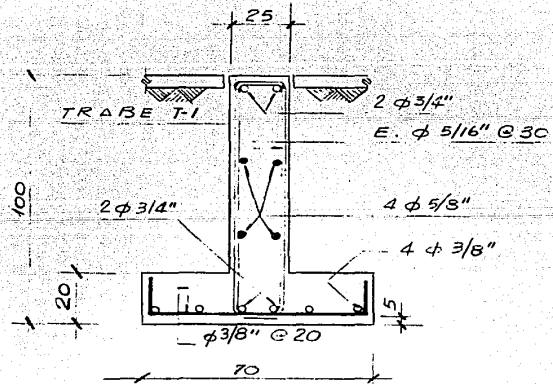
$$F1 = 7.19 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{COMPRESION})$$

$$F2 = -1.07 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{TENSION})$$

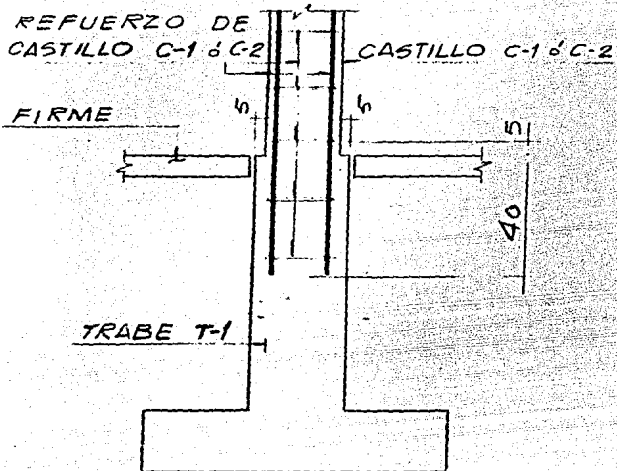
* EN ESTE ANALISIS SE CONSIDERO EL Po. Po. DE LOS MUROS DE TABIQUE, CASTILLOS Y DALAS LOS CUALES TIENEN UNA ZAPATA PARTICULAR



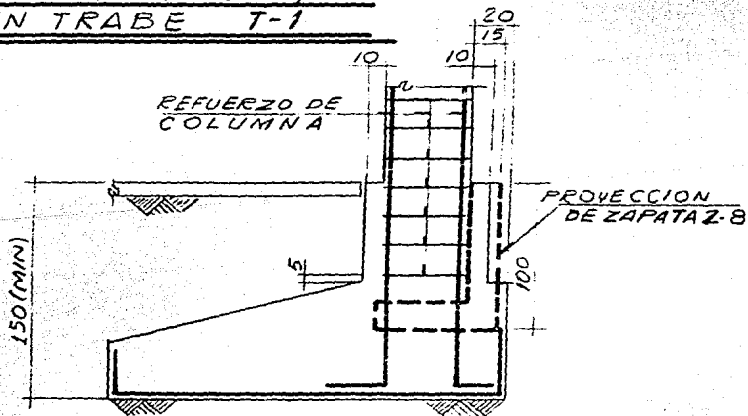
CORTE 1-1
ZAPATA Z-8



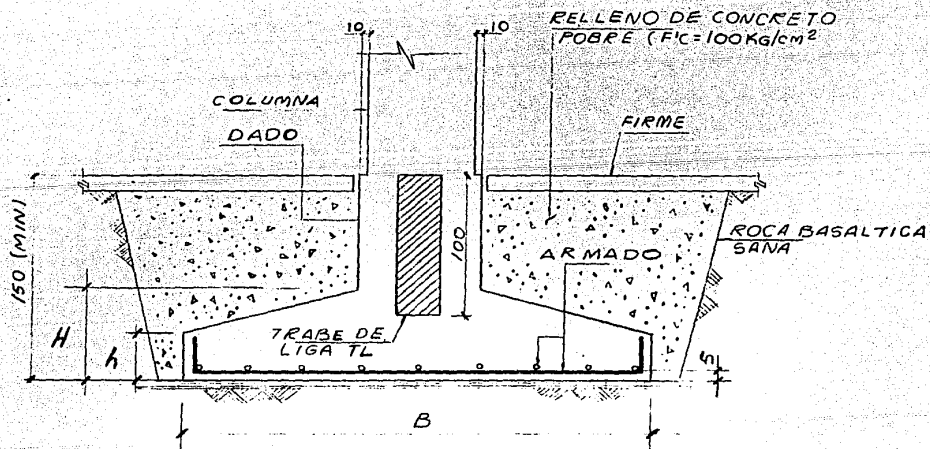
CORTE 2-2
ZAPATA Z-9



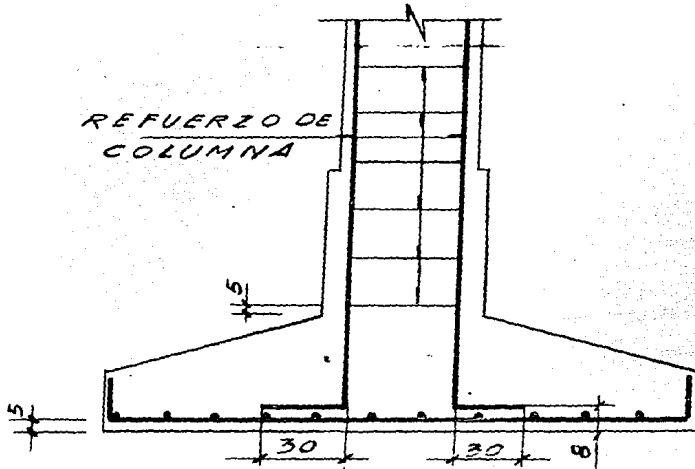
ANCLAJE TIPO DE
CASTILLOS C-1 y C-2
EN TRABE T-1



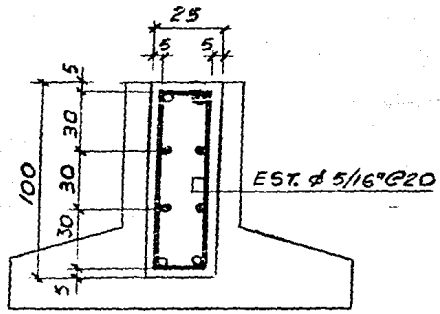
CORTE 4-4



SECCION DE ZAPATAS

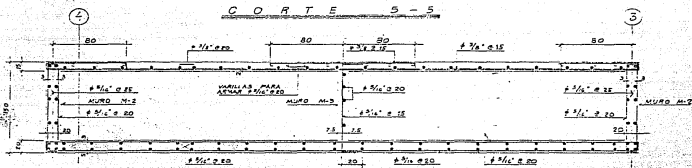
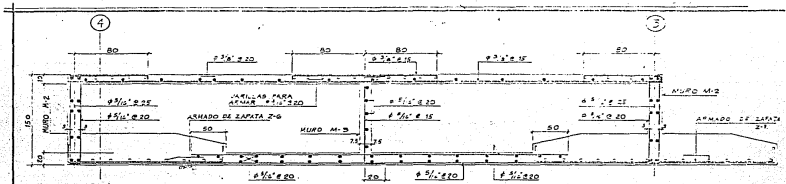


ANCLAJE DE COLUMNAS
EN ZAPATAS

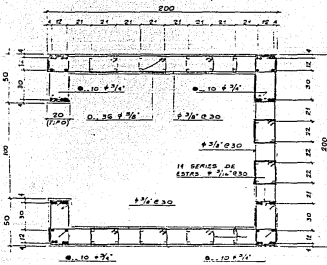


- --- 4Ø3/4"
- ⊙ --- 4Ø5/8"

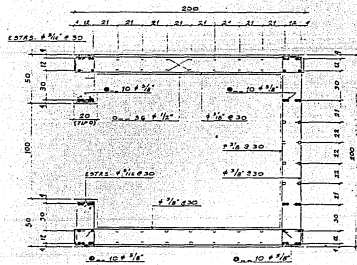
TRABE DE LIGA T-L
CORTE 3-3



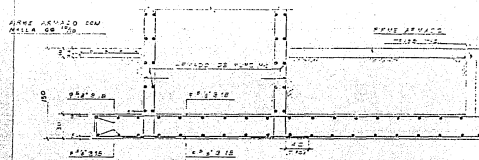
CORTE 6-6



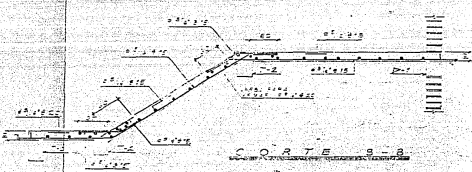
MURO M-1
DEL NIVEL -1.40 AL NIVEL +10.80



MURO M-1
DEL NIVEL +10.80 AL NIVEL +27.70



CORTE 7-7



CORTE 8-8



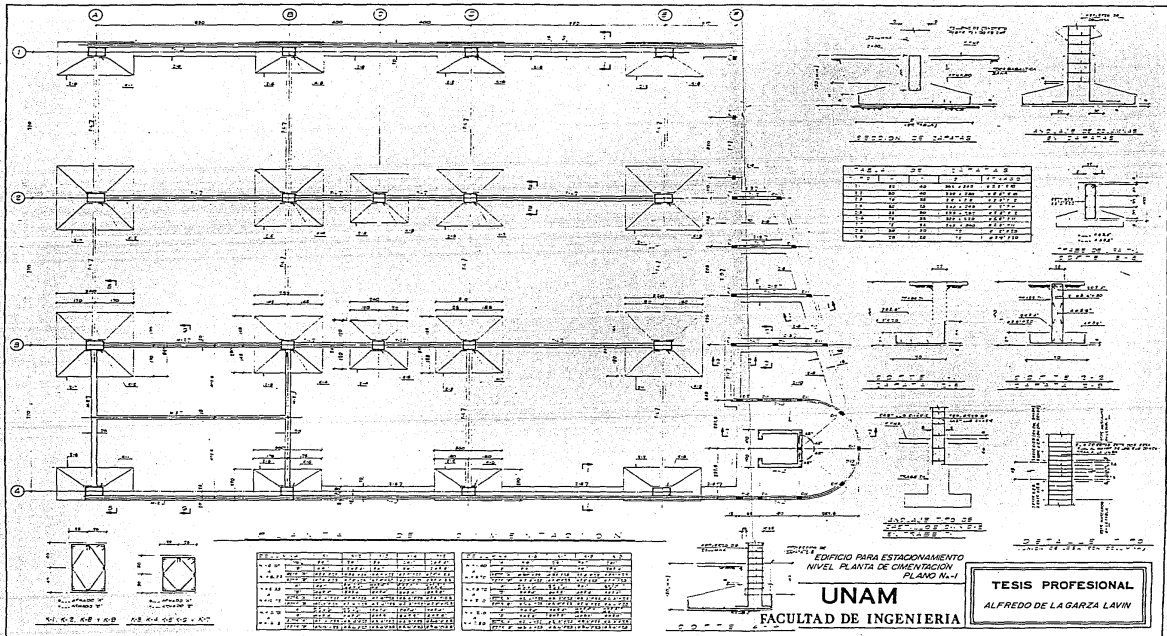
TRABE T-1



TRABE T-2

EDIFICIO PARA ESTACIONAMIENTO
CISTERNA Y MURO DE ELEVADOR
PLANO No. 2

UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
ALFREDO DE LA GARZA LAVIN



CAPITULO IV

DISEÑO DE LOSAS DE ENTREPISO

1.- DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES TIPO.

POR SUPERPOSICION DE EFECTOS, CARGA VERTICAL Y SISMO PODEMOS LOS DIAGRAMAS DE MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA CORTANTE.

REFUERZO POR FLEXION.-

A LA MISMA DEL DIAGRAMA LLEVAMOS LA CAPACIDAD DE CARGA A LA FLEXION DE DOS VARILLAS DE UN DIAMETRO QUE SEA EL REFUERZO MINIMO POR ESPECIFICACION. EL MOMENTO RESTANTE LO TOMAREMOS CON PARES DE VARILLAS, CUYO DIAMETRO SERA DETERMINADO POR EL DIFERENCIAL DEL MOMENTO QUE ACTUA EN LA PIEZA.

POR ESPECIFICACION (ACI) LOS BASTONES SE PROLONGARAN 12 DIAMETROS A PARTIR DEL PUNTO DONDE SE CORTA EL DIAGRAMA.

REFUERZO POR CORTANTE.-

A PARTIR DE LA LINEA BASE, LLEVAMOS LA FUERZA CORTANTE QUE ES CAPAZ DE TOMAR EL CONCRETO. EN CASO DE QUE EL CONCRETO NO PUEDA ABSORBER TODO EL ESFUERZO CORTANTE QUE ACTUA SOBRE LA LOSA, LA DIFERENCIA LA TOMAREMOS CON ACERO. PARA VALORIZAR ESTA SE IDEALIZA EL DIAGRAMA A BASE DE TRAMOS RECTANGULARES OBTENIENDO A PARTIR DE ALLI EL REFUERZO NECESARIO, ASI COMO SU SEPARACION, POR MEDIO DE LAS FORMULAS INDICADAS ANTERIORMENTE. EN CASO DE NO NECESITAR ESTRIBOS, LA SECCION SERA CUBIERTA DE ACUERDO CON LA ESPECIFICACIONES.

CON LOS ELEMENTOS MECANICOS, SE PROCEDE A CONSTRUIR LOS DIAGRAMAS DE FUERZA CORTANTE Y DE MOMENTO FLEXIONANTE, ESCOGIENDOSE UNA ESCALA TAL QUE PERMITA DETERMINAR PERFECTAMENTE LOS PUNTOS DE TRANSICION DE LAS MISMAS.

EN LOS DIAGRAMAS SE HA SUPERPUESTO EL EFECTO DEL SISMO, EN LOS DOS SENTIDOS, OBTENIENDOSE LA ENVOLVENTE QUE CUBRE LAS MAXIMAS SOLICITUDES. PARA CUBRIR DICHOS DIAGRAMAS CON EL REFUERZO CORRESPONDIENTE, COMO SE DIJO ANTERIORMENTE, PARA

UNA SECCION DADA ES POSIBLE DETERMINAR AL MAXIMO MOMENTO ULTIMO ASI COMO EL MOMENTO RESISTENTE DE 1 CM2 DE ACERO COLOCADO EN DICHA SECCION.

PARA VALUAR EL MOMENTO RESISTENTE DE PARES DE VARILLAS SE PROCEDIO EN LA FORMA SIGUIENTE:

SABEMOS QUE:

$$Mu = \phi q F_c BD^2 (1 - 0.59 q) \quad (1)$$

1.- EXPRESAREMOS LA ECUACION (1) EN LA SIGUIENTE FORMA:

$$\frac{Mu}{BD^2} = \phi q F_c (1 - 0.59 q)$$

OBTENEMOS LOS VALORES PARA ESTA EXPRESION EN FORMA TABULAR HACIENDO VARIAR A P DESDE SU VALOR MINIMO $p = 0.002$ HASTA SU VALOR MAXIMO $p = 0.02$. OBTENEMOS UN VALOR PARA CADA VARIACION DE P EN 0.002

2.-LA CONSTRUCCION DE LA TABLA ES EN LA FORMA SIGUIENTE:

A.-EN LA PRIMERA Y SEGUNDA COLUMNA ANOTAMOS EL VALOR DE P Y

$$\frac{Mu}{BD^2} = \text{CORRESPONDIENTES.}$$

B.-CALCULAREMOS LOS VALORES DE $B D$ Y $B D^2$

C.-EN LA TERCERA COLUMNA ANOTAMOS EL VALOR DEL PRODUCTO Mu $B D^2$, EXPRESADO EN TON-M

D.-EN LA CUARTA COLUMNA SE ANOTA EL VALOR DE M , DIVIDIENDO Mu ENTRE EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD; EN ESTA COLUMNA APARECEN DOS VALORES DE M :

EL PRIMERO CORRESPONDIENTE A CARGA VERTICAL, EL SEGUNDO CORRESPONDIENTE A CARGA VERTICAL Y SISMO, AMBOS EXPRESADOS EN TON-M

E.-EN LA QUINTA COLUMNA APARECE EL AREA DE ACERO, OBTENIDO POR MEDIO DEL PRODUCTO $P B D$, EXPRESADOS EN CM2

F.-EN LA SEXTA COLUMNA, APARECE EL VALOR DE $\frac{M}{As}$; QUE REPRESENTA

EL MOMENTO RESISTENTE DE 1 CM2, DE ACERO, EN $\frac{\text{TON-M}}{\text{CM}^2}$

9.- EN LAS COLUMNAS RESTANTES APARECEN LOS MOMENTOS RESISTENTES DE PARES DE VARILLAS, OBTENIDAS COMO EL PRODUCTO DE $\frac{M}{As}$ POR

EL AREA DE 2 VARILLAS.

PARA CUBRIR LOS DIAGRAMAS SE BUSCA, EN CADA CASO, EL MOMENTO - MAXIMO Y DE LA TABLA ESCOGEMOS EL MAS CERCANO A ÉL POR EXCESO Y EN EL RENGLON TENDREMOS LOS MOMENTOS RESISTENTES DE VARILLAS PARA TOMAR DICHO VALOR.

POSTERIORMENTE SE CALCULA EL VALOR DE V_c , O SEA LA FUERZA CORTANTE QUE PUEDE RESISTIR EL CONCRETO.

DICHO CORTANTE QUEDA EXPRESADO POR $V_u = 0.53 \phi \sqrt{f_c}$

LA FUERZA CORTANTE QUE PUEDE RESISTIR EL CONCRETO SERA:

$$V_c = \frac{V_u \cdot b \cdot d}{F_c \cdot S_c}$$

EL VALOR DEL ESFUERZO CORTANTE MAXIMO QUE PUEDE RESISTIR LA SECCION CON ESTRIBOS O BARRAS DOBLADAS ES :

$$V_{MAX. U} = V_{MAX} \cdot U \cdot b \cdot d$$

SEPARACION DE ESTRIBOS:

$$S = \phi \frac{A_v \cdot f_y \cdot b}{V'} \quad \text{o} \quad A_v = V_u / \phi \cdot f_y \cdot D$$

DONDE :

$$V' = V_{MAX} - V_c$$

ADHERENCIAS.-

ESTE VALOR LO EXPRESAMOS EN FUNCION DEL PERIMETRO NECESARIO PARA UN CORTANTE DADO.

$$U_u = \frac{V_u}{\phi \cdot O_u \cdot b}$$

$$O_u = \frac{V_u}{\phi \cdot U_u \cdot b}$$

$$U = \frac{4.51 \cdot f_c}{D}$$

LONGITUD DE ANCLAJE - $L_s O_u = A_s \cdot f_y$

$$L_s = \frac{f_y \cdot l}{4 \cdot U} \quad \text{I = DIAMETRO U = ESP. ADH.}$$

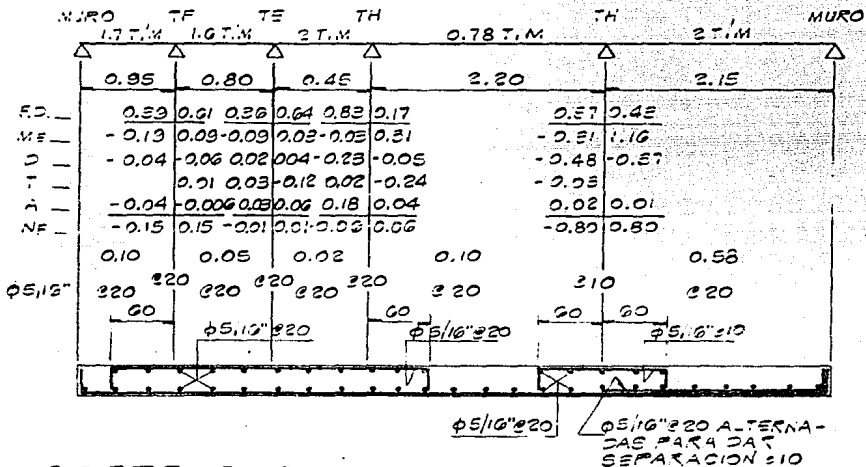
LA LONGITUD DE ANCLAJE ES LA LONGITUD NECESARIA PARA QUE EL REFUERZO ABSORVA UN ESFUERZO IGUAL A SU RESISTENCIA DE ADHERENCIA.

LOSAS DEL NIVEL T 22.70

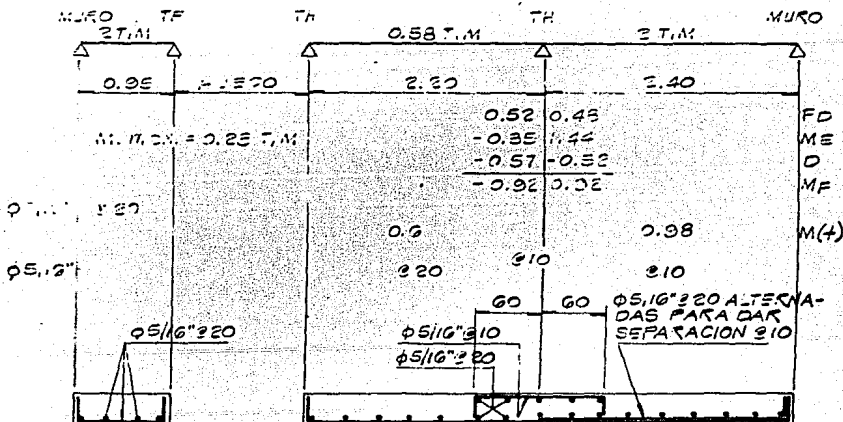
CORTE F-F

- OSA H = 10 CM.

AST = 2 CM²



CORTE Q-Q



* EJE "A" (PROPIEDADES GEOMETRICAS) = EJE "E"

ANCHO EQUIVALENTE:

$$L1 = 7.70 \text{ m}$$

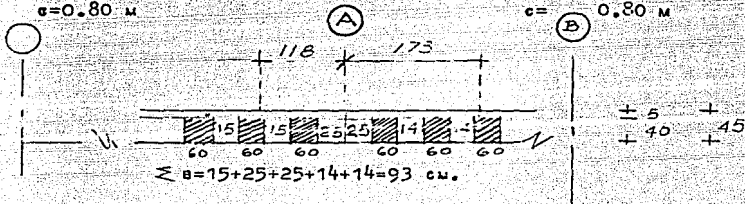
$$L2 = 3.15 \text{ m}$$

$$c = 0.80 \text{ m}$$

$$L1 = 7.70 \text{ m}$$

$$L2 = 8.50 \text{ m}$$

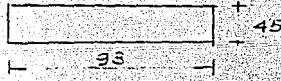
$$c = 0.80 \text{ m}$$



$$\Sigma b = 15 + 25 + 25 + 14 + 14 = 93 \text{ cm.}$$

$$1 + 1.67 \frac{0.5 (3.15)}{7.70} + 0.3 (0.8) < 0.5 (3.15)$$

$$1.18 \quad 1.58$$



$$1 + 1.67 \frac{0.5 (8.5)}{7.70} + 0.3 (0.8) < 0.5 (8.5)$$

$$< 0.5 (8.5)$$

$$1.73 < 4.25$$

$$I = \frac{93 \times 45^3}{12} = 0.007062 \text{ m}^4$$

$$I_G = 706219 \text{ cms}^4 \quad I_{xG} = 0.007062 \text{ m}^4$$

$$A = 0.4185 \text{ m}^2 \quad A = 0.4185 \text{ m}^2$$

* EJE "1" = EJE "4"

$$L1 = 8.5 \text{ m}$$

$$L2 = 7.70 \text{ m}$$

$$c = 0.50 \text{ m}$$

$$L1 = 3.15 \text{ m}$$

$$L2 = 7.70 \text{ m}$$

$$c = 0.5 \text{ m}$$

$$1 + 1.67 \frac{0.5 (7.7)}{8.5} + 0.3 (0.5) < 0.5 (7.7)$$

$$1.68 \div 173$$

$$1 + 1.67 \frac{0.5 (7.7)}{3.15} + 0.3 (0.5) < 0.5 (7.7)$$

$$0.91 < 3.85$$

$$I_{xG} = \frac{53 \times 45^3}{12} = 0.004026 \text{ m}^4$$

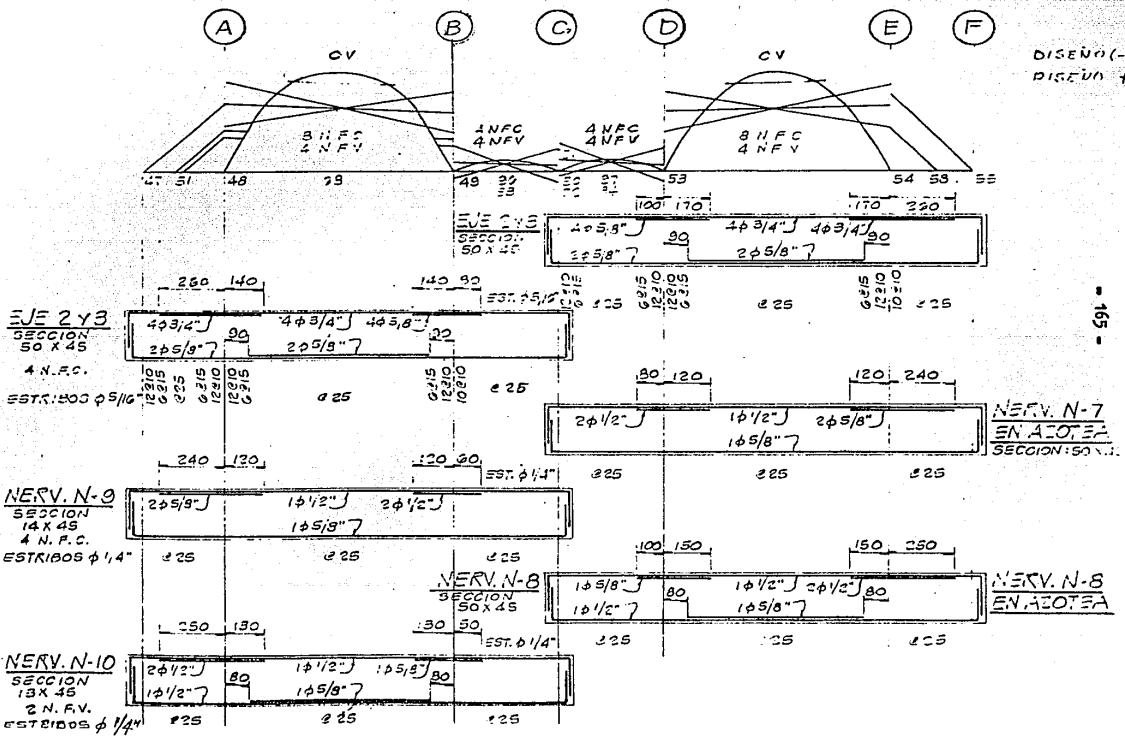
$$I_{xG} = 25 \times 45 / 12 = 0.001898 \text{ m}^4$$

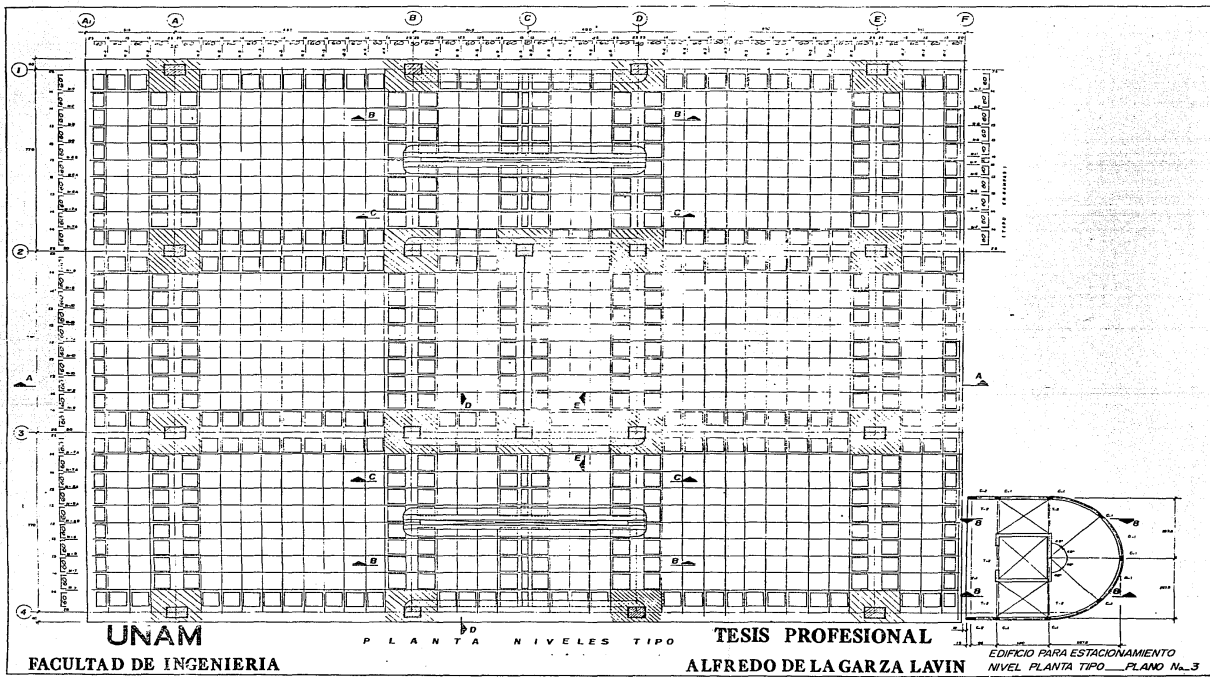
$$\Sigma b = 14 + 14 + 25 = 53$$

$$\Sigma b - 25 = 25 \text{ EN HOJA 14}$$

DISEÑO (-)
 DISEÑO 4

165





UNAM

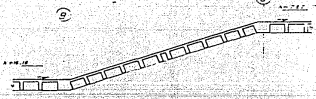
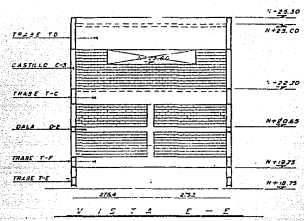
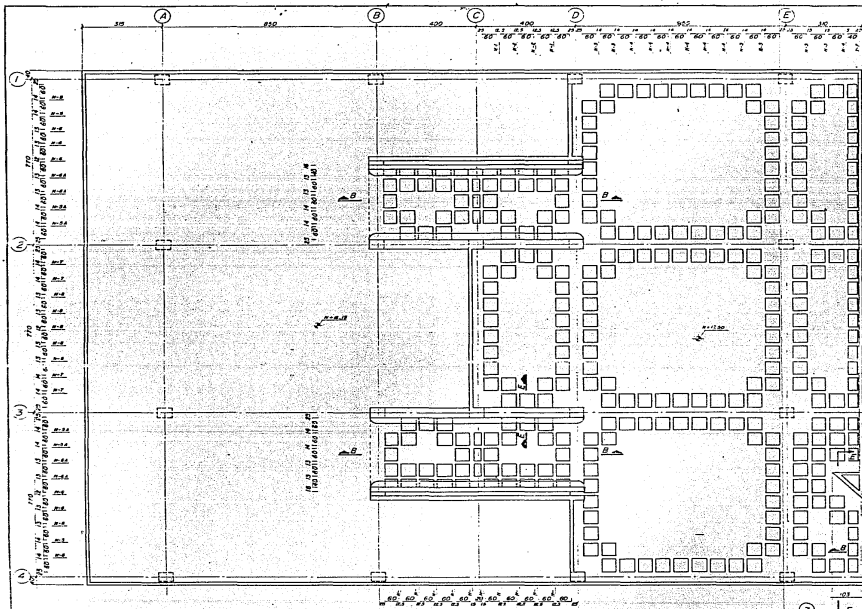
FACULTAD DE INGENIERIA

PLANTA NIVELES TIPO

TESIS PROFESIONAL

ALFREDO DE LA GARZA LAVIN

**EDIFICIO PARA ESTACIONAMIENTO
NIVEL PLANTA TIPO... PLANO No. 3**

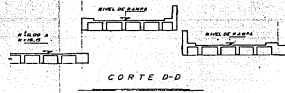


NOTAS:
 1. ESTE PROYECTO ES PARA EL ESTACIONAMIENTO
 2. ESTE VEHICULO DE TALLA 100 X 180 CM.
 3. PARA ESTACIONAR EN EL PLANO 50.
 4. ESTE PROYECTO ES PARA EL PLANO 50.

EDIFICIO PARA ESTACIONAMIENTO
 NIVEL PLANTA AZOTEA

PLANO No. 5

UNAM
 FACULTAD DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL —
 ALFREDO DE LA GARZA LAVIN



DISEÑO DE TRABES

LOS RESULTADOS OBTENIDOS POR LA COMPUTADORA \square , MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES, TANTO PARA CARGA VERTICAL COMO HORIZONTAL, SON TRANS - CRITOS PARA EL CASO DE LAS TRABES EN HOJAS COMO LAS QUE A CONTINUA - CION SE MUESTRAN :

EN DONDE :

$M_{ISOST.}$ = MOMENTO ISOSTATICO, CON EL QUE SE FORMARA EL DIAGRA - MA, AL QUE SE CORREGIRA LA LINEA BASE .

$M_{VERT.}$ = MOMENTOS EN LOS NUDOS, OBTENIDOS POR LA COMPUTADORA PRODUCIDOS POR CARGA VERTICAL.

M_{SISMO} = MOMENTOS SISMICOS REDUCIDOS, PRODUCIDOS POR LA CARGA HORIZONTAL EN LOS NUDOS .

$M_{COMB.}$ = MOMENTO QUE RESULTA DE LA SUMA DE LOS EFECTOS DEL $M_{VERT.}$ MAS EL M_{SISMO} , Y DE DIVIDIR DICHA SUMA ENTRE 1.33, YA QUE EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PERMITE INCREMENTAR LAS FATIGAS DE TRABAJO DE LOS MATERIALES EN UN 33 % PARA EL CONCRETO Y EN UN 50 % PARA EL ACE - RO DE REFUERZO BAJO LA ACCION DE CARGAS ACCIDENTALES (NO PERMANENTES) .

M_{RIGE} = EL MOMENTO MAYOR QUE RESULTE DE LA COMPARACION ENTRE $M_{VERT.}$ Y $M_{COMB.}$

$M_{VERT.}$ = CORTANTE PRODUCIDO POR LA CARGA VERTICAL

V SISMO = CORTANTE SISMICO REDUCIDO, PRODUCIDO POR LA CARGA HORIZONTAL .

V COMB. = CORTANTE COMBINADO, SE OBTIENE DE IGUAL FORMA QUE EL M COMB.

V RIGE = CORTANTE MAYOR QUE RESULTA DE LA COMPARACION ENTRE VVERT. Y V COMB.

AS = AREA DE ACERO NECESARIA PARA TOMAR LA TENSION PRODUCIDA POR EL M RIGE.

A's = AREA DE ACERO NECESARIA PARA AYUDAR AL CONCRETO A TOMAR LA COMPRESION PRODUCIDA POR EL M RIGE.

EN LA MISMA HOJA, DEL LADO DERECHO Y EN FORMA DE COLUMNA SE TIENEN LAS CONSTANTES DEBIDAS A LA SECCION DE LA TRABE, COMO SIGUE:

MR = MOMENTO RESISTENTE DE LA SECCION, OBTENIDO CON LA FORMULA

$$MR = K_b b^2$$

AS = AREA DE ACERO REQUERIDA A TENSION . EXPRESION DERIVADA DE:

$$AS = M / F_s J D, F_s J D \text{ SON CONSTANTES PARA CADA SECCION,}$$

Vc = CORTANTE RESISTENTE DE LA SECCION SE ENCUENTRA EN LA FORMULA

$$V_c = v_c b d.$$

AS MIN.FLEX. - AREA DE ACERO MINIMA POR ESPECIFICACION DEL ACI.

QUE DEBERA COLOCAR EN LA CARA SUJETA A TENSION SERA 0.0035bd.

AS TEMP. = ACERO MINIMO POR TEMPERATURA, EN LA SECCION. EN

CASO DE ACERO MINIMO, EL CODIGO DEL ACI INDICA QUE

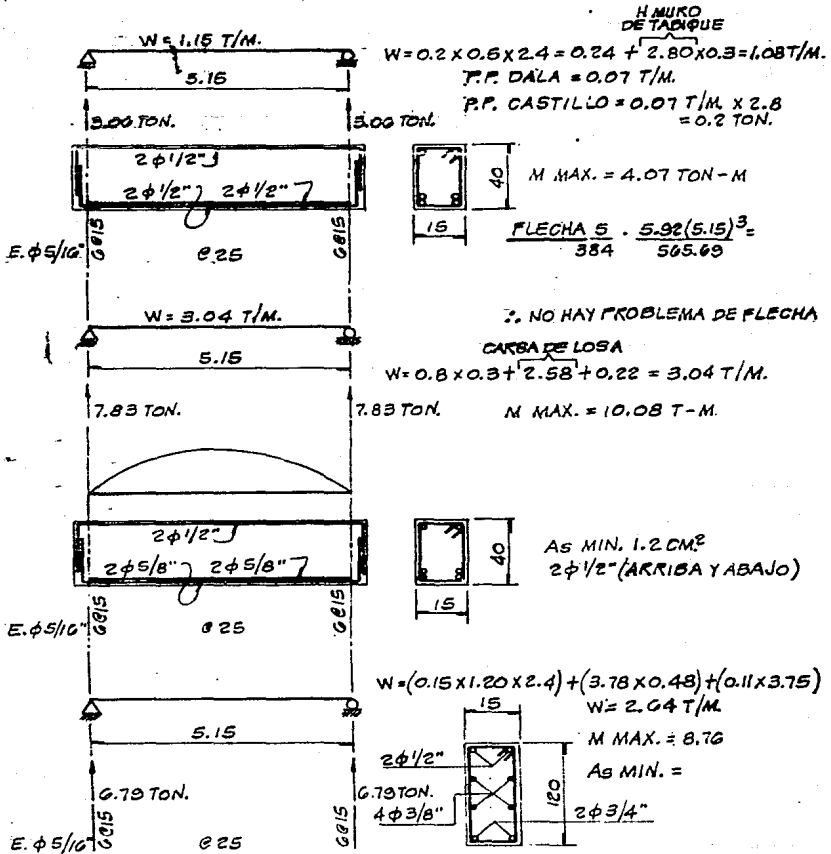
SE COLOCARA AS MIN.FLEX. o 1.33 AS.

SE ENCUENTRAN TAMBIEN LOS DIAGRAMAS ISOSTATICOS CORREGIDOS, QUE SER-

VIRAN PARA DIMENSIONAR LOS BASTONES Y PARA DETERMINAR LOS MOMENTOS POSITIVOS.

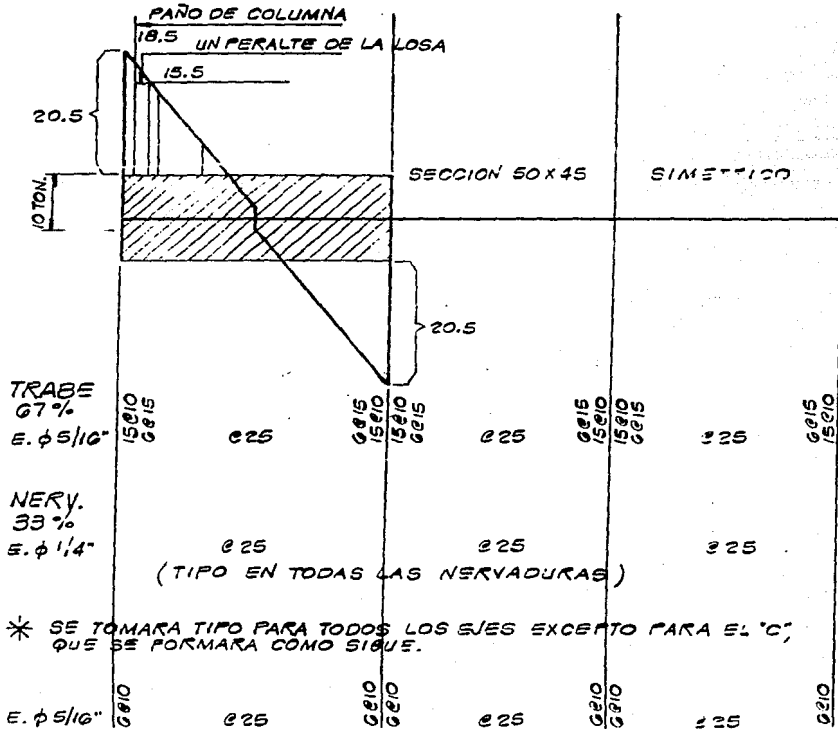
A CONTINUACION SE TIENEN ESQUEMAS QUE REPRESENTAN A LAS TRABES CON SUS ARMASOS, ESPECIFICANDO LA CANTIDAD Y EL CALIBRE DE LAS VARILLAS NECESARIAS, ASI COMO LOS ESTRIBOS PROYECTADOS Y LAS SECCIONES DE LAS VIGAS.

TRABES



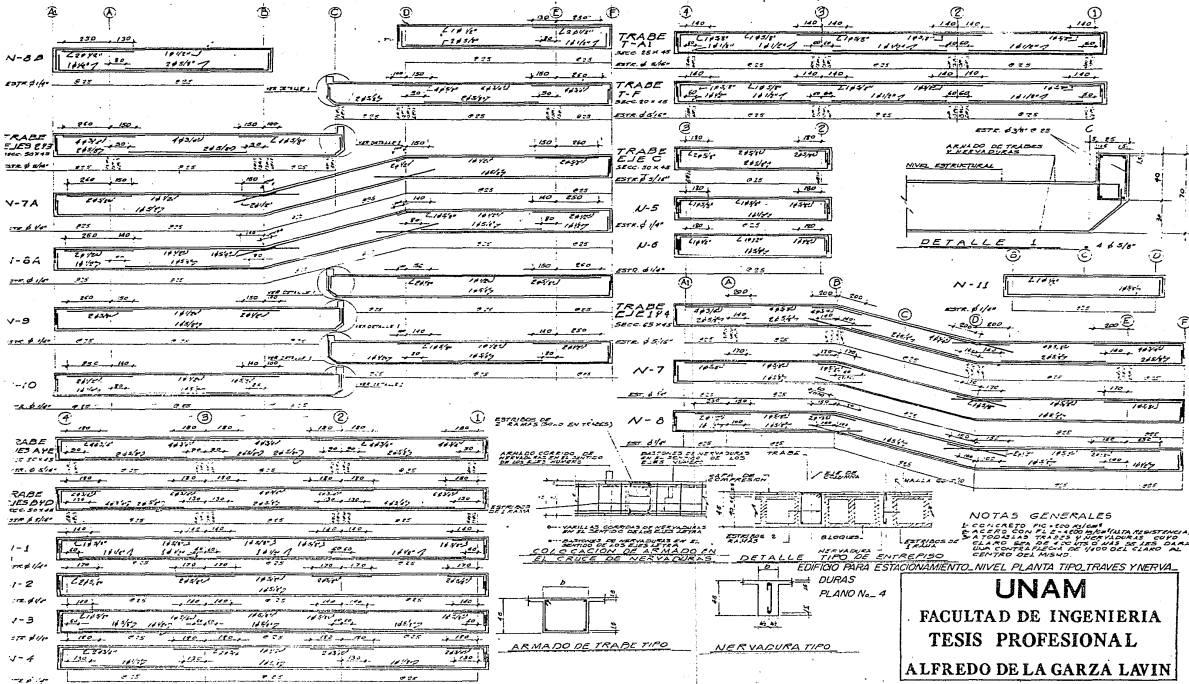
REVISION DEL CORTANTE DE LAS TRABES Y NERVADURAS (PLANTA TIPO)

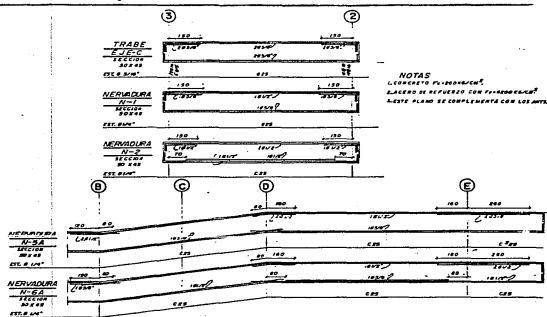
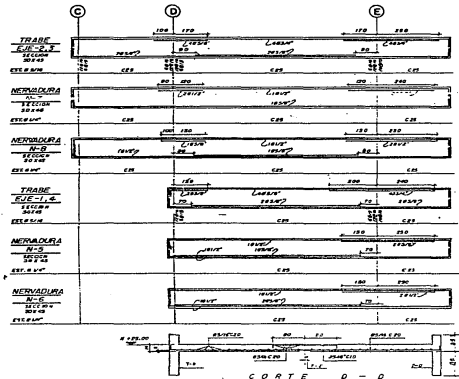
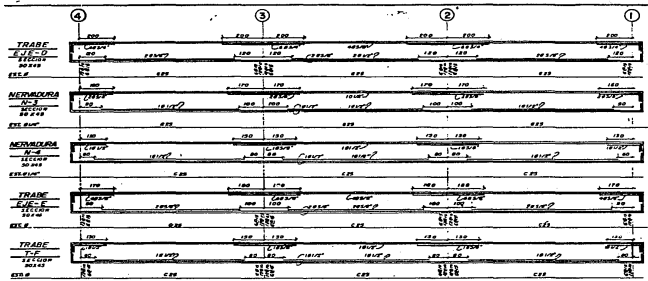
EJE B * POR SIMETRIA EL CORTANTE HIPERESTATICO SE DESPRECIA PARA ESTE Y LOS DEMAS EJES. ESTE EJE SE TOMO POR SER EL MAS CARGADO.



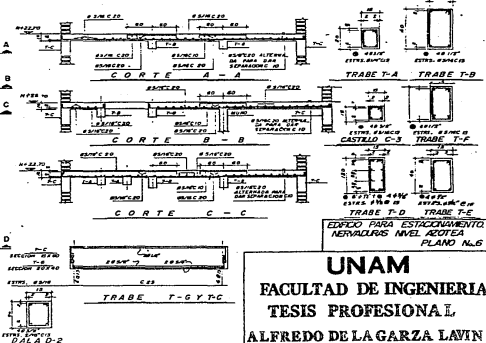
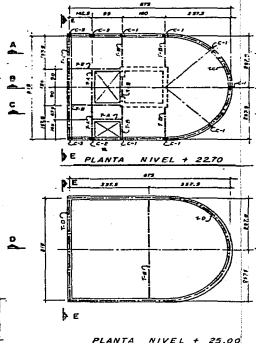
ESC. HOR. 1:15

ESC. VERT. 1:15





NOTAS
 1. REFORZADO PL. INSTANT.
 2. BARRAS DE REFUERZO EN "P" EN MEMBRANA
 3. ESTE PLANO SE COMPLETARÁ CON LOS OTROS.



ESPACIO PARA ESTACIONAMIENTO
 MEMBRANA NIVEL ACOTEA
 PLANO N.º 6

UNAM
 FACULTAD DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL
 ALFREDO DE LA GARZA LAVIN

CAPITULO V**DISEÑO DE COLUMNAS.****1.- DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES TIPO****1.1. DISEÑO DE COLUMNAS DE ENTREPISO.**

DISEÑO DE COLUMNAS. . .

1.- DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES TIPO

1.1 DISEÑO DE COLUMNAS DE ENTREPISO:

EN EL CASO DE LAS COLUMNAS, SE USARAN HOJAS PREPARADAS -
COMO LAS QUE SE PRESENTAN A CONTINUACION, EN LAS QUE SE APRE-
CIA EL PROCEDIMIENTO QUE SE SIGUE CON LOS RESULTADOS OBTENI-
DOS POR LA COMPUTADORA, QUE SON, MOMENTOS EN LOS NUDOS Y FUE-
ZAS NORMALES, AMBOS EN DOS DIRECCIONES "X" Y "Y", DEBIDO
A LA INCIDENCIA DE DOS MARCOS SOBRE UNA MISMA COLUMNA; EL PRO-
GRAMA DE COMPUTADORA COMO SE HA DICHO ANTERIORMENTE OBTIENE -
ESTOS RESULTADOS, TANTO PARA CARGA VERTICAL, COMO PARA CARGA
HORIZONTAL, POR LO CUAL EXISTEN FUERZAS NORMALES (P) Y MOMEN-
TOS (M) PARA ESTAS DOS CONDICIONES. LA SIGUIENTE HOJA ES EN -
REALIDAD UNA TABLA, EN DONDE SE COMBINAN LOS EFECTOS PROVOCADOS
POR LA CARGA VERTICAL Y EL SISMO; A PARTIR DE ESTA COMBINACION
DE EFECTOS Y BASADOS EN LA SECCION DE LA COLUMNA, SE OBTIENE EL
REFUERZO NECESARIO EN CADA CASO, CON LA AYUDA DE LAS GRAFICAS
DE DISEÑO PARA CADA CASO DE COLUMNAS, BASADAS EN LA FORMULA DE
INTERACCION Y EN LAS LIMITACIONES ESTABLECIDAS POR EL ACI. UNA
VEZ CALCULADO EL REFUERZO, SE PROYECTA EL CALIBRE DE LOS ES-
TRIBOS Y LA SEPARACION ENTRE LOS MISMOS.

EL NIVEL, LA SECCION Y EL REFUERZO NECESARIO EN CADA COLUMNA
SE PRESENTA EN LA TABLA DE COLUMNAS QUE APARECEN A CONTINUACION.

ES CONVENIENTE HACER NOTAR QUE EN ALGUNOS CASOS RESULTA MAYOR
EL REFUERZO NECESARIO EN UN NIVEL SUPERIOR CON RESPECTO A SU IN-

FERIOR, ESTO SE DEBE A QUE LA COMBINACION DE EFECTOS M_gMENTO/CARGA

ES MAS DESFAVORABLE.

ARMADO DE COLUMNAS

COLUMNA		K-1	K-2	K-3	K-4	K-5
N-0.05	"A"	8 Ø 1"	12Ø 1"	8 Ø 1"	12 Ø 1"	12 Ø 3/4"
A	"B"	4 Ø 1"	12Ø 3/4	8 Ø 1"	8 Ø 1"	12 Ø 5/8
N+5.35	EST"A"	3/8 A 25	Ø3/8-25	3/8 A25	3/8A 25	3/8A12.5
	EST"B"	3/8 A 25	3/8 A25	3/8 A25	3/8A 25	3/8A12.5
N+5.35	"A"	8 Ø 1"	4Ø3/4+ 8Ø1" +	4Ø 1" + 4Ø3/4+	4Ø1" + 8Ø3/4 +	8 Ø 3/4 + 4Ø5/8+
A	"B"	4 Ø3/4	8Ø3/4	8 Ø3/4	8Ø3/4	8 Ø 5/8
N+10.75	EST"A"	5/16 A25	5/16A25	5/16A25	5/16A25	3/8 A 12.5
	EST"B"	5/16A25	5/16A25	5/16A25	5/16A25	3/8A 12.5
N+10.75	"A"	4Ø1"+4Ø3/4	4Ø1"+4Ø ØE 3/4	8Ø 3/4"	8Ø 3/4	8 Ø 3/4
A	"B"	4Ø 3/4	8 Ø3/4	8Ø 5/8	8Ø 5/8	8Ø 5/8
N+16.15	EST"A"	5/16A25	5/16 A 25	5/16-25	5/16A25	5/16 A 12.5
	EST"B"	5/16A25	5/16A25	5/16A25	5/16A25	5/16 A 12.5
COLUMNA		K-6	K-7	K-8	K-9	
N-7.40	"A"	8Ø12	12Ø1"	8 Ø 1"	12Ø 1"	
A	"B"	8Ø1"	8Ø1"	4 Ø 1"	12Ø3/4	
N+6.70	EST"A"	3/8A25	3/8A25	3/8A25	3/8A25	
	EST"B"	3/8A25	3/8A25	3/8A25	3/8A25	
N+6.70	"A"	4Ø1"+4Ø3/4	4Ø1"+8Ø3/4	8Ø1"	4Ø3/4+8Ø1"	
A	"B"	8 Ø3/4	8Ø5/8	4Ø3/4	8Ø3/4	
12.10	EST"A"	5/16A25	5/16A25	5/16A25	5/16A25	
	EST"B"	5/16A25	5/16A25	5/16A25	5/16A25	
N+12.10	"A"	8Ø3/4	8Ø3/4	4Ø3/4 + 4Ø1"	4Ø3/4+ 4Ø1"	
A	"B"	8Ø5/8	8Ø5/8	4Ø3/4	8Ø3/4	
N+17.50	EST"A"	5/16A25	5/16A25	5/16A25	5/16A25	
	EST"B"	5/16A25	5/16A25	5/16A25	5/16A25	

COLINAS DE BUELA INGENIEROS CIVILES

COLUMNA A1-2

DISEÑO DE
COLUMNA DE ESTRIBOS

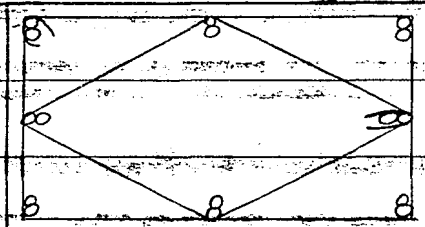
B= 50.00 T= 40.00 FC= 200.0 FY= 4200.0 PHIC= 0.750 PHIS= 0.900

USE= 16 NO. 6 VARS. AST = 45.41 CM² = 1.14 PCT. RECUB.= 2.500 CM.

FILA 1 FILA 2 FILA 3 FILA 4

NO. DE VARS 5 5 3 3
RECUB. 2.500 2.500 2.500 2.500

CONDICION DE CARGA	FUERZAS APLICADAS				CAPACIDAD ULTIMA			
	FA	FX	FY	MO	MAX	MYU	FAU/FA	
1	202.	1.	22.	328.	1.	35.	1.625	
2	169.	12.	17.	315.	22.	31.	1.867	
3	149.	10.	17.	299.	20.	34.	2.006	
4	177.	1.	32.	240.	1.	43.	1.355	
5	141.	1.	2.	507.	3.	7.	3.595	



0 16 ϕ 3/4"
EST. ϕ 5/16" @ 25

COLUMNAS DE BUEN INGENIEROS CIVILES

COLUMNA B1-2

DISEÑO DE COLUMNA DE ESTRIBOS

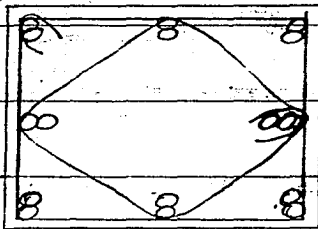
B = 50.00 T = 60.00 FC = 200.0 FY = 4200.0 PHIC = 0.750 PHIB = 0.900

USE = 16 NO. 5 VARS. AST = 32.00 CM² = 1.07 PCT. RECUB. = 2.500 CM.

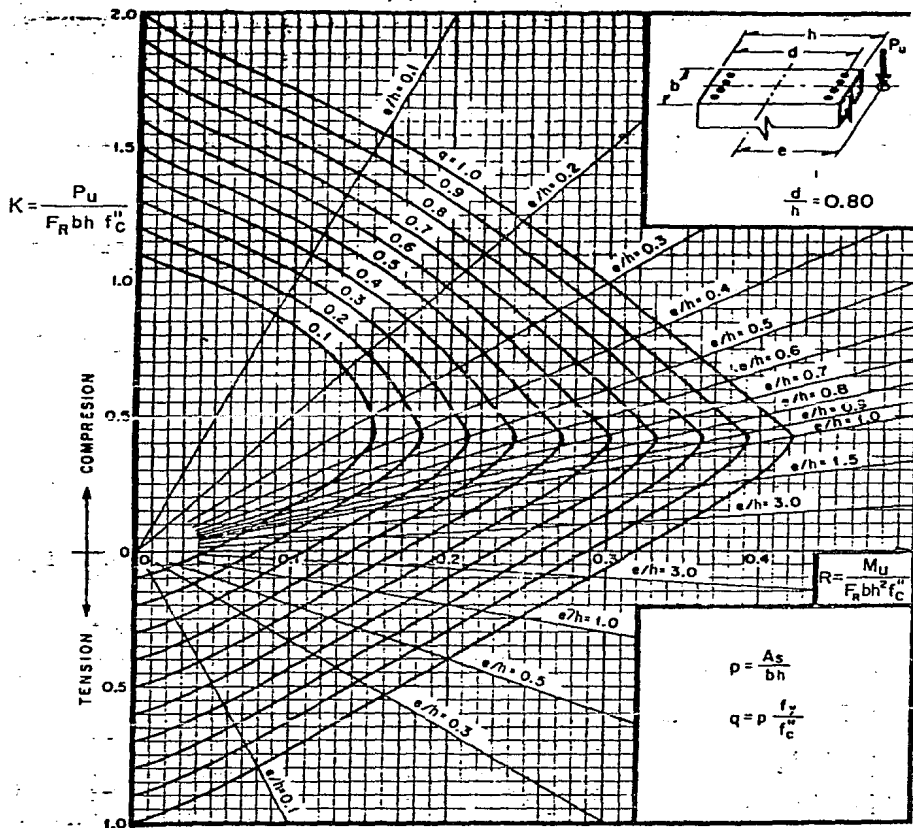
FILA 1 FILA 2 FILA 3 FILA 4

NO. DE VARS 5 5 3 3
 RECUB. 2.500 2.500 2.500 2.500

CONDICION DE CARGA	FUERZAS APLICADAS				CAPACIDAD ULTIMA			FAU/FA
	FA	MX	MY	FAU	MXU	MYU		
1	214.	4.	25.	230.	4.	26.	1.075	
2	169.	19.	19.	188.	21.	21.	1.116	
3	167.	12.	19.	210.	15.	23.	1.258	
4	179.	3.	30.	184.	3.	30.	1.030	
5	157.	3.	9.	303.	5.	17.	1.933	



Ø 16φ 5/8"
 EST. φ 5/16" @ 25



A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c'$; si $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c'}{1250}) f_c'$; si $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

Fig 7

LOSAS. Separación, s , de barras # 2.5 en lecho inferior

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 10, 11 \text{ y } 12 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 8, 9 \text{ y } 10 \text{ cm}$$

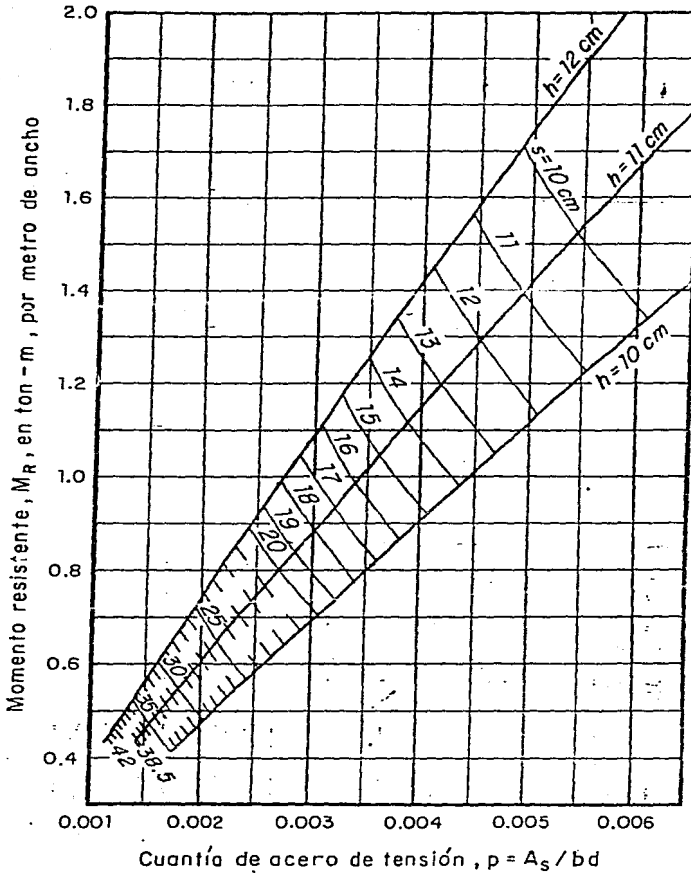


Fig 16

LOSAS. Separación, s , de barras # 2.5 en lecho superior

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$h = 10, 11 \text{ y } 12 \text{ cm}$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$d = 6, 7 \text{ y } 8 \text{ cm}$

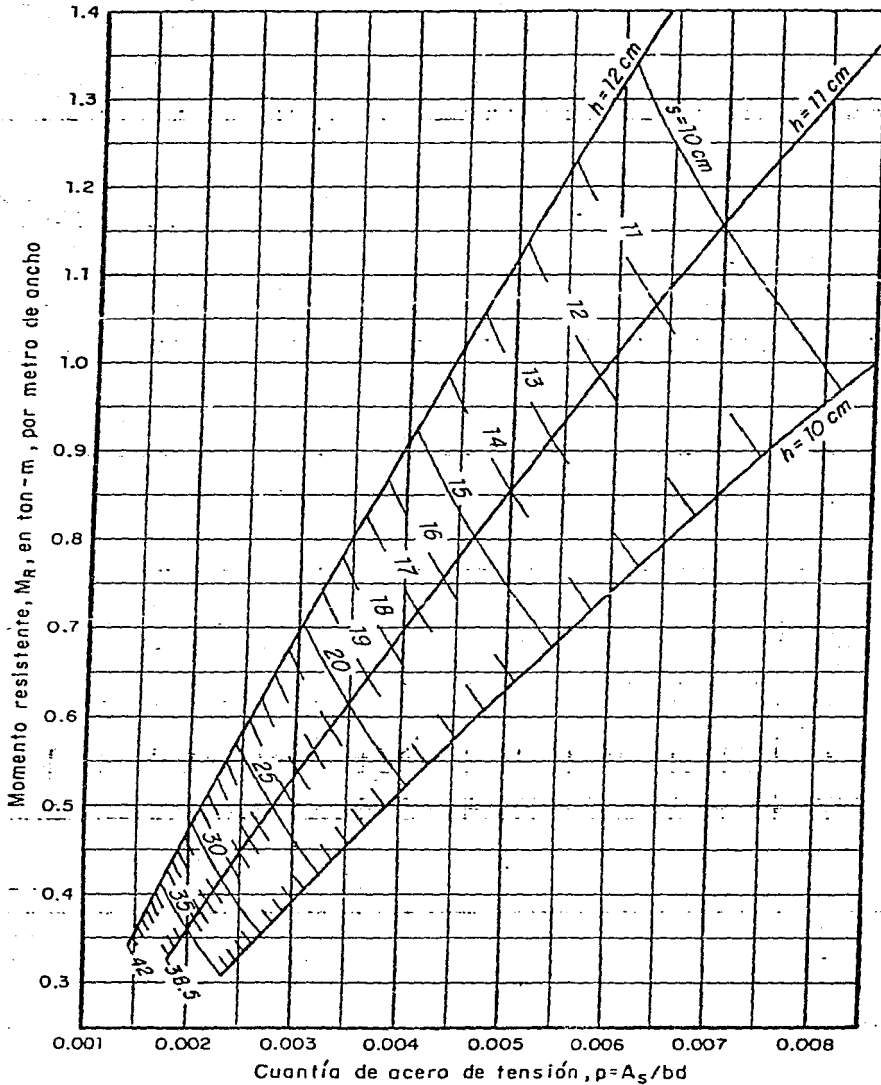


Fig 17

$f_c = 200$ kg/cm²

$f_y = 4200$ kg/cm²

$h = 10, 11, 12$ y 15 cm
 $d = 8, 9, 10$ y 13 cm

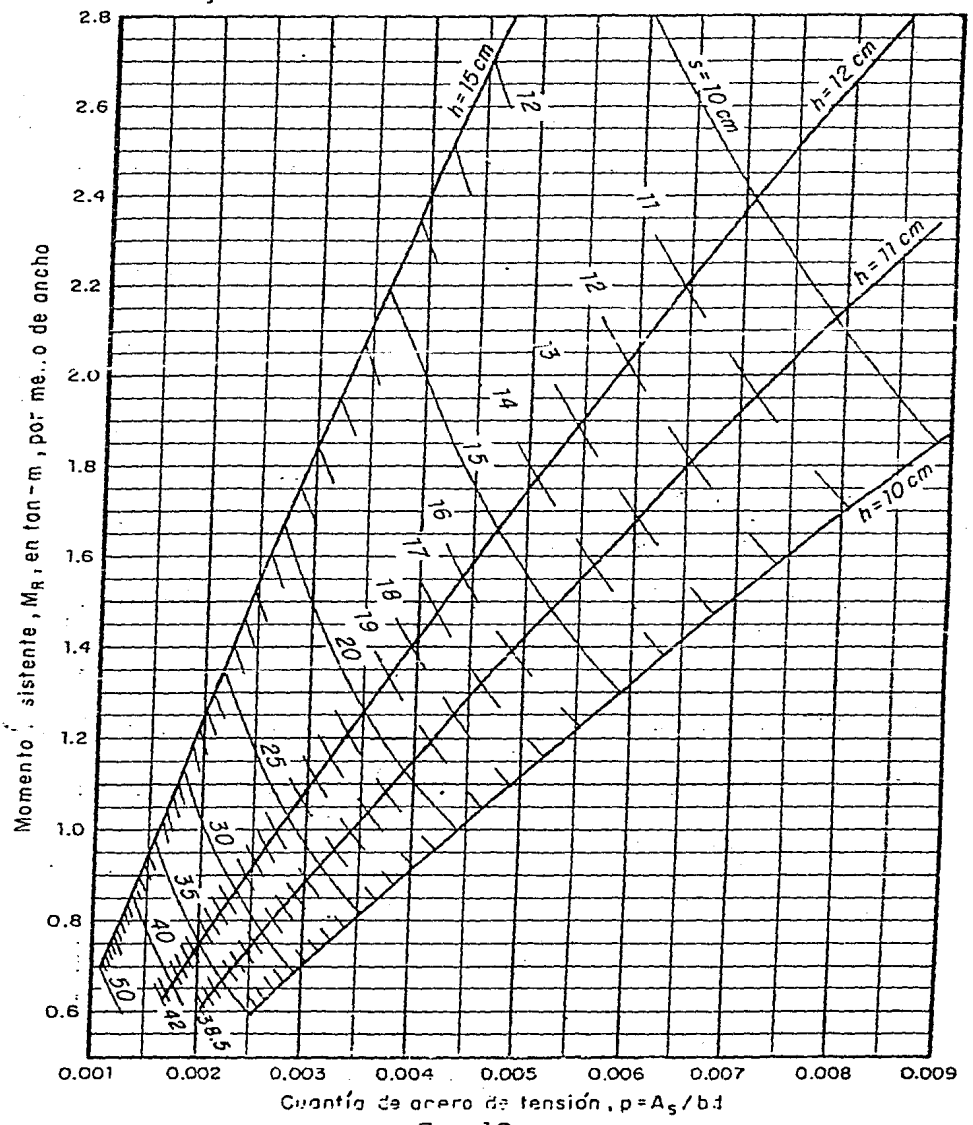


Fig 18

LOSAS. Separación, s , de barras # 3 en lecho superior

-180 -

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$h = 10, 11, 12 \text{ y } 15 \text{ cm}$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$d = 6, 7, 8 \text{ y } 11 \text{ cm}$

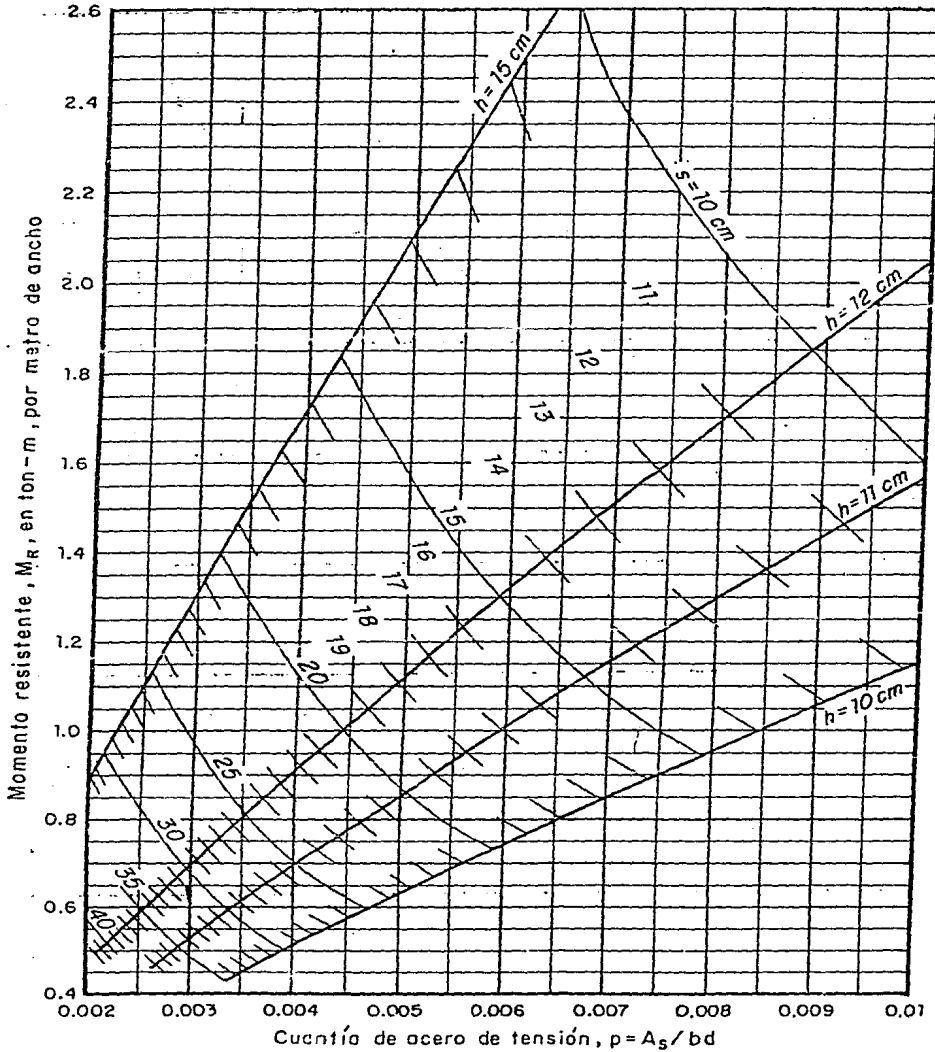


Fig 19

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

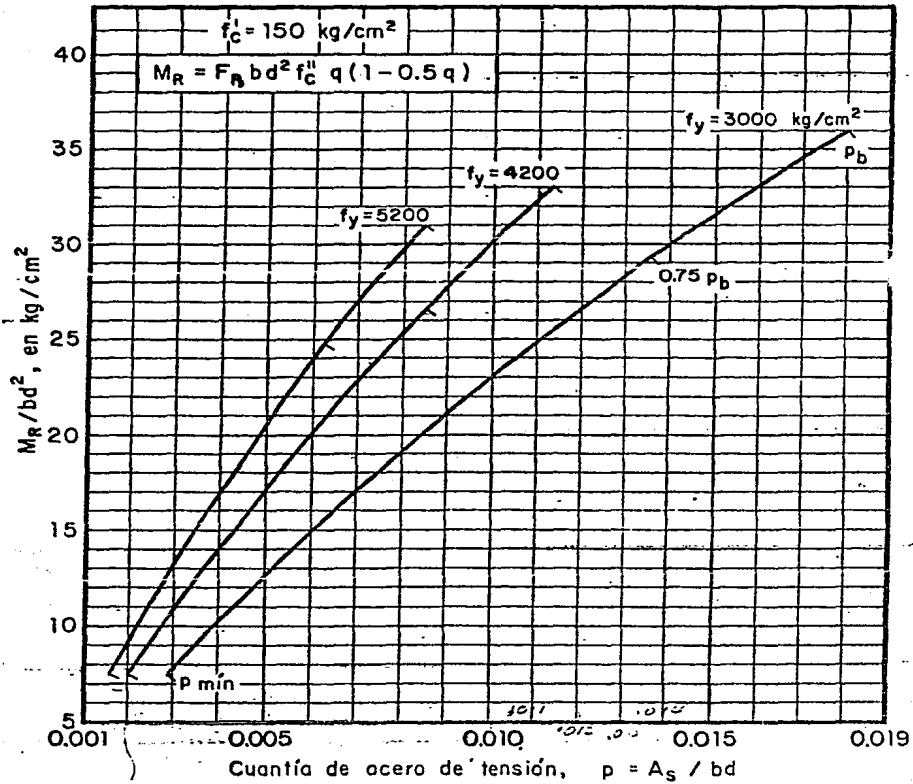


Fig 1

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

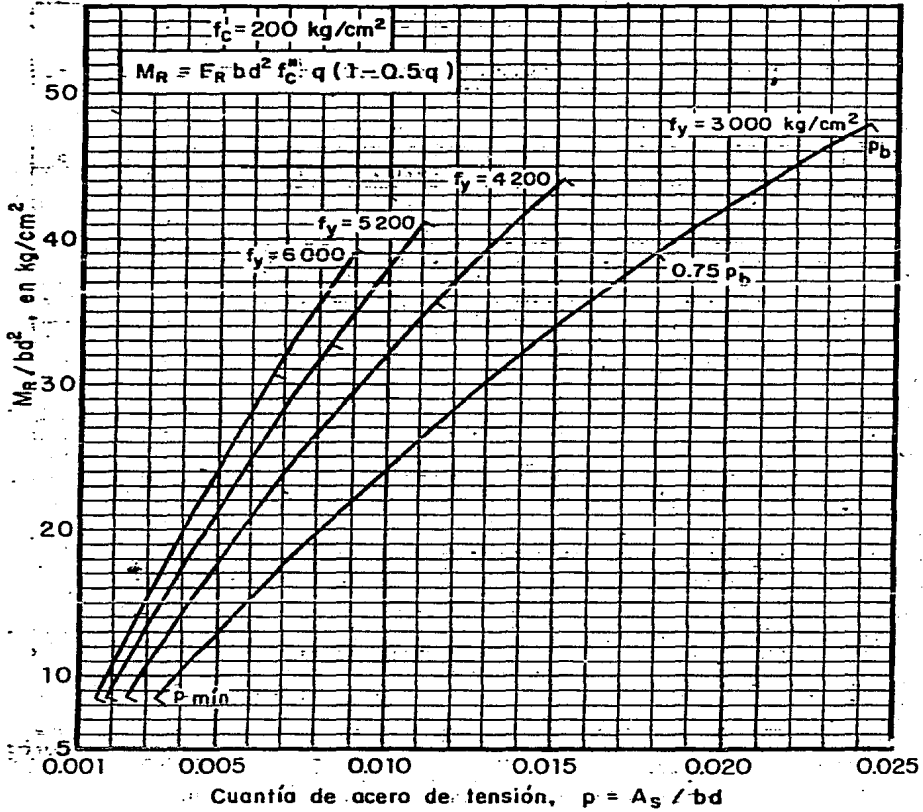


Fig 2

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

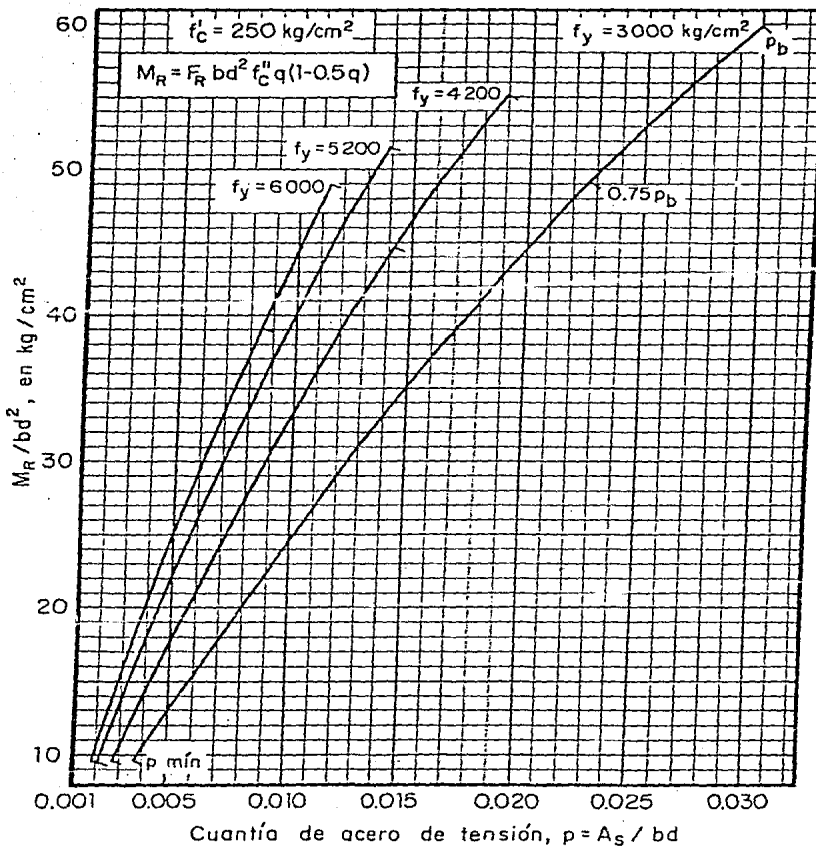


Fig 3

TABLA 1. CONSTANTES DE CALCULO

E_c (kg/cm ²)	f_c^*	f_c^{**}	$\sqrt{f_c^*}$	$0.5\sqrt{f_c^*}$	$\sqrt{f_c^*}$	$0.7\sqrt{f_c^*}$	E_c (kg/cm ²)
150	120	102	10.95	5.48	12.25	8.58	122500
200	160	136	12.65	6.33	14.14	9.90	141400
250	200	170	14.14	7.07	15.81	11.07	158100
300	240	204	15.49	7.75	17.32	12.12	173200
350	280	232.4	16.73	8.37	18.71	13.10	187100
400	320	253.8	17.89	8.95	20.00	14.00	200000

Se utilizaron las siguientes fórmulas

$$f_c^* = 0.8 f_c'$$

$$f_c^{**} = 0.85 f_c^* \text{ si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/m}^2$$

$$f_c^{**} = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \text{ si } f_c^* > 250 \text{ kg/m}^2$$

$$E_c = 10\,000 \sqrt{f_c'}$$

TABLA 2 DIAMETROS, PESOS Y AREAS DE BARRAS

Número de designación	Diámetro nominal		Peso kg/m	NUMERO DE BARRAS										Áreas de acero en cm ²
	pulg	mm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
2	1/4	6.4	0.248	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20	
2.5	5/16	7.9	0.388	0.49	0.98	1.47	1.96	2.45	2.94	3.43	3.92	4.41	4.90	
3	3/8	9.5	0.559	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.20	
4	1/2	12.7	0.993	1.27	2.54	3.81	5.08	6.35	7.62	8.89	10.16	11.43	12.70	
5	5/8	15.9	1.552	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.88	13.86	15.84	17.82	19.80	
6	3/4	19.0	2.235	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50	
7	7/8	22.2	3.042	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.28	27.16	31.04	34.92	38.80	
8	1	25.4	3.973	5.07	10.14	15.21	20.28	25.35	30.42	35.49	40.56	45.63	50.70	
9	1 1/8	28.6	5.028	6.41	12.82	19.23	25.64	32.05	38.46	44.87	51.28	57.69	64.10	
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92	15.84	23.76	31.68	39.60	47.52	55.44	63.36	71.28	79.20	
11	1 3/8	34.9	7.511	9.58	19.16	28.74	38.32	47.90	57.48	67.06	76.64	86.22	95.80	
12	1 1/2	38.1	8.938	11.40	22.80	34.20	45.60	57.00	68.40	79.80	91.20	102.60	114.00	

CAPITULO VI

DISEÑO DE JUNTAS ENTRE LOSAS Y COLUMNAS

1.- INTRODUCCION

REQUISITOS PARA UNIONES VIGA-COLUMNA:

LAS FALLAS EN UNIONES VIGA-COLUMNA HAN SIDO FRECUENTES Y PRESENTAN UN COMPORTAMIENTO GENERAL FRAGIL ; PARA EVITARLAS ES NECESARIO DISEÑAR ESTA UNIONES PARA QUE TENGAN UNA RESISTENCIA SUPERIOR A LOS MIEMBROS QUE CONECTA, DE MANERA QUE ESTOS PUEDAN DESARROLLAR TODA SU CAPACIDAD. TRES ASPECTOS PUEDEN LLEGAR A SER CRITICOS EN UNA UNION VIGA-COLUMNA.

- A).- EL CONFINAMIENTO DEL CONCRETO EN LA ZONA DE UNION.
- B).-EL ANCLAJE DE REFUERZO (ESPECIALMENTE COLUMNAS EXTREMAS)
- C).- LA RESISTENCIA EN CORTANTE DE LA CONECCION.

ES COMUN DESCONTINUAR EL REFUERZO TRANSVERSAL EN LA COLUMNA EN SU ZONA DE INTERSECCION CON EL SISTEMA DE PISO; ESTA PRACTICA ES INADECUADA, YA QUE DEBE PROPORCIONARSE CONFINAMIENTO AL CONCRETO Y RESTRICCION AL REFUERZO LONGITUDINAL TAMBIEN EN ESA ZONA DEBE MANTENERSE LA MISMA CANTIDAD DE ESTRIBOS QUE EN LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA (FIG. 6.2). CUANDO SE TRATA DE UNA COLUMNA INTERIOR, QUE TIENE VIGAS EN SUS CUATRO COSTADOS, LA SITUACION ES MUCHO MENOS CRITICA, YA QUE EL CONCRETO ADYACENTE PROPORCIONA RESTRICCION A LAS DEFORMACIONES TRANSVERSALES EN LA UNION; POR TANTO , SE PERMITE AUMENTAR AL DOBLE LA SEPARACION DEL REFUERZO EN LA UNION CON RESPECTO AL NECESARIO, EN LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA.

LA FALLA POR ANCLAJE EN UNIONES EXTREMAS HA SIDO DE LAS MAS FRECUENTES. CUANDO SE EMPLEAN BARRAS DE DIAMETROS GRANDES, ES POSIBLE QUE EL ANCHO DE LA COLUMNA NO SEA SUFICIENTE PARA PROPORCIONAR LA LONGITUD DE ANCLAJE NECESARIA AL REFUERZO LONGITUDINAL; EN ESE CASO DEBE OPTARSE POR EMPLEAR BARRAS DE MENOR DIAMETRO, O ENSANCHAR LA COLUMNA O PROPORCIONAR ALGUN ANCLAJE MECANICO AL REFUERZO. EN TODO CASO, EL REFUERZO LONGITUDINAL QUE DEBA TERMINARSE EN UNA UNION VIGA-COLUMNA, SE PROLONGARA

HASTA LA CARA LEJANA DE LA COLUMNA Y TENDRÁ UN DOBLES A 90° SEGUIDO DE UN TRAMO RECTO CON LAS CARACTERISTICAS MOSTRADAS EN LA FIGURA 6.3. ADEMÁS, TENDRÁ UNA LONGITUD DE ANCLAJE DENTRO DE LA COLUMNA INFERIOR A LOS VALORES ESPECIFICADOS EN LA MISMA FIGURA.

CUANDO SE DISEÑE PARA $Q=6$, DEBERÁ REVISARSE QUE LA FUERZA CORTANTE QUE SE PRESENTA EN LA ZONA DE UNION CUANDO SE LLEGUE A FORMAR ARTICULACIONES PLASTICAS DE SIGNOS CONTRARIOS EN LAS CARAS DE LA JUNTA NO EXCEDA DE LOS VALORES SIGUIENTES:

$$V_u \leq FR 6 \sqrt{f_c} b d, \text{ SI HAY VIGAS EN LAS CUATRO CARAS DE LA JUNTA.}$$

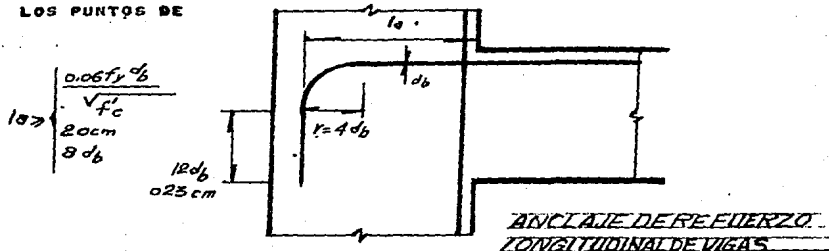
$$V_u \leq FR 5 \sqrt{f_c} b d, \text{ SI ALGUNA DE LAS CARAS ES EXTREMA (DE LA JUNTA).}$$

B Y D SON EL ANCHO E EL PERALTE EFECTIVO DE LA SECCION DE LA COLUMNA EN LA JUNTA PARA LA DIRECCION EN QUE ACTUA LA FUERZA CORTANTE. LAS FUERZA CORTANTE EN Kg. Y SECCIONES EN CM.

LA CONDICION DE FUERZAS EN LA JUNTA CUANDO SE ALCANZA LOS MOMENTOS MAXIMOS DE LAS VIGAS EN AMBAS CARAS DE LA JUNTA SE ILUSTRAN EN LA FIGURA 6.4). DE LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO SE TIENE:

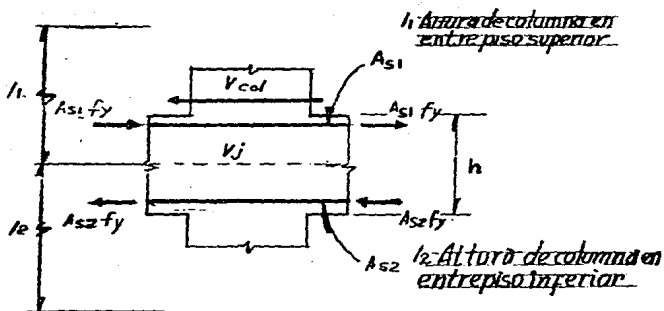
$$V_j = (A_{s1} + A_{s2}) f_y - V_{COL.}$$

LA EVALUACION DE LA EXPRESION ANTERIOR SE DIFICULTA PORQUE EL CORTANTE EN LA COLUMNA, $V_{COL.}$ DEPENDE DE LA POSICION DE LOS PUNTOS DE



INFLIXIONEN LA MISMA CUANDO SE FORMAN LAS ARTICULACIONES PLAS-
TICAS EN LAS VIGAS. UNA EXPRESION APROXIMADA PARA CALCULAR VJ
ES :

$$V_j = (A_{s1} + A_{s2}) f_y \left(1 - \frac{1.5 h}{L_1 + L_2} \right)$$



FUERZA CORTANTE EN UNA UNIÓN VIGA-COLUMNA

REVISION DE LAS COLUMNAS A CORTANTE.

LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS NO DEBE SER MAYOR QUE:

- * A) $850 \sqrt{F_y} \times \phi \sqrt{V_s}$ LONGITUDINALES $\phi 5/8'' = 13 \times 1.59 = 20$ CMS.
 $\phi 3/4 = 13 \times 1.90 = 25$ CMS.
 $\phi 1'' = 13 \times 2.54 = 30$ CMS.
- * B) $48 \times \phi \sqrt{V_s}$ DE ESTRIBOS $\phi 3/8'' = 48 \times 0.95 = 45$ CMS.
 $\phi 5/16 = 48 \times 0.79 = 35$ CMS.
- * C) -MENOR DIMENSION DE LA COLUMNA = 50 CMS.

ESTAS SEPARACIONES SE REDUCIRAN A LA MITAD EN LAS UNIONES DE LAS COLUMNAS CON LA LOSA, EN UNA LONGITUD NO MENOR QUE:

LA DIMENSION TRANSVERSAL MAXIMA DE LA COLUMNA
 1/6 DE SU ALTURA LIBRE
 60 CMS. ARRIBA Y ABAJO DE LA UNION.

CORTANTE QUE TOMA EL CONCRETO

$$V_{CR} = [0.5 FR BD FE] [1 + 0.007 P_u/A_g]$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 50 \times 60 \sqrt{136} [1 + 0.007 (160,000/3000)]$$

$$V_{CR} = 19.22 \text{ TON. } \#^*$$

$$A_v = \frac{V_u - V_{CR}}{FR F_y \text{ SEN } \phi}$$

$$A_v = \frac{31 - 19.22}{0.8 \times 42000 (1)} = 0.0004 \text{ M}^2 = 4 \text{ CM}^2$$

USEMOS VARILLAS DE $\phi 3/8$ Y TENDREMOS :

$$S = \frac{FR A_v F_y D}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{FR A_v F_y}{3.56} \quad * \text{ R.D.D.F. (JULIO 1977) SECCION 4.2.2 PAG. 67}$$

* * EN TODOS LOS EJES EXCEPTO EL 2 Y 3 EL VU QUE ACTUA ES IGUAL

$$S = \frac{0.8 \times 0.71 \times 4200 \times 60}{31000 - 19220} \leq \frac{0.8 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 50}$$

12 cm. \leq 14 cm.

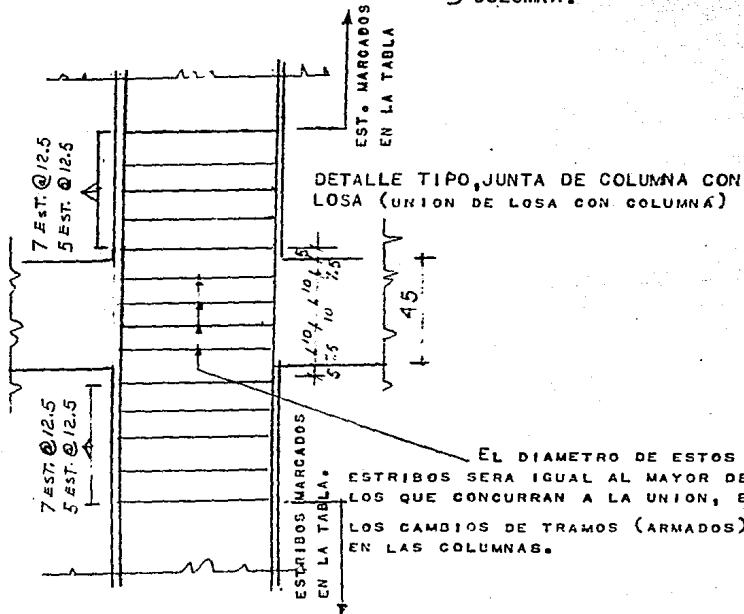
REVISIÓN DE LOS TRAMOS DE COLUMNAS DEL EJE 2 Y 3 EN "C"
EL DISEÑO ANTERIOR FUE PARA EL PRIMER TRAMO.

EL SEGUNDO TIENE 27 TON. DE VU QUE SE PODRIA IGUALAR AL ANTERIOR
Y EL ULTIMO PASA CON EL MISMO.

DEBIDO A LAS UNIONES DE COLUMNAS A LOSA EN ESTOS EJES SE MANDARA
LO SIGUIENTE:

- 1ER. Y 2O. TRAMO \emptyset 3/8 A CADA 12.5 CM. } A TODO LO LARGO DE LA COLUMNA.
3 ER. TRAMO \emptyset 5/16 A CADA 12.5 CM }

EN COLUMNA 50 x 80
EN COLUMNA 50 x 60



CAPITULO VII

IDEAS SOBRE EL PROCESO DE CONSTRUCCION DEL EDIFICIO Y PROBLEMAS ESPECIALES QUE PRESENTA.

INTRODUCCION:

PROCESO CONSTRUCTIVO .- LA ETAPA CONSTRUCTIVA REPRESENTA LA CULMINACION DE LOS ESTUDIOS Y PROYECTOS TRATADOS EN LOS CAPITULOS ANTERIORES.

SON MUCHOS LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION QUE PUEDEN SEGUIRSE POR LO QUE DEBE HACERSE UN ELECCION ADECUADA A LAS NECESIDADES Y CARACTERISTICAS PARTICULARES DE CADA PROYECTO. ESTO SE VERA REFLEJADO TANTO EN COSTO COMO EN TIEMPO.

GENERALMENTE DEBE CUMPLIRSE CON UN PLAZO DE EJECUCION, DE AHI QUE PODRIA PENSARSE QUE TODO RECAE Y SE INICIA CON UN PROGRAMA DE OBRAS. DE ESTE SE CONOCE EL TIEMPO DE EJECUCION DE LAS PRINCIPALES ACTIVIDADES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.

DEBEN ESTUDIARSE BIEN LAS ALTERNATIVAS QUE SE PIDEN PARA LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS ELIGIENDO AQUELLA CONVENIENTE DESDE EL PUNTO DE VISTA ECONOMICO Y DE TIEMPO. CON ESTO SE ELABORAN REDES QUE DARAN LUGAR AL PROGRAMA DEFINITIVO.

EN ESTE CASO SE DISTINGUE EL PROCESO DE EXCAVACION DADO EL GRAN VOLUMEN QUE HABRA DE MOVERSE.

HAY QUE CONSIDERAR LAS PRECAUCIONES QUE DEBEN TOMARSE EN LA COLINDANCIA CON EL EDIFICIO COLINDANTE, Y ANALIZAR LAS RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO DE SUELOS.

DENTRO DE LA ETAPA DE CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA, - HAY DOS CONCEPTOS QUE ADQUIEREN GRAN IMPORTANCIA. POR UNA PARTE EL CIMBRADO, DEL QUE DEPENDERA TOTALMENTE EL AVANCE GENERAL, Y POR OTRA EL COLADO, DE NO EFECTUARSE A TIEMPO, RETRAZARA OTRAS ACTIVIDADES.

ES IMPORTANTE HACER NOTAR QUE EL CONCRETO HABRA DE ELEVARSE A ALTURAS SUPERIORES A LOS 25 M., EN LA ETAPA FINAL .

LO IMPORTANTE DE ESTA ETAPA ES VISUALIZAR EL PROYECTO EN SU CONJUNTO, DETECTANDO LOS GRANDES PROBLEMAS Y DANDO SOLUCIONES APROPIADAS.

OTRA COSA IMPORTANTE ES ESTAR CONCIENTE QUE ESTE NO ES UN PROCESO ESTÁTICO. FRECUENTEMENTE SE PRESENTAN SITUACIONES IMPREVEDIDAS QUE OBLIGAN QUE HAYA UNA DINÁMICA PARA IR AJUSTANDO Y CORRIGIENDO PROGRAMAS Y PROCEDIMIENTOS. ESTO ES, DEBE HABER UN CONTROL ESTRICTO QUE EVITE O REDUZCA AL MÍNIMO ESAS SITUACIONES QUE FINALMENTE SE TRADUCEN EN PERDIDAS DE TIEMPO Y AUMENTO EN EL COSTO.

PARA LAS ACTIVIDADES BÁSICAS ES CONVENIENTE ESTUDIAR UN CURSO ALTERNO PARA SEGUIRLO EN CASO NECESARIO. ESTO ES IMPORTANTE TANTO PARA LOGRAR EL PROGRAMA DE OBRA, COMO PARA HACER UN CALENDARIO DE MANTENIMIENTO U OTRO SERVICIO SIN QUE SE INTERRUMPA EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN. EL SUMINISTRO DE MATERIALES ES IMPORTANTE DESDE DOS PUNTOS DE VISTA:

EN PRINCIPIO SON INDISPENSABLES EL PROCESO DEBIENDO CONTAR CON ELLOS EN EL MOMENTO PRECISO. POR OTRA PARTE, EL NO ADQUIRIRLOS OPORTUNAMENTE LLEVA ASOCIADO GENERALMENTE UN AUMENTO EN EL COSTO. PUEDE Y DEBE HACERSE SOBRE TODO EN OBRAS DE GRAN MAGNITUD, UN PROGRAMA DE COMPRAS QUE SE BASA EN EL DE CONSTRUCCIÓN. POR SUPUESTO ESTO TOMARÁ EN CUENTA LA POSIBLE CONVENIENCIA DE ADQUIRIR LOS MATERIALES CON MUCHA ANTICIPACIÓN.

PROGRAMA GENERAL DE OBRA

NO PUEDE PENSARSE ACTUALMENTE EN LLEVAR A CABO UNA OBRA DE CIERTA MAGNITUD SIN CONTAR CON UN PROGRAMA GENERAL. EN EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN INTERVIENEN ACTIVIDADES TAN COMPLEJAS Y DIVERSAS QUE OBLIGAN A ESTUDIAR DETENIDAMENTE EL MOMENTO MÁS OPORTUNO PARA EL INICIO DE CADA UNA DE ELLAS.

COMO YA SE MENCIONA ESTE PROGRAMA ORIGINA QUE SE DERIVEN MUCHOS OTROS, COMO LOS DE MAQUINARIA, PERSONAL, MATERIALES, RECURSOS ECONÓMICOS ETC., CUYA FINALIDAD ES HACER QUE EN LA

OBRA SE CUENTE OPORTUNAMENTE CON LOS RECURSOS NECESARIOS Y VER DE ANTEMANO QUE LO QUE SE PREVEE ESTÁ DENTRO DE LA CAPACIDAD DEL CONSTRUCTOR. ESTO LLEVA LOGICAMENTE A UN APROVECHAMIENTO OPTIMO DE LOS RECURSOS.

SE INICIA CON ELLO UN PROCESO EN EL QUE SE VA CONTROLANDO LA OBRA EJECUTADA, COMPARANDOLA CON LO PROGRAMADO. LOGICAMENTE HABRÁ DIFERENCIAS QUE HABRAN DE ESTUDIARSE CON MUCHO DETENIMIENTO.

EN OCASIONES SE DEBEN A SITUACIONES IMPREVICIBLES QUE EN MUCHOS CASOS SON INDEPENDIENTES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN SÍ. EN LA MAYORIA DE LOS CASOS SON CAUSADOS POR DEFICIENCIAS EN LA PROGRAMACION, UNA FALTA DE CONTROL EN EL PROCESO O BIEN LA ELECCION DE UN PROCEDIMIENTO INADECUADO. POR SUPUESTO, ESTO TRAE CONSIGO UN INCREMENTO EN EL COSTO TOTAL DE LA OBRA.

LO PRIMERO QUE DEBE HACERSE ES IDENTIFICAR LAS ACTIVIDADES RELEVANTES. NORMALMENTE PARA LLEVAR UN ORDEN, DICHAS ACTIVIDADES SE REUNEN EN GRANDES GRUPOS DE ACUERDO A SUS CARACTERISTICAS, Y LA ETAPA DEL PROCESO A LA QUE PERTENECE. ESTE DESCGLOSE NO DEBE SER EXCESIVO, EN CUYO CASO NO SE LOGRARIA UNA SIMPLIFICACION DEL PROBLEMA. PARA CADA ACTIVIDAD SE REQUIEREN LOS VOLUMENES DE OBRA A EJECUTAR. SE ELABORA UNA RED EN LA QUE SE REFLEJA LA FRECUENCIA DE ACTIVIDADES Y LA LIGA EXISTENTE ENTRE UNA Y OTRAS.

ESTE PROCESO NO ES SENCILLO SE QUIERE DE CIERTA EXPERIENCIA Y UN CONOCIMIENTO CLARO DEL ORDEN LOGICO EN QUE DEBEN EJECUTARSE LOS TRABAJOS. EN GRAN PARTE, LA BUENA PROGRAMACION DEPENDERÁ DE LAS SUPOSICIONES HECHAS.

EL OTRO FACTOR DECISIVO SERÁ LA DURACION ASIGNADA A CADA ACTIVIDAD.

LO UNICO CONOCIDO A CIENCIA CIERTA SON LOS VOLUMENES DE OBRA, PARA CONOCER LA DURACION HAY QUE INTRODUCIR LA CONCEPCION DE RENDIMIENTO.

ESTE VARIA DE UNA ZONA A OTRA, DE UNA EPOCA A OTRA Y DEPENDE

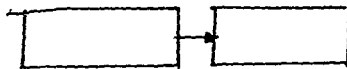
DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO QUE SE SIGA. SU IMPORTANCIA ES TAL QUE DEBERAN HACERSE ESTUDIOS PARA SU DETERMINACION, RECURRIENDO BASICAMENTE A EXPERIENCIAS ANTERIORES.

TENIENDO YA LA RED DE ACTIVIDADES, Y LOS TIEMPOS DE EJECUCION DE CADA UNA, OBTENIDOS A PARTIR DE LOS VOLUMENES POR EJECUTAR Y LOS RENDIMIENTOS PUEDEN EMPLEARSE DISTINTOS PROCEDIMIENTOS PARA CALCULAR LA SERIE DE ACTIVIDADES QUE NO ACEPTAN RETRAZO, ES DECIR, SON CRITICAS. PRINCIPALMENTE EXISTEN DOS PROCEDIMIENTOS: CPM (RUTA CRITICA) Y PERT. EN LA CONSTRUCCION SE EMPLEA EL PRIMERO QUE ES UN METODO DETERMINISTA QUE DEFINE UNA DURACION ESPECIFICA PARA CADA ACTIVIDAD.

SU USO ES SENCILLO. POR OTRA PARTE EL PERT ES UN METODO PROBABILISTICO, QUE DEFINE DURACIONES MEDIAS, OPTIMISTAS Y PESIMISTAS PARA CADA ACTIVIDAD. EN GENERAL SOLO SE APLICA EN PROYECTOS COMPLEJOS EN LOS QUE HAY TRABAJOS DESCONOCIDOS, CUYA DURACION ES IMPOSIBLE DE DEFINIR DETERMINISTICAMENTE.

2,1 METODO DE LA RUTA CRITICA

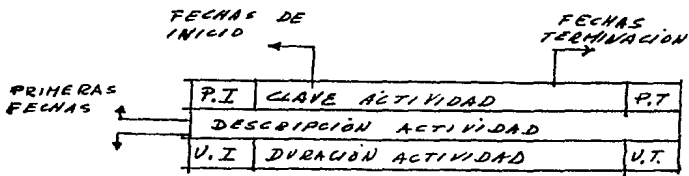
EN SU PRIMERA ETAPA ES NECESARIA LA CONSTRUCCION DE LA RED DE ACTIVIDADES YA MENCIONADA. EN SU FORMA MAS SIMPLE ES:



LOS NUDOS REPRESENTAN ACTIVIDADES Y LAS LINEAS LA LIGA QUE HAY ENTRE ELLAS. PUEDE USARSE OTRA NOTACION DONDE LAS ACTIVIDADES ESTAN REPRESENTADAS POR FLECHAS. SIN EMBARGO ESTA NOTACION REQUIERE DE ACTIVIDADES FICTICIAS QUE COMPLICAN NOTABLEMENTE LA RED.

AL HACER LA RED SE SUPONE QUE UNA ACTIVIDAD PUEDE REALIZARSE HASTA QUE SE HAYAN TERMINADO LAS QUE LE PRECEDEN. POR OTRA PARTE QUE LAS ACTIVIDADES SON INDEPENDIENTES, RELACIONANDOSE UNIDAMENTE EN CUANTO A SU SECUENCIA DE EJECUCION.

CON LA RED TERMINADA, PUEDE EMPEZAR LA ETAPA DE CALCULO. SE ACOSTUBRA EMPLEAR LA SIGUIENTE CONVENCION PARA CADA NUDOS



DONDE: P.I. = PRIMERA FECHA DE INICIO .
P.T. = PRIMERA FECHA DE TERMINACION .
U.I. = ULTIMA FECHA DE INICIO .
U.T. = ULTIMA FECHA DE TERMINACION .

EL CALCULO DE CADA UNA DE ELLAS PUEDE RESUMIRSE COMO SIGUE:

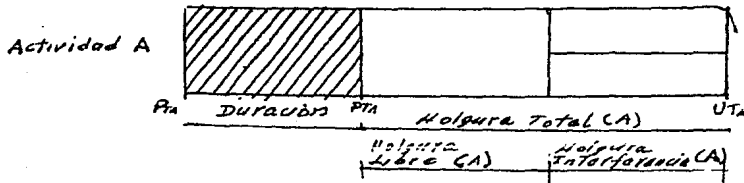
- A).-LA PRIMERA FECHA DE INICIO SERA LA MÁYOR DE LAS PRIMERAS FECHAS DE TERMINACION DE LAS ACTIVIDADES PRECEDENTES LIGADAS A ESTA.
- B).-LA PRIMERA FECHA DE TERMINACION SERA LA P.I. MAS LA DURACION DE LA ACTIVIDAD.
- C).-LA ULTIMA FECHA DE TERMINACION SERA LA MENOR DE LAS ULTIMAS FECHAS DE INICIO DE LAS ACTIVIDADES SUBSECUENTES LIGADAS A ESTA.
- D).-LA ULTIMA FECHA DE INICIO SERA LA U.T. MENOS LA DURACION DE LA ACTIVIDAD.

CON LO ANTERIOR SURGEN LOS CONCEPTOS DE HOLGURA .SON TRES PRINCIPALMENTE. HOLGURA TOTAL ES EL TIEMPO QUE PUEDE RETRAZARSE UNA ACTIVIDAD SIN RETRAZAR LA FECHA DE TERMINACION DE LA OBRA. SE CALCULA COMO LA DIFERENCIA ENTRE LA PRIMERA Y LA ULTIMA FECHA DE TERMINACION DE LA ACTIVIDAD. HOLGURA LIBRE ES EL LAPSO QUE PUEDE RETRAZARSE UNA ACTIVIDAD SIN AFECTAR LA P.I. DE NINGUNA OTRA.

HOLGURA DE INTERFERENCIA ES EL TIEMPO QUE PUEDE RETRAZARSE LA TERMINACION DE LA OBRA AUNQUE AFECTANDO LOS INICIOS DE ALGUNA OTRA ACTIVIDAD.

AQUELLAS ACTIVIDADES CUYA HOLGURA TOTAL SEA IGUAL A CERO SERAN CRITICAS.

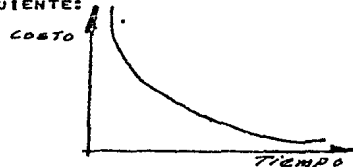
SIN EMBARGO, UNA RED NO ES FACIL DE VISUALIZAR RAPIDAMENTE, POR LO QUE SE ACOSTUMBRA PRESENTAR LOS RESULTADOS MEDIANTE BARRAS DE GANTT, A CADA ACTIVIDAD SE ASOCIA UNA BARRA DE - LAS CARACTERISTICAS SIGUIENTES:



ADEMAS DE DISTINGUIR FACIEMENTE LAS ACTIVIDADES QUE DEBEN - REALIZARSE SIMULTANEAMENTE, ÉSTA PRESENTACION FACILITA EL CONTROL DEL AVANCE DE LOS TRABAJOS.

ES LOGICO PENSAR QUE EL TIEMPO DE DURACION DE UNA ACTIVIDAD VA ASOCIADO A UN COSTO. PUEDE EJECUTARSE EN UN TIEMPO MENOR, AUNQUE HABRA^o QUE ASIGNAR MAS RECURSOS.

HAY VECES EN QUE POR ALGUNA CAUSA DESE COMPRIMIRSE LA RED, - ES DECIR, REDUCIR LA DURACION DEL PROYECTO. COMO YA SE HA - DICHO, ESTO SE LOGRARA^o A UN COSTO MAYOR. EN ESTOS CASOS SE VA MODIFICANDO LA RED, ACORTANDO LAS ACTIVIDADES CRITICAS, CALCULANDO EL COSTO ASOCIADO A ESTA NUEVA ALTERNATIVA. EN LA - MAYORIA DE LAS OCASIONES ESTO HACE QUE SE VIELVAN CRITICAS QUE NO LO ERAN. REPITIENDO EL PROCESO PUEDE CONSTRUIRSE UNA CURVA QUE TENDRA^o LA FORMA SIGUIENTE:



CON ELLA SE TOMARA^o LA DECISION EN CUANTO AL TIEMPO DE DURACION MAS CONVENIENTE.

HAY QUE HACER NOTAR QUE A MEDIDA QUE DISMINUYES EL TIEMPO - HABRA^o UN NUMERO MAYOR DE PERSONAS DEDICADAS A ALGUN TRABAJO PUDIENDO PRODUCIRSE UN DECREMENTO EN EL RENDIMIENTO COMO -

CONSECUENCIA DE UNA DISMINUCION EN LA LIBERTAD DE EJECUCION DE LA ACTIVIDAD.

LO QUE SE DEBE QUEDAR BIEN CLARO ES EN QUE ESTA ETAPA SE DEFINEN LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS QUE SE SEGUIRAN. PARA MAYOR FACILIDAD, SE IRAN EXPONENDO A LO LARGO DE LOS PUNTOS SIGUIENTES.

3.-PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION:

ANTES DE PODER ANALIZAR ALTERNATIVAS, ES NECESARIO CONOCER LO MEJOR POSIBLE LAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO Y EL PROCEDIMIENTO GENERAL DE CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA .

EL TERRENO ES DE FORMA IRREGULAR, DE 715.50 M2 APROXIMADAMENTE.

LA EXCAVACION HABRA DE HACERSE HASTA LOS 1.60 M. ABAJO DEL NIVEL DE BANQUETA. EL PERIMETRO DEL TERRENO EN CUANTO A EXCAVACION NO PRESENTA PROBLEMAS.

DE LO HASTA AHORA EXPLICADO SE OBSERVA QUE SE TRATA DE UN TERRENO RELATIVAMENTE GRANDE, DONDE PUEDEN TRABAJAR MAQUINAS PESADAS CON BASTANTE LIBERTAD. ESTO HACE QUE EL PROCESO DE EXCAVACION SE HAGA RAPIDAMENTE.

SE HA CONSIDERADO QUE DEBE DARSE PRIORIDAD A LA PARTE CENTRAL EN CUANTO A EXCAVACION CON OBJETO DE EMPEZAR CUANTO ANTES LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION DE LAS ZAPATAS AISLADAS Y TRABES DE LIGA.

3.1 - EXCAVACION A CIELO ABIERTO:

CUANDO SE CUENTA CON FACILIDADES, HACER LA EXCAVACION A CIELO ABIERTO RESULTA MEJOR. MIENTRAS QUE NO HAYA ALGUN ELEMENTO QUE INTERFIERA CON LA ACTIVIDAD, ES EL PROCESO CON QUE SE LOGRA EXCAVAR MAYORES VOLUMENES A UN MENOR COSTO.

LA MAQUINARIA QUE HABRA DE EMPLEARSE DEBERA ELEGIRSE A PARTIR DE SUS CARACTERISTICAS PROPIAS, DEL MATERIAL QUE SE MANEJARA Y DEL TIEMPO QUE DURARA LA ACTIVIDAD.

EN ESTE CASO EL TERRENO ES DURO, PRINCIPALMENTE EN LOS ESTRATOS SUPERIORES, DONDE SE REQUERIRA UN TRACTOR CON ESCARIFICADOR O DESCARRADOR. SU CAPACIDAD ESTARA DADA POR EL VOLUMEN QUE HABRA

DE MANEJARSE EN UN TIEMPO DADO POR EL PROGRAMA GENERAL DE OBRA.

SIEMPRE ES CONVENIENTE IDEAR LAS ETAPAS DE QUE CONSTARA EL PROCESO PARA LO QUE SON SUMAMENTE UTILES DIAGRAMAS.

HABIENDO LLEGADO A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACION DE 1.60 BAJO NIVEL DE BANQUETA, DEBE CONSTRUIRSE UN MURO PERIMETRAL, APOYADO DIRECTAMENTE SOBRE EL TERRENO, CON ZAPATAS CORRIDAS Y TRABES DE LIGA CON LAS ZAPATAS AISLADAS.

PARA LO ANTERIOR SE RECOMIENDA VER EL PLANO NUMERO 1 ANEXO.

PARA LA CARGA DE LOS CAMIONES SE REQUERIRA OTRO TIPO DE EQUIPO. PUEDE PENSARSE EN UN CARGADOR FRONTAL, YA QUE PUEDE CONSIDERARSE QUE EL MATERIAL ESTARA SUELTO, NO REQUIRIENDOSE GRAN PODER DE ATAQUE. TAMBIEN PODRIA EMPLEARSE UNA RETROEXCAVADORA, AUNQUE SE EMPLEA COMUNMENTE EN AQUELLOS SITIOS DONDE EL FRENTE DE ATAQUE SE ENCUENTRA ABAJO DEL NIVEL DE PISO.

DE ESTA FORMA SE CONSIDERARA EL EMPLEO DE UN TRACTOR D-7 Y UN CARGADOR SOBRE ORUGAS. LOS CAMIONES ENTRARAN AL FRENTE DE ATAQUE POR LA RAMPA DE ACCESO.

LLEGARA UN MOMENTO EN QUE SE REQUIERA DE UNA RETROEXCAVADORA SOBRE TODO EN LA ULTIMA ETAPA.

EL FACTOR CLIMATOLOGICO DEBERA SER TOMADO EN CUENTA. LOS TRABAJOS SE DIFICULTAN NOTABLEMENTE CUANDO SE TIENEN LLANTAS. ES DECIR, HABRA QUE TOMAR EN CUENTA LAS CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO, EPOCA DEL AÑO EN QUE SE TRABAJA Y TIPO DE OBRA, PARA ELEGIR EL EQUIPO QUE MEJOR SE ADAPTE A LAS CONDICIONES.

3.1.1 BALANCEO DEL EQUIPO :

EN EL PROCESO DE EXCAVACION QUE SE CONSIDERA, PUEDEN DISTINGUIRSE VARIAS FASES : AFLOJAR EL MATERIAL O EXCAVAR, ACARREAR, ACOMODAR, CARGAR Y ACARREAR EL MATERIAL FUERA DE LA OBRA.

EL TRACTOR ES UN EQUIPO EMPLEADO FUNDAMENTALMENTE PARA PROCESOS DE EXCAVACION, ACARREO A DISTANCIAS CORTAS Y ACOMODO, DADA SU GRAN POTENCIA Y Poca VELOCIDAD.

PUESTO QUE EL TRACTOR EJECUTA LA PRIMERA PARTE DEL PROCESO, EL ESTUDIO DEBERA EMPEZAR POR VER SI LA CAPACIDAD PROPUESTA

ES COMPATIBLE CON EL TIEMPO DE EJECUCION DISPONIBLE. DESPUES SE VERA CUANTOS CARGADORES DE UNA CAPACIDAD DETERMINADA SERAN NECESARIOS PARA MOVER EL VOLUMEN ACOMODADO POR EL TRACTOR. FINALMENTE, EL NUMERO DE CAMIONES NECESARIOS PARA NO INTERRUMPIR EL TRABAJO DEL CARGADOR.

SE CONSIDERA QUE ESTA SELECCION DEL EQUIPO ES APROPIADA PARA EL PROCESO DE EXCAVACION PRINCIPALMENTE POR LA DUREZA DEL MATERIAL.

3.2.- EXCAVACION DE LA ZONA DE COLINDANCIA.

EN ESTE CASO LOS TRABAJOS SON MAS DIFICILES. POR UNA PARTE NO SE PUEDE PENSAR EN EXCAVAR TOTALMENTE EL VOLUMEN RESTANTE. HAY QUE HACERLO POCO A POCO DADO EL EMPUJE PRODUCIDO POR EL TERRENO COLINDANTE Y LA POSIBILIDAD DE QUE SE PRESENTE UNA FALLA LOCAL. POR OTRA PARTE, EL ESPACIO SE REDUCE NOTABLEMENTE POR LO QUE LOS RENDIMIENTOS TENDRAN QUE DISMINUIR.

SE CONSIDERÓ QUE LO MAS CONVENIENTE ERA HACER UNA SERIE DE CONTRAFUERTE EN COLINDANCIA, QUE UNA VEZ UNIDAS AL RESTO DE LA ESTRUCTURA, SOPORTARIAN EL EMPUJE DEL TERRENO COLINDANTE.

EL PROCESO PODRIA DESCRIBIRSE DE LA FORMA SIGUIENTE:

- 1.-EN PRINCIPIO HABRIA QUE HACER LA EXCAVACION CORRESPONDIENTE A LOS CONTRAFUERTE, A BASE DE ZAPATAS CORRIDAS, MURO DE CONTENCIÓN Y ZAPATAS AISLADAS PERIMETRALES.

EN LA EXCAVACION DE ZAPATAS CORRIDAS Y MUROS DE COLINDANCIA, SE LLEGARIA APROXIMADAMENTE A 1.00 M. ABAJO DEL NIVEL DEL PISO DEL ESTACIONAMIENTO MAS BAJO, PARA PODER ALOJAR LAS ZAPATAS CORRESPONDIENTES. ESTAS EXCAVACIONES SE DEBERAN HACER EN FORMA ALTERNADA.

- 2.-CON LA EXCAVACION TERMINADA SE COLARIA LA ZAPATA DEL CONTRAFUERTE Y ENSEGUIDA LOS MUROS HASTA LLEGAR AL NIVEL DE BANQUETA.

LOS MUROS DEBERAN UNIRSE AL RESTO DE LA ESTRUCTURA CONFORME SE AVANZARA EN LA EXCAVACION DEL VOLUMEN RESTANTE.

- 3.-CON LAS ZAPATAS YA COLADAS, PUEDEN COLARSE LOS DADOS SIMULTANEAMENTE CON LOS DADOS Y TRABES DE UNION DE BASE DE

UNION DE COLUMNAS.

DE ESTA FORMA, MEDIANTE UN PROCESO CONSTRUCTIVO RELATIVAMENTE RAPIDO, SE SUSTITUYE UN VOLUMEN DE TERRENO NATURAL POR UN ELEMENTO ESTRUCTURAL QUE SOPORTA LOS EMPUJES DEL TERRENO COLINDANTE.

3.- SERA NECESARIO COLAR SIMULTANEAMENTE, LAS ZAPATAS CON SUS DADOS Y TRABES DE LIGAJE

4.- CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA::

DENTRO DEL PROCESO DE CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA DESTACAN TRES PARTES: EL MURO PERIMETRAL, LA CIMENTACION Y LA ESTRUCTURA EN SI. CADA UNO DE ELLOS SE TRATARA EN LOS PUNTOS SIGUIENTES.

EL MURO PERIMETRAL ES SUMAMENTE INTERESANTE. EXCAVAR A 1.5 METROS DE PROFUNDIDAD EN LA MAYOR PARTE DEL PREDIO IMPLICA BUSCAR UN SISTEMA PARA NO DEESTABILIZAR LAS PAREDES, POR LO QUE SE PENSÓ EN UN MURO QUE RESISTIERA EL EMPUJE DEL TERRENO SIN NECESIDAD DE UN APUNTALAMIENTO.

EN CUANTO A LA CIMENTACION, ES IMPORTANTE EL VOLUMEN DE ACERO Y CONCRETO QUE REQUIERE.

EN LA ESTRUCTURA NOS ENCONTRAMOS CON QUE EL PROCESO DE CIMENTADO RESULTA CRITICO EN MUCHAS OASIONES. ES UNA ACTIVIDAD EN LA QUE SE INVIERTE MUCHO TIEMPO Y LIMITA LAS DEMAS. ESTO HACE QUE TRATEN DE BUSCARSE SISTEMAS QUE AGILICEN EL PROCESO Y QUE AUMENTEN EL RENDIMIENTO DE LOS TRABAJADORES.

4.1 MURO PERIMETRAL.

DE LOS CROQUIS DEL TERRENO MOSTRADOS HASTA AHORA RESULTA OBVIO QUE EL MURO PERIMETRAL PUEDE RESULTAR CRITICO.

EL PROCEDIMIENTO QUE SE SIGUE NORMALMENTE ES EXCAVAR TRAMOS PEQUEÑOS, COLOCAR UN ELEMENTO DE RETENCION O ADEME QUE RESISTA LOS EMPUJES NO POR SI MISMO, SINO POR LA COLOCACION DE UNA SERIE DE TROQUELES.

EN OTROS CASOS CUANDO LOS SUELOS LO PERMITEN, SE CUELA UN MURO MILAN, REALIZANDOSE LA EXCAVACION Y TROQUELAMIENTO POCO A

A POCO.

PUEDE CONSIDERARSE QUE UN TROQUELAMIENTO DE ESTE TIPO NO ERA CONVENIENTE.

LO MAS CONVENIENTE ERA ENCONTRAR UN PROCEDIMIENTO QUE PERMITIERA EXCAVAR LA TOTALIDAD DEL VOLUMEN A CIELO ABIERTO (EXCEPTO LA ZONA COLINDANTE) RETENIENDO EL EMPUJE DE LAS PAREDES DE LA EXCAVACION SIN ESPERAR A QUE ESTUVIERA PARTE DE LA ESTRUCTURA.

4.2 CIMENTACION.

LA CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION RESULTA SUMAMENTE IMPORTANTE PRINCIPALMENTE POR LOS VOLUMENES DE MATERIALES QUE DEBERAN MANEJARSE.

ANTERIORMENTE MENCIONAMOS QUE DESDE EL PUNTO DE VISTA ESTRUCTURAL LA ELECCION DE ZAPATAS AISLADAS, CORRIDAS Y MUROS DE CONTENCIÓN DEPENDIA DE CONSIDERACIONES ECONOMICAS Y DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

SE PUEDE OBSERVAR EN EL PLANO # 1 DE CIMENTACION, LA DISTRIBUCION DE ZAPATAS AISLADAS, ZAPATAS CORRIDAS Y MUROS DE CONCRETO DE CONTENCIÓN, CON TABLAS DE ARMADOS DE ZAPATAS Y MUROS, ASI COMO DE COLUMNAS.

LA VELOCIDAD DE CONSTRUCCION DE ZAPATAS AISLADAS Y SU ECONOMIA CONSTRUCTIVA, ORIGINO QUE FUERA LA ELECCION DE CIMENTACION MAS CONVENIENTE.

4.3 SUPERESTRUCTURA:

EN EL PROCESO DE LA SUPERESTRUCTURA, SE DISTINGUEN TRES GRANDES ACTIVIDADES CONSTRUCTIVAS: CIMBRADO, COLOCACION DE ACERO Y COLADO.

E COLADO RESULTA IMPORTANTE SI SE CONSIDERA POR UNA PARTE EL VOLUMEN TOTAL DE CONCRETO QUE SE MANEJARA Y LA ALTURA A QUE HABRA DE ELEVARSE A PARTIR DE CIERTO ESTADO DE AVANCE DE LA OBRA. EXISTEN MUCHAS ALTERNATIVAS PARA MANEJAR EL CONCRETO. NORMALMENTE EN UNA OBRA DE EDIFICACION DONDE EL FACTOR DETERMINANTE ES LA ALTURA O LA DISTANCIA, SE EMPLEAN BOMBAS O GRUAS CON BACHAS. ES CONVENIENTE CONTAR CON AMBAS OPCIONES, TENIENDOSE LA SEGUNDA DE

ELLAS COMO APOYO PARA CASO DE FALLA.

DEPENDIENDO DE LA CAPACIDAD DE LAS BOMBAS SE REQUERIRA^o NO REBOMBEO PARA LOS PISOS SUPERIORES. ACTUALMENTE HAY BOMBAS QUE LOGRAN ELEVAR EL CONCRETO A ALTURAS MAYORES A LOS 90 M. REQUIEREN DE TUBERIA ESPECIAL POR LAS GRANDES PRESIONES QUE SE PRODUCEN CUANDO SE TRABAJA BAJO ESTAS CONDICIONES, SON FRECUENTES LOS TAPONES EN LA TUBERIA COMO CONSECUENCIA DE LA PERDIDA DE LECHADA EN LA UNION DE CADA TRAMO Y EL ROZAMIENTO, QUE RESECA LA MEZCLA POR SUPUESTO, EN ESTOS CASOS ES NECESARIO EL USO DE ADITIVOS - FLUIDIZANTES. SE APROVECHA EL HECHO DE QUE SIEMPRE EXISTE UNA GRUA EN ESTE TIPO DE OBRAS, PARA COLAR CON BACHA EN CASO NECESARIO. NO SE EMPLEA SIEMPRE ESTE PROCEDIMIENTO PORQUE ES MUY LENTADO EL VOLUMEN QUE PUEDE MANEJARSE POR CICLO, Y LAS GRANDES DISTANCIAS QUE GENERALMENTE HAY ENTRE LA OLLA REVOLVEDORA Y EL SITIO COLADO.

UN SISTEMA EMPLEADO EN ALGUNOS CASOS ES MEDIANTE ALGUNA PLUMA O BRAZO QUE PUEDE GIRAR O EXTENDERSE COLOCANDO EL CONCRETO EN EL PUNTO PRECISO, SIN NECESIDAD DE ESTAR HACIENDO CAMBIOS DE TUBERIA. REQUIERE LOGICAMENTE DE UNA BOMBA EN LA PARTE INFERIOR, POR LO QUE PUEDE CONSIDERARSE QUE ESTO ES UN SISTEMA DE DISTRIBUCION UNA VEZ HA LLEGADO EL CONCRETO A LA PLANTA - DONDE SE REQUIERE. LAS DESVENTAJAS QUE SE LE PUEDEN ENCONTRAR SON POR UNA PARTE LA INVERSION QUE SIGNIFICA, Y POR OTRA, LA NECESIDAD DE CONTAR CON GENTE CAPACITADA PARA OPERARLO Y MANTENERLO.

LOS PROCEDIMIENTOS MENCIONADOS, BOMBEO Y GRUA CON BACHA - PARA APOYO, SON LOS QUE SE EMPLEAN GENERALMENTE EN OBRAS DE ESTE TIPO. POR LO TANTO, EN CUANTO A LA ETAPA DE COLADO NO PUEDE PENSARSE EN UNA DISMINUCION NOTABLE EN CUANTO A RENDIMIENTOS.

EN LO REFERENTE A COLOCACION DE ACERO SUCEDE ALGO SIMILAR EL PROCEDIMIENTO PUEDE DIVIDIRSE A SU VEZ EN HABILITADO Y COLOCADO. PUEDEN INTRODUCIRSE MEJORAS EN EL HABILITADO MEDIANTE EL USO DE MAQUINARIA PARA CORTADO, DOBLADO DE VARILLA Y PARA

HACER ESTRIBOS .

PUEDEN LOGRARSE MUY BUENOS RESULTADOS SI A PARTIR DE UN DESPIECE DEL ACERO POR PLANTA, SE FUERA HABILITANDO Y COLOCANDO EN SU LUGAR CORRESPONDIENTE. ESTO TRAERIA COMO CONSECUENCIA UNA DISMINUCION DEL DESPERDICIO DE ACERO Y POR LO TANTO EN EL COSTO, AUNQUE REQUIERE DE UN ORDEN Y DISCIPLINA AL QUE HAY QUE ACOSTUMBRAR AL TRABAJADOR EN NUESTRO PAIS.

FINALMENTE QUEDA LA FASE DEL CIMBRADO, DONDE PUEDE LOGRARSE UN AUMENTO NOTABLE EN LOS RENDIMIENTOS.

AUN ACTUALMENTE EN ALGUNAS OBRAS SE EMPLEA CIMBRA DE MADERA. LA INTRODUCCION DE CIMBRA METALICA REPRESENTA UN AVANCE NOTABLE, PRINCIPALMENTE POR SU FACILIDAD DE COLOCACION Y EL NUMERO DE USOS QUE PUEDE DARSELE.

PARA EL CIMBRADO DE MUROS Y COLUMNAS PODRIA BUSCARSE TAMBIEN ALGUN TIPO DE CIMBRA METALICA. ACTUALMENTE ESTA TENIENDO AUGE LA CIMBRA FORMADA POR UN MARCO METALICO QUE FUNCIONA COMO BASTIDOR PARA UNA HOJA DE MADERA. SON DE FACIL COLOCACION Y PUEDE DARSELES MAS USOS QUE A LA MADERA SOLA.

5. COMENTARIOS :

TODO LO ESCRITO EN ESTE CAPITULO NO ES MAS QUE UNA DESCRIPCION SENCILLA DE ALGUNAS CONSIDERACIONES MAS IMPORTANTES QUE HAN DE HACERSE EN LA FASE DE CONSTRUCCION.

EN ESTA ETAPA SE REALIZAN GRAN CANTIDAD DE ESTUDIOS, PRINCIPALMENTE ECONOMICOS PARA LA ELECCION DE OPCIONES, EN LAS QUE TIENE MUCHA IMPORTANCIA LA EXPERIENCIA DEL CONSTRUCTOR, PUES NO SIEMPRE AQUELLO DE MENOR COSTO ES LO MEJOR NI DEBE CONSIDERARSE COMO NORMA DE SELECCION.

DEBEN ESTABLEGERSE CONTROLES ESTRICTOS EN TODAS LAS AREAS.

EN PRINCIPIO TODO VA ENCAMINADO A CUMPLIR CON UN PROGRAMA GENERAL DE OBRA, QUE NO DEBE SER RAZON PARA DESCUIDAR LA CALIDAD DE LA CONSTRUCCION. ES INDISPENSABLE UN CONTROL DE MATERIALES, QUE EN OBRAS DE ESTE TIPO SE REFIERE PRINCIPALMENTE A ACEY CONCRETO.

UN PROBLEMA DE RESISTENCIA PUEDE TENER REPERCUSSIONES ESTRUCTURALES Y SER MOTIVO DE RETRASOS.

OTRO CONTROL NECESARIO ES DE PRODUCCION O AVANCE. SU FINALIDAD ES DETECTAR LAS DESVIACIONES QUE SE VAN PRODUCIENDO RESPECTO A LO PLANEADO Y TRATAR DE ENCONTRAR LAS CAUSAS CON OBJETO DE TOMAR LAS MEDIDAS NECESARIAS.

LA FASE CONSTRUCTIVA SIEMPRE DEBE ADELANTARSE A LOS HECHOS, TRATANDO DE EVITAR MEDIDAS CORRECTIVAS. SIN EMBARGO ESTO ES DIFICIL REQUIRIENDOSE ADEMAS DE UN CONOCIMIENTO PROFUNDO DEL PROYECTO Y UNA GRAN VISION, UNA EXPERIENCIA QUE SOLO DA EL TIEMPO Y EL ESTUDIO.

C A P I T U L O V I I I

CONCLUSIONES

CON LA CONSTRUCCION DE ESTE EDIFICIO, SE COLABORA A RESOLVER UNO DE LOS GRANDES PROBLEMAS QUE AFRONTAN LAS GRANDES CONCENTRACIONES URBANAS, COMO LA CIUDAD DE MEXICO, CON UN CRECIMIENTO EN FORMA EXPLOSIVA, PROVOCADO POR DIFERENTES FACTORES, SIENDO UNO DE LOS PRINCIPALES EL DE QUE LAS ZONAS URBANAS SON UN POLO DE ATRACCION PARA LA REALIZACION DE DIVERSAS ACTIVIDADES. ESTA ATRACCION ORIGINA LA NECESIDAD DE CREAR ESPACIOS PARA EL DESARROLLO DE LAS DIFERENTES ACTIVIDADES. PROBLEMAS DE ESTE TIPO TRAEN CONSIGO DIFERENTES RESTRICCIONES, COMO, LA DIFICULTAD DE LOCALIZAR PREDIOS DE GRANDES DIMENSIONES, LA CONCENTRACION DE ACTIVIDADES SEGUN EL RAMO, ASI COMO LAS GRANDES DISTANCIAS QUE HAY QUE RECORRER PARA TRASLADARSE DE UN LUGAR A OTRO DENTRO DE LA CIUDAD.

LA CONSTRUCCION DE ESTE EDIFICIO VERTICAL SE ESTUDIO SIEMPRE CON LA FINALIDAD DE MANTENERSE DENTRO DEL PLANO COMPETITIVO Y TRATANDO EN TODO LO POSIBLE DE OPTIMIZAR LA UTILIDAD Y FUNCIONALIDAD DE LA ESTRUCTURA, DESDE EL PUNTO DE VISTA TECNICO, CONSTRUCTIVO, ECONOMICO Y DEL USUARIO.

ESTE EDIFICIO SE ESTUDIO PARA QUEDAR DEBIDAMENTE PAVIMENTADO Y DRENADO ADECUADAMENTE, Y BARRADO EN SUS CILINDRICIDADES CON LOS PREDIOS VECINOS.

ENTRADAS Y SALIDAS.- SE PROYECTO^o QUE LOS CARRILES FUERAN SEPARADOS, DEBIDAMENTE SEÑALADOS, PARA LA ENTRADA Y SALIDA DE VEHICULOS, CON UNA ANCHURA MINIMA DEL ARROYO DE DOS METROS CINCUENTA CENTIMETROS CADA UNO.

AREAS DE RECEPCION Y ENTREGA DE VEHICULOS.- LAS AREAS DE ESPERA Y RECEPCION ESTAN TEÑADAS, UBICADAS A CADA LADO DE LOS CARRILES, LAS QUE TIENEN UNA LONGITUD MINIMA DE SEIS METROS Y UNA ANCHURA NO MENOR DE UN METRO VEINTE CENTIMETROS; EL PISO TERMINADO ESTARA^o ELEVADO QUINCE CENTIMETROS SOBRE EL DE LA SUPERFICIE DE CIRCULACION DE VEHICULOS.

ALTURA LIBRE MINIMA.- LAS ALTURAS DE LAS DIFERENTES AREAS DE ESTACIONAMIENTO SE PROCURO QUE CUMPLIERAN CON UNA ALTURA LIBRE MINIMA DE DOS METROS DIEZ CENTIMETROS.

CAJONES .- EL NUMERO DE CAJONES Y SUS DIMENSIONES SE AJUSTARON A LO SEÑALADO POR LA LEY SOBRE ESTACIONAMIENTOS DE VEHICULOS EN EL DISTRITO FEDERAL Y SU REGLAMENTO.

VENTILACION.- SE PROYECTARON TENIENDO UNA VENTILACION NATURAL POR MEDIO DE VAMOS CON SUPERFICIE MINIMA DE UN DECIMO DE LA SUPERFICIE DE LA PLANTA CORRESPONDIENTE, O LA VENTILACION ADECUADA ARTIFICIAL PARA EVITAR LA ACUMULACION DE GASES TOXICOS, PRINCIPALMENTE EN LAS AREAS DE ESPERA DE VEHICULOS.

EN GENERAL TANTO EL PROYECTO ARQUITECTONICO, COMO EL DISEÑO ESTRUCTURAL SE RIGIO POR LAS NORMAS DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL, RESOLVIENDO NECESIDADES PARA EL BIENESTAR SOCIAL.

F I N .

REFERENCIAS

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.

PABLO ENRIQUEZ Y MEZA ING. STRESS ANALISIS DE ESTRUCTURAS, MEDIANTE COMPUTADORAS.

APUNTES DELLA CLASE DE DISEÑO ESTRUCTURAL.

REQUISITOS DE SEGURIDAD Y SERVICIO PARA LAS ESTRUCTURAS, DE LAS SERIES DEL INSTITUTO DE INGENIERIA.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, DE LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, GEOTECHNIA, CIMENTACIONES EN SUELOS, COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.- ENRIQUE BAZAN ZURITA Y ROBERTO MELI PIRALLA.