



39  
2ej.  
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**E.N.E.P. "ARAGON"**

**ANALISIS , DISEÑO Y FABRICACION DE ESTRUCTURA  
TRIDIMENSIONAL EN REMODELACION DE ESTACION  
DE SERVICIO PEMEX EN CD. NEZAHUALCOYOTL , EDO. MEX.**

**TESIS PROFESIONAL**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA :**

**JUAN ARTURO POSADAS GRANADOS**

**San Juan de Aragon , Edo de Mexico**

**Mayo 1998**

264259

**TESIS CON  
FALLA DE CONTEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCION

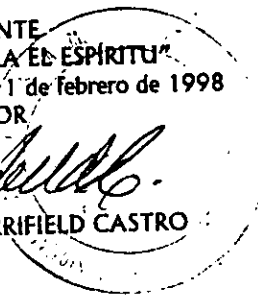
JUAN ARTURO POSADAS GRANADOS  
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 4 de febrero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. PASCUAL GARCÍA CUEVAS pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "ANÁLISIS, DISEÑO Y FABRICACIÓN DE ESTRUCTURA TRIDIMENSIONAL EN REMODELACIÓN DE ESTACIÓN DE SERVICIO PEMEX EN CD. NEZAHUALCÓYOTL, EDO. MEX.", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, México., 11 de febrero de 1998  
EL DIRECTOR

  
M en I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO





c c p Jefe de la Unidad Académica.  
c c p Jefatura del Area de Ingeniería Civil.  
c c p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/IIa.

**ANÁLISIS, DISEÑO Y FABRICACIÓN DE  
ESTRUCTURA TRIDIMENSIONAL EN  
REMODELACIÓN DE ESTACIÓN DE  
SERVICIO PEMEX, EN CIUDAD  
NEZAHUALCÓYOTL, EDO. MÉX.**



## ÍNDICE

### ANÁLISIS, DISEÑO Y FABRICACIÓN DE ESTRUCTURA TRIDIMENSIONAL EN REMODELACION DE ESTACION DE SERVICIO PEMEX EN CD. NEZAHUALCOYOTL, ESTADO DE MÉXICO.

#### INTRODUCCIÓN..... i

#### CAPÍTULO I: ESTRUCTURAS ESPACIALES DE ACERO

##### Sección 1. Reticulado de vigas y estructuras espaciales

1.1. Tipos de estructuras espaciales .....	1
1.2. Desarrollo de las estructuras espaciales .....	3
1.3. Eficiencia de las estructuras espaciales .....	3
1.4. Tipos de reticulados.....	4

##### Sección 2. Cálculo de estructuras espaciales

2.1. Métodos de análisis.....	8
2.2. Economía de las estructuras espaciales.....	9
2.3. Estandarización de las estructuras espaciales.....	10
2.4. Las estructuras espaciales en la naturaleza.....	11

#### CAPÍTULO II: DISEÑO ELÁSTICO

Notación.....	12
---------------	----

##### Sección 1. Cargas y fuerzas

1.1. Carga muerta.....	16
1.2. Carga viva.....	16
1.3. Impacto.....	16
1.4. Viento.....	16
1.5. Otras fuerzas.....	16
1.6. Cargas mínimas.....	16

##### Sección 2. Esfuerzos permisibles

2.1. Acero estructural.....	17
2.1.1 Tensión.....	17
2.1.2. Cortante.....	17
2.1.3. Compresión.....	17
2.1.4. Flexión.....	18
2.1.5. Aplastamiento.....	23
2.1.6. Aplastamiento sobre mampostería y concreto.....	23
2.1.7. Esfuerzos causados por viento y sismo.....	24

##### Sección 3. Esfuerzos combinados

3.1. Compresión axial y flexión (flexocompresión).....	25
3.2. Tensión axial y flexión (flexotensión).....	26
3.3. Cortante y tensión.....	26

##### Sección 4. Miembros y conexiones sometidas a variaciones repetidas de esfuerzos (fatiga)

4.1. Generalidades.....	28
-------------------------	----

##### Sección 5. Estabilidad y relación de esbeltez

5.1. Generalidades.....	29
5.2. Marcos arriostrados (desplazamiento lateral impedido).....	29
5.3. Marcos no arriostrados (desplazamiento lateral permitido).....	29
5.4. Relaciones máximas de esbeltez.....	29

##### Sección 6. Relaciones ancho espesor

6.1. Elementos en compresión no atiesados.....	30
6.2. Elementos en compresión atiesados.....	30

##### Sección 7. Trabes armadas de alma llena y vigas laminadas

7.1. Diseño.....	32
------------------	----

7.2. Alma.....	32
7.3. Patines.....	32
7.4. Desarrollo del patín.....	33
7.5. Atiesadores.....	33
7.6. Reducción del esfuerzo en el patín.....	36
7.7. Combinación de esfuerzos cortantes y de tensión.....	37
7.8. Empates.....	37
7.9. Fuerzas horizontales.....	37
7.10. Pandeo del alma.....	37
7.11. Restricción de la rotación en los puntos de apoyo.....	38
<b>Sección 8. Claros simples y claros continuos</b>	
8.1. Claros simples.....	39
8.2. Extremos restringidos.....	39
<b>Sección 9. Flechas, vibración y encharcamiento</b>	
9.1. Flechas.....	40
9.2. Vibración.....	40
9.3. Encharcamiento.....	40
<b>Sección 10. Área total y área neta</b>	
10.1. Definiciones.....	42
10.2. Área neta y área neta efectiva.....	42
10.3. Ángulos.....	43
10.4. Tamaño de los agujeros.....	43
10.5. Miembros conectados con pasador.....	43
10.6. Áreas efectivas del metal de soldadura.....	44
10.6.1. Soldaduras de ranura.....	44
10.6.2. Soldaduras de filete.....	45
10.6.3. Soldaduras de tapón y en cajas (agujeros alargados).....	46
<b>Sección 11. Conexiones</b>	
11.1. Conexiones mínimas.....	47
11.2. Conexiones excéntricas.....	47
11.3. Colocación de remaches, tornillos y soldaduras.....	47
11.4. Miembros con extremos sin restricción a la rotación.....	47
11.5. Miembros con extremos restringidos a la rotación.....	47
11.6. Placas de relleno.....	49
11.7. Conexiones de miembros en tensión y en compresión en armaduras.....	49
11.8. Miembros en compresión con uniones de apoyo por aplastamiento.....	49
11.9. Combinación de soldaduras.....	50
11.10. Remaches y tornillos en combinación con soldadura.....	50
11.11. Tornillos de alta resistencia (en conexiones por fricción) en combinación con remaches.....	50
11.12. Conexiones de campo.....	50
<b>Sección 12. Remaches y tornillos</b>	
12.1. Tornillos de alta resistencia.....	52
12.2. Área efectiva de aplastamiento.....	52
12.3. Agarres largos.....	52
12.4. Separación mínima.....	52
12.5. Distancia mínima al borde.....	53
12.6. Distancia máxima al borde.....	54
<b>Sección 13. Soldaduras</b>	
13.1. Generalidades.....	55
13.2. Tamaño mínimo de soldaduras de filete y soldaduras de penetración parcial.....	55
13.3. Tamaño máximo de soldaduras de filete.....	55
13.5. Soldaduras de filete intermitentes.....	56
13.6. Juntas traslapadas.....	56
13.7. Remates en extremos de soldaduras de filete.....	56

13.8. Soldaduras de filete en agujeros y cajas (agujeros alargados).....	56
13.9. Soldaduras de cajón y de caja.....	57
<b>Sección 14. Miembros armados</b>	
14.1. Vigas tipo cajón abierto y enrejados.....	58
14.2. Miembros en compresión.....	58
14.3. Miembros en tensión.....	60
<b>Sección 15. Contraflecha</b>	
15.1. Armaduras y vigas.....	61
15.2. Contraflecha para otros fines.....	61
15.3. Montaje.....	61
<b>Sección 16. Dilataciones y contracciones</b> .....	62
<b>Sección 17. Bases de columnas</b>	
17.1. Cargas.....	63
17.2. Alineación.....	63
17.3. Terminación.....	63
17.4. Cálculo de bases de columnas.....	63
<b>Sección 18. Pernos de anclaje</b> .....	66
<b>Sección 19. Fabricación</b>	
19.1. Contraflecha, curvado y enderezado.....	67
19.2. Corte con oxígeno (oxicorte).....	67
19.3. Alisado de bordes.....	67
19.4. Agujeros para construcción remachada y atornillada.....	67
19.5. Armado en construcciones de remaches o atornilladas con tornillos de alta resistencia.....	68
19.6. Construcción soldada.....	70
19.7. Juntas en compresión.....	70
<b>Sección 20. Pintura de taller</b>	
20.1. Requisitos generales.....	71
20.2. Superficies inaccesibles.....	71
20.3. Superficies de contacto.....	71
20.4. Superficies alisadas.....	71
20.5. Superficies adyacentes a soldaduras de campo.....	71
<b>Sección 21. Montaje</b>	
21.1. Contraventeo.....	72
21.2. Superficies de las conexiones temporales.....	72
21.3. Alineación.....	72
21.4. Ajuste de las juntas en compresión de columnas.....	72
21.5. Soldaduras de campo.....	72
21.6. Pintura de campo.....	72
<b>Sección 22. Control de calidad</b>	
22.1. Generalidades.....	73
22.2. Cooperación.....	73
22.3. Rechazos.....	73
22.4. Inspección de soldaduras.....	73
22.5. Identificación del acero.....	74
<b>CAPÍTULO III: DISEÑO POR VIENTO</b>	
<b>Sección 1. Introducción</b>	
1.1. Alcance.....	75
1.2. Notación.....	75
<b>Sección 2. Criterios de diseño</b>	
2.1. Consideraciones generales.....	76
2.2. Clasificación de las estructuras.....	76
2.3. Efectos a considerar.....	77
2.4. Estudios en el túnel de viento.....	77

2.5. Precauciones durante la construcción.....	78
<b>Sección 3. Método estático de diseño por viento</b>	
3.1. Presión de diseño.....	79
3.2. Corrección por exposición y por altura.....	79
3.3. Factores de presión.....	80
3.4. Presiones interiores.....	82
3.5. Área expuesta.....	83
<b>Sección 4. Diseño de elementos de recubrimiento</b> .....	84
<b>Sección 5. Empujes dinámicos paralelos al viento</b> .....	88
<b>Sección 6. Efecto de vórtices periódicos sobre estructuras prismáticas</b> .....	90

## **CAPÍTULO IV: DISEÑO POR SISMO**

<b>Notación</b> .....	92
<b>Sección 1. Elección del tipo de análisis</b>	
1.1. Análisis estático y dinámico.....	93
1.2. Método simplificado de análisis.....	93
<b>Sección 2. Espectros para diseño sísmico</b> .....	94
<b>Sección 3. Reducción de fuerzas sísmicas</b>	
3.1. Factor reductivo.....	95
<b>Sección 4. Factor de comportamiento sísmico</b> .....	96
<b>Sección 5. Condiciones de regularidad</b> .....	98
<b>Sección 6. Método simplificado de análisis</b> .....	99
<b>Sección 7. Análisis estático</b>	
7.1. Fuerzas cortantes.....	100
7.2. Reducción de las fuerzas cortantes.....	100
7.3. Péndulos invertidos.....	101
7.4. Apéndice.....	101
7.5. Momento de volteo.....	101
7.6. Efectos de torsión.....	101
7.7. Efectos de segundo orden.....	102
7.8. Efectos bidireccionales.....	102
7.9. Falla de cimentación.....	102
7.10. Revisión por rotura de vidrios.....	102
7.11. Comportamiento asimétrico.....	103
<b>Sección 8. Análisis dinámico</b>	
8.1. Análisis modal.....	104
8.2. Análisis paso a paso.....	104
8.3. Revisión por cortante basal.....	104
8.4. Efectos bidireccionales.....	105
<b>Sección 9. Análisis y diseño de otras construcciones nuevas</b>	
9.1. Tanques, péndulos invertidos y chimeneas.....	106
9.2. Muros de retención.....	106
<b>Sección 10. Estructuras existentes</b> .....	107
<b>Apéndice</b>	
A1. Alcance.....	108
A2. Notación adicional.....	108
A3. Tipo de análisis.....	109
A4. Espectros para diseño sísmico.....	109
A5. Análisis estático.....	109
A6. Análisis dinámico.....	110
A7. Interacción suelo-estructura.....	110

## **CAPÍTULO V: DISEÑO DE CIMENTACIONES**

### **Sección 1. Investigación del subsuelo**



1.1. Reconocimiento del sitio.....	114
1.2. Exploraciones.....	114
1.3. Determinación de propiedades.....	116
1.4. Investigación del hundimiento regional.....	116
<b>Sección 2. Verificación de la seguridad de las cimentaciones</b>	
2.1. Acciones de diseño.....	119
2.2. Factores de carga y de resistencia.....	119
2.3. Verificación de la seguridad de las cimentaciones someras (zapatas y losas).....	121
2.3.1. Estados límite de falla.....	121
2.3.2. Estados límite de servicio.....	123
2.4. Cimentaciones compensadas.....	124
2.4.1. Estados límite de falla.....	124
2.4.2. Estados límite de servicio.....	125
2.4.3. Presiones sobre muros exteriores de la subestructura.....	125
2.5. Cimentaciones con pilotes de fricción.....	125
2.5.1. Estados límite de falla.....	125
2.5.2. Estados límite de servicio.....	127
2.6. Cimentaciones con pilotes de punta o pilas.....	127
2.6.1. Estados límite de falla.....	127
2.6.2. Estados límite de servicio.....	129
2.7. Pruebas de carga en pilotes.....	129
2.8. Cimentaciones especiales.....	129
<b>Sección 3. Diseño estructural de la cimentación.....</b>	<b>130</b>
<b>Sección 4. Análisis y diseño de excavaciones</b>	
4.1. Estados límite de falla.....	131
4.2. Estados límite de servicio.....	133
<b>Sección 5. Observación del comportamiento de la cimentación.....</b>	<b>134</b>
 <b>CAPÍTULO VI: MEMORIA DE CÁLCULO</b>	
<b>Sección 1. Memoria descriptiva</b>	
1.1. Descripción de la estructuración adoptada.....	135
1.2. Análisis de cargas.....	135
1.3. Materiales.....	135
1.4. Criterios de diseño.....	136
1.5. Criterio de deformaciones.....	136
1.6. Cimentación.....	136
1.7. Reglamentos.....	136
1.8. Planos emitidos.....	136
1.9. Análisis estructural.....	137
1.9.1. Archivo de entrada.....	137
1.9.2. Fuerzas en los elementos.....	144
<b>Sección 2. Análisis de cargas cuerpo "A"</b>	
2.1. Carga muerta.....	179
2.2. Carga viva instantánea.....	180
2.3. Viento.....	180
2.4. Sismo.....	181
2.5. Combinación de cargas.....	182
<b>Sección 3. Revisión de las columnas</b>	
3.1. Revisión por compresión axial.....	183
3.2. Revisión por flexión.....	184
3.3. Revisión por flexión y compresión (flexocompresión).....	185
<b>Sección 4. Diseño de la soldadura en la base de las columnas.....</b>	<b>186</b>
<b>Sección 5. Diseño de las placas de base</b>	
5.1. Esfuerzo permisible en el concreto.....	187

5.2. Cálculo de l esfuerzo actuante en el concreto.....	187
5.3. Esfuerzo permisible de flexión en la placa de base.....	187
5.4. Cálculo del esfuerzo actuante de flexión.....	187
<b>Sección 6 Diseño de las anclas</b>	
6.1. Cálculo de la fuerza de tensión en las anclas.....	189
6.2. Cálculo del esfuerzo permisible de tensión.....	189
6.3. Cálculo del área requerida.....	189
6.4. Cálculo de la longitud de desarrollo.....	190
<b>Sección 7. Diseño de la cimentación</b>	
7.1. Cálculo de la presión del suelo.....	191
7.2. Diseño del armado de la zapata.....	192
7.3. Revisión de los dados de anclaje.....	194
<b>Sección 8. Análisis de cargas cuerpo "B"</b>	
8.1. Carga muerta.....	196
8.2. Carga viva instantánea.....	197
8.3. Viento.....	197
8.4. Sismo.....	198
8.5. Combinación de cargas.....	199
<b>Sección 9. Diseño de la cimentación</b>	
9.1. Cálculo de la presión del suelo.....	200
 <b>CAPITULO VII: RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES</b>	
<b>I. Recomendaciones</b>	
1.1. Fabricación de la superestructura.....	202
1.2. Construcción de la cimentación.....	205
1.3. Montaje.....	206
<b>II. Conclusiones.....</b>	<b>208</b>

## INTRODUCCIÓN

Vivimos en la edad de la «desmaterialización»; entendiendo por tal la disminución de la cantidad del material utilizado por unidad de potencia funcional, de capacidad de producción o de volumen ocupado.

La ingeniería y arquitectura de hoy debe tomar en conciencia de los imperativos del arte del hombre que la crea. Repartir cargas, distribuir esfuerzos, reducir momentos, sacar la máxima utilidad de la materia: tales son las tendencias que condicionan, cada día más el trabajo de ingenieros y arquitectos.

Esas tendencias caracterizan a la vez una nueva forma de construcción:

### *la estructura espacial.*

En esta nueva arquitectura de forma y de dimensiones, las ventajas técnicas y la belleza arquitectónica se armonizan estrechamente. Hasta un cierto punto, la estructura espacial puede ser considerada como una extensión al espacio de los sistemas de entramados tradicionales. Mientras que en estos últimos las líneas de acción de las fuerzas son coplanarias, en las estructuras espaciales se ramifican por el espacio.

Las tensiones se igualan en su mayor parte y constituyen sensiblemente un campo de fuerzas homogéneo, sin puntos de sobrecarga grande, confiriendo a la estructura una gran resistencia a las sollicitaciones exteriores. Las tensiones internas disminuyen, y con ellas las secciones necesarias de los elementos tensionados o comprimidos, lo que conduce a una ganancia apreciable de material. Estas ventajas vienen incrementadas con el empleo del acero para la constitución de las estructuras, pues este metal posee gran resistencia a la rotura.

No es raro encontrar actualmente cubiertas o paredes de acero realizadas en forma de estructura espacial cuyo peso unitario es de aproximadamente 5 kg/m<sup>2</sup>. Ya se vislumbra la posibilidad de levantar obras para las cuales el gasto de material por metro cúbico de espacio edificado será tan sólo un pequeño tanto por ciento del exigido por la construcción tradicional.

Existen además otros factores conducentes a una mayor economía y que explican el creciente apasionamiento por las estructuras espaciales, como son la prefabricación de los elementos constitutivos, su estandarización y la utilización de menos mano de obra.

Señalemos el caso de ciertas cúpulas que salvan espacios de más de 200 m sin pilares intermedios. Se hallan en estudio proyectos que prevén cubrir superficies de 400 m de diámetro.

La construcción espacial tiene ante sí un magnífico porvenir, a condición de que los arquitectos den pruebas de imaginación y atrevimiento en sus concepciones arquitectónicas y de que los ingenieros no vacilen al tener que abordar los complejos problemas de estabilidad, ayudándose en su tarea con las máquinas electrónicas.

# CAPÍTULO I

## ESTRUCTURAS

### ESPACIALES DE ACERO

---

- I RETICULADO DE VISAS Y ESTRUCTURAS ESPACIALES
- J CÁLCULO DE ESTRUCTURAS ESPACIALES

## **CAPÍTULO I. ESTRUCTURAS ESPACIALES DE ACERO**

### **1. RETICULADO DE VIGAS Y ESTRUCTURAS ESPACIALES**

En el curso de los últimos años las estructuras espaciales han suscitado un interés progresivo creciente en el mundo de la construcción. Buen número de famosos ingenieros y arquitectos han llegado a la convicción de que la ingeniería y arquitectura han evolucionado hasta un estado que se caracteriza por el paso de la construcción tradicional de dos dimensiones a los sistemas de tres dimensiones. Abandonando cada vez más las disposiciones clásicas <<viga-columna>> de las últimas décadas, la moderna arquitectura se vuelca hacia las estructuras espaciales, consciente de las ventajas que presentan tanto desde el punto de vista técnico como del artístico.

Desde hace mucho tiempo, los ingenieros han comprendido que estas estructuras exigen menos material que los sistemas lineales habituales y que, bien concebidas y correctamente calculadas, resultan sumamente económicas.

En una construcción plana, todos los elementos sustentantes se encuentran en un mismo plano, mientras que en una espacial pueden estar dispuestos siguiendo diversas direcciones en el espacio. La armadura de cubierta clásica y los marcos son los distintivos de los sistemas tradicionales. Estos pueden soportar solamente esfuerzos que actúan en su propio plano.

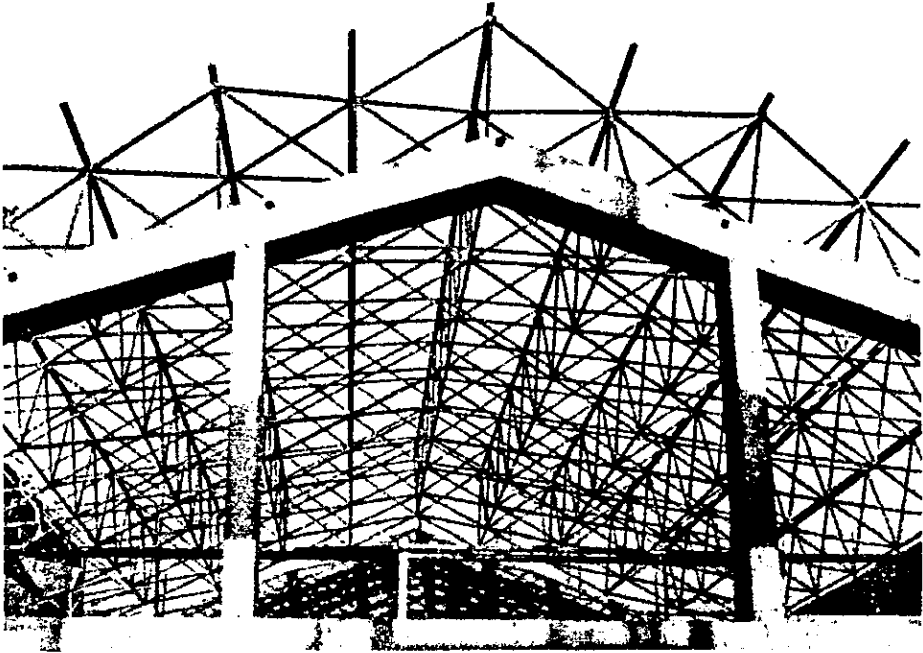
Un ejemplo típico de la estructura que nos ocupa es la cúpula. Esta no puede ser considerada como un sistema plano, ni calculada como tal. Las fuerzas solicitantes pueden actuar en cualquier punto de la superficie exterior, bajo cualquier ángulo y cualquier dirección.

#### **1.1. TIPOS DE ESTRUCTURAS ESPACIALES**

Los diferentes tipos de estructuras del espacio pueden agruparse en tres categorías principales:

1. Los entramados, constituidos por un conjunto de barras unidos entre sí por nudos.
2. Las estructuras de láminas metálicas, en las que los revestimientos de cierre participan en la resistencia a los esfuerzos solicitantes.
3. Las construcciones de cubiertas colgantes.

Las cúpulas de entramado, las bóvedas de cañón de entramado y los reticulados de dos capas son ejemplos típicos de la primera clase. Las cubiertas de cables son construcciones colgantes. Entre las construcciones laminares podemos citar las construcciones plisadas.



Importa sobre todo fijar la atención de los arquitectos en el hecho de que las estructuras que nos ocupan les permiten crear una nueva arquitectura de forma y dimensiones totalmente diferente de las que hasta ahora hemos conocido. Gracias a la prefabricación y estandarización de los elementos constructivos, el costo de las obras ha disminuido, los trabajos en la obra se simplifican y se terminan con mayor rapidez. Los promotores de estas estructuras estiman que ellas les permiten mayor libertad de concepción en la realización de obras de belleza para nosotros aún desconocida. En su conjunto, estas nuevas formas constructivas abren el camino a una arquitectura lógica y funcional.

Con seguridad los modernos procesos de construcción, los nuevos materiales y los progresos de la investigación industrial provocan también en la arquitectura importantes transformaciones. Por otro lado, la investigación continuada de la industria siderúrgica para mejorar sus productos, así como los aceros de alta resistencia puestos ya a nuestra disposición, nos autorizan a contemplar ya sin temores el porvenir de las estructuras de acero.

Para la realización de las estructuras de los edificios, y en particular de las estructuras espaciales, el acero se presenta como material muy económico, siempre que se exploten racionalmente todas sus propiedades. La influencia que ejercen las nuevas estructuras sobre el desarrollo de la ingeniería y arquitectura no ha de sorprendernos, pues estas obras se desarrollan paralelamente a la ciencia y a la técnica.

No debe extrañarnos el que muchas estructuras concebidas por el hombre, sean parecidos a ciertos sistemas encontrados en la naturaleza. Hace mucho tiempo sabemos

que la extraordinaria ligereza y asombrosa resistencia de las estructuras naturales son posibles gracias a la disposición espacial de sus elementos.

## **1.2. DESARROLLO DE LAS ESTRUCTURAS ESPACIALES**

En el pasado, las estructuras espaciales se han visto frenadas en su desarrollo por diversos obstáculos, entre otros:

1. Las dificultades para el cálculo de tales obras
2. La dificultad para ensamblar en el espacio elementos dispuestos según ángulos diferentes.
3. La carencia de materiales adecuados.
4. Las dificultades constructivas
5. La falta de mano de obra calificada y equipo especializado para su fabricación y montaje.

La mayor parte de estas dificultades han sido superadas en el curso de estos últimos años. Antiguamente había sido necesario realizar la unión de una estructura espacial por medio de roblones, y ello habría sido demasiado complicado para constituir una solución económica. La solución llegó con la aparición de la soldadura. Sin embargo, han sido los métodos modernos de prefabricación y montaje los que más han contribuido al desarrollo de tales estructuras.

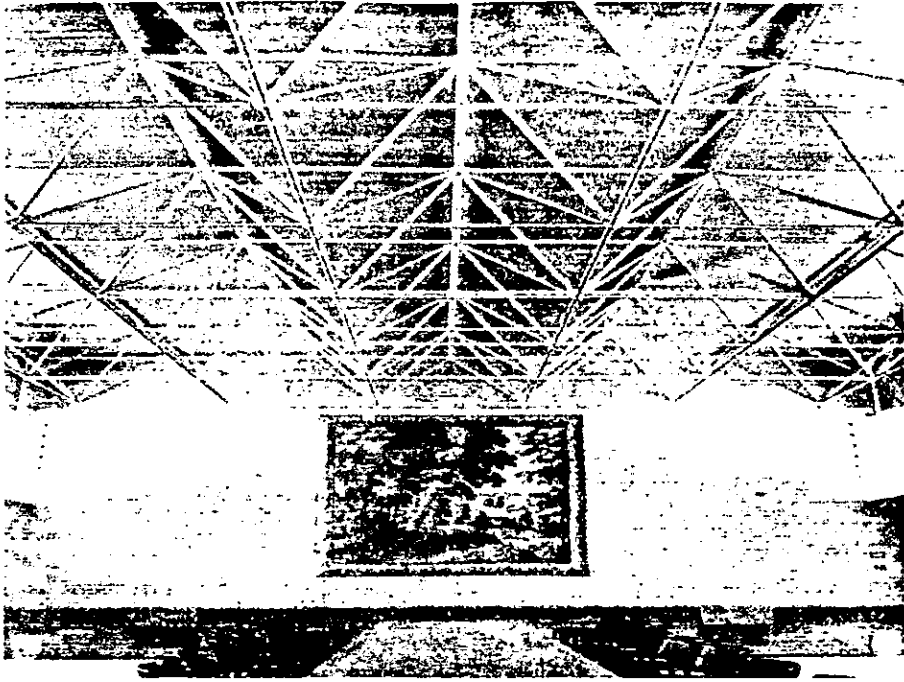
## **1.3. EFICIENCIA DE LAS ESTRUCTURAS ESPACIALES**

La eficacia de una estructura espacial reside, en general, en la posibilidad que presenta de distribuir tan ampliamente como sea factible cualquier acción concentrada de cargas.

La mayor parte de las estructuras que se hallan en la práctica constan de un gran número de elementos unidos bajo forma de entramado. Gracias a esta disposición, las cargas aisladas que actúan en ciertos puntos de la obra no son sostenidas únicamente por los elementos cargados directamente, sino también por otros situados a considerable distancia de la carga.

Así disminuyen las fuertes tensiones en los elementos cargados directamente, mientras que aumentan las de los otros; con ello se da una distribución más homogénea de las solicitaciones en el conjunto de las estructuras.

Las estructuras de reticulado de vigas son ideales para conseguir este fin. El reticulado de una capa es la forma más simple de tales obras. Está constituido por dos redes de vigas situadas en un plano, cruzándose en ángulo recto -reticulado rectangular- u oblicuamente -reticulado en diagonal-. Las vigas están unidas rígidamente en sus puntos de cruce; las cargas actúan normalmente al plano de las vigas y los vectores representativos de los momentos se encuentran sobre este plano.



Los reticulados de vigas son utilizados en general para cubrir grandes superficies, sin apoyos intermedios. Pero también son económicamente competitivas para pequeños espacios. Cada problema ha de ser examinado separadamente; con frecuencia son las condiciones de solicitación de cargas o de estética las que determinan la decisión.

En las estructuras clásicas, las tensiones producidas por el peso propio y las cargas permanentes son, generalmente, tan elevadas que las solicitaciones debidas a las cargas móviles (notablemente más pequeñas) no influyen demasiado en el cálculo de las secciones. Poco a poco se han conseguido reducir los pesos propios de la obra lográndose con ello aumentar la carga útil, si bien hoy las tensiones críticas dependen sobretodo de la magnitud de las cargas móviles. Estas son mucho mayores que el peso muerto, y su acción no está limitada localmente. Estudios de laboratorio demostraron que reticulados de vigas resisten mejor que cualquier otro sistema la acción destructiva, por ejemplo, de un ataque aéreo o de una explosión. Un daño local del reticulado dificilmente conduce al derrumbamiento de toda la estructura. La reacción en cadena, muy probable en los sistemas tradicionales, no se producirá en los reticulados.

#### 1.4. TIPOS DE RETICULADOS

En la actualidad las ventajas constructivas de las estructuras espaciales son conocidas por muchos ingenieros y arquitectos. Conciencia de ello ha sido el rápido desarrollo de nuevos tipos de reticulados planos o espaciales, de modo que se nos



ofrecen numerosas posibilidades de realización. Hay varios tipos de estructuras de reticulado utilizadas en construcción. La más conocida y con mayor frecuencia encontrada en la práctica es el reticulado rectangular, en el que las vigas se cruzan en ángulo recto y son paralelas a los muros soportantes.

En la mayoría de casos el reticulado está apoyado sobre sus cuatro lados, pero existen igualmente reticulados en voladizo y otros circulares. Estos últimos presentan a veces redes de vigas en círculo o dispuestas siguiendo un hexágono. Los reactores de muchas centrales atómicas están sostenidos por reticulados circulares de vigas de acero que se cruzan en ángulo recto.

El empleo de este tipo de estructuras se extiende a las cubiertas curvas o plisadas. Las encontraremos siempre que haya que cubrirse grandes espacios. Actualmente se acostumbra dejar las estructuras al descubierto. El reticulado presenta por sí mismo un efecto muy decorativo, por esta razón se le escoge con frecuencia para cubrir las salas de reuniones. Independientemente de la estética el reticulado mejora notablemente la acústica de los locales gracias a la compartimentación relativamente tupida de las redes de vigas, y esto es un punto a considerar cuidadosamente en el caso de iglesias, teatros, cines, salas de espectáculos, etc.

Para espacios muy grandes, se aconseja emplear tres sistemas de vigas entrecruzados, las mallas son entonces triangulares.

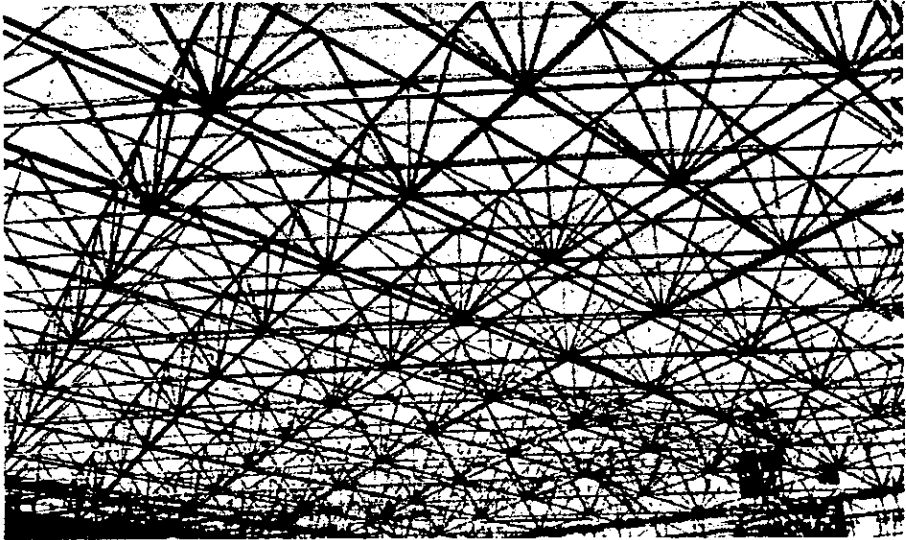
Estos sistemas tienen una extraordinaria rigidez y conducen a una repartición más uniforme de las tensiones. En estos últimos años se han construido en muchos países. Sin embargo, está más extendido el reticulado rectangular, aunque no sea tan aconsejable desde el punto de vista de repartición de tensiones. Recordemos que este último está constituido por dos redes de vigas que se entrecruzan en ángulo recto y están dispuestas paralelamente a los muros soportantes. Se logra un mejor reparto de tensiones con el reticulado diagonal, que se compone de vigas que forman un ángulo oblicuo con los muros. Si se le compara con el tipo precedente, presenta la ventaja de una mayor rigidez, conduciendo a una apreciable reducción de las flechas.

Desde hace algunos años se han construido edificios industriales y recintos para exposición y deporte con reticulados espaciales, y, en general, todas las construcciones con mucha luz para las que se requieren superficies libres muy extensas. Estos reticulados, realizados normalmente con soldadura, son casi siempre del tipo de diagonal.

No son sino reticulados planos plegados siguiendo ciertos ejes. Entre los tipos posibles el tipo más simple es el reticulado inclinado siguiendo las dos vertientes de una cubierta. En los casos más complicados, la estructura consiste en una serie de reticulados planos inclinados correspondiendo sus líneas de intersección con las cumbreras y los canalones de la cubierta; el reticulado está en definitiva formado por un conjunto de vigas entrecruzadas acodadas.

Muchos reticulados espaciales del tipo diagonal se encuentran cubriendo gimnasios, fábricas, almacenes, hangares etc. La mayor parte son de cumbreras múltiples, o en dientes de sierra. Cubren grandes superficies sin columnas intermedias, permitiendo con ello enorme libertad de utilización de locales. Las anchuras salvadas llegan a veces hasta los 100 m y las posibilidades en longitud son ilimitadas. La determinación de las tensiones es más engorrosa, aunque los principios básicos sean los mismos.

La diferencia fundamental entre los dos sistemas reside en el hecho de que las vigas de reticulado en diagonal son de longitudes diferentes. Por esta razón la rigidez relativa  $EI/L$  varía notablemente aún en el caso de que el valor  $EI$  de las vigas sea idéntico. La consecuencia de esto es que las vigas de esquina más cortas, tienen mayor rigidez a la flexión y sirven de apoyo a las más largas, que pasan a ser vigas continuas sobre apoyos elásticos; y así se reducen los momentos de flexión en el centro.



La comparación de diagramas de momentos flectores para los tipos de reticulado -rectangular y diagonal- muestra que en los rectangulares simplemente apoyados los momentos son del mismo signo y mayores que los correspondientes a los de diagonal, donde las vigas más largas están solicitadas por momentos positivos y negativos. Igualmente es explicable la rigidez de las últimas porque en este tipo las vigas se disponen siguiendo sensiblemente las trayectorias de las tensiones principales, que actúan en una placa simplemente apoyada por el contorno y solicitada con carga uniformemente repartida.

Las esquinas de una placa son las partes más solicitadas. En la disposición diagonal los ángulos están previstos de elementos de gran rigidez relativa, lo que no ocurre en la del tipo rectangular. Sin embargo, hay que considerar que, debido a la inversión de signo de los momentos solicitantes de las diagonales más largas, aparecen reacciones negativas en los ángulos, creando un peligro de levantamiento, aún en el caso de una gran carga uniformemente repartida. Debido a su rigidez, los reticulados de vigas presentan una altura bastante inferior a la de los sistemas habituales. La relación entre la altura estructural y la luz es generalmente igual a  $1/30$  para las del tipo rectangular y  $1/40$  para las del diagonal. La forma más económica para las últimas es el cuadrado con tres o cuatro subdivisiones iguales. Se obtiene así un «efecto de esquina» máximo; las cuatro vigas más cortas y más rígidas sirven de apoyo a los elementos más largos, reduciendo

con ello notablemente la luz de esos últimos. Las tensiones se reducen considerablemente y el reticulado cuadrado es transformado en uno octagonal de superficie mucho menor

Para grandes espacios, se recomienda limitar el número de divisiones, por razones de economía. Entonces las vigas principales de la obra delimitan campos de dimensiones grandes que se pueden subdividir por vigas secundarias apoyadas en sus extremos y colocadas para conseguir una disposición en damero para el conjunto reticulado. Se consigue así una distribución uniforme de la carga sobre las vigas principales.

## 2. CÁLCULO DE ESTRUCTURAS ESPACIALES

### 2.1. MÉTODOS DE ANÁLISIS

La unión de los elementos del reticulado en sus puntos de cruce tiene como consecuencia dar a la construcción un elevado grado de hiperestaticidad, principalmente si la unión es rígida. Si se observa que el reticulado posee varios ejes de simetría y que esta solicitado por cargas simétricas, los cálculos se simplifican notablemente en muchos casos.

A pesar de todo, los problemas a resolver son hiperestáticos, y su resolución por los métodos clásicos se hace muy trabajosa. Ello condujo a los ingenieros a utilizar métodos de aproximación que estaban lejos de conducir a una economía máxima. Felizmente las computadoras nos dan hoy en día métodos exactos de cálculo. Diversos métodos han sido utilizados en la determinación de las tensiones de los reticulados. El más simple consiste en establecer un sistema de ecuaciones igualando las fuerzas de las vigas en los puntos de cruce, despreciando los efectos de torsión. Si se desea considerar la rigidez de las uniones, se utiliza el método de coeficientes de influencia. (Método de  $\delta_{ik}$ ) o el de Cross modificado.

Tales métodos son generales cualquiera que sea la forma del reticulado y la distribución de las cargas. Para sistemas muy hiperestáticos por analogía con las placas, se utilizan ecuaciones diferenciales y análisis armónico. Sin embargo, esto sólo es realizable en casos de carga y condiciones de contorno determinado y para reticulado simétrico.

El sistema de elevado número de ecuaciones no presenta hoy dificultades de resolución. Lo verdaderamente difícil aquí es el planteamiento de las ecuaciones. Para determinar los coeficientes es preciso efectuar numerosos ensayos y casi siempre largas operaciones. Siempre es posible reunir los coeficientes en tablas. Con ello se reduce el tiempo de cálculo de tensiones.

En realidad, los nudos del reticulado presentan siempre considerable rigidez, de manera que todas las partes trabajan a flexión y a torsión. En general es despreciable la tensión de las estructuras de acero. Por ello, son factibles simplificaciones en el cálculo del reticulado de acero.

Estudios detallados han mostrado que el trabajo de deformaciones en sistemas planos se debe casi exclusivamente a los momentos flectores; en las estructuras espaciales, por el contrario, el 70 % de aquel trabajo se debe a los momentos flectores, y el 30 % proviene de los esfuerzos auxiliares de las barras. Esos esfuerzos llegan a ser mucho mayores en los reticulados plisados; se puede hacer el cálculo siguiendo la teoría de las construcciones plisadas planas, y considerando naturalmente la unión rígida en la arista del pliegue.

Las cubiertas arqueadas, formadas por una serie de bóvedas de cañón de entramado colocadas contiguamente y unidas entre sí, dependen, más que ninguna otra forma de reticulado, de la rigidez de los nudos de unión. Los momentos flectores y de torsión de tales sistemas importan mucho más que los esfuerzos de tracción o compresión. En grandes luces, estas bóvedas con disposición diagonal de arcos van reforzadas por barras longitudinales suplementarias que dividen la malla en triángulos. Se

obtienen con esto bóvedas mallas de aspecto tupido. Tales reticulados no requieren ni tirantes interiores ni contravientos externos, y se pueden sostener con muros ordinarios sin contrafuertes.

## 2.2. ECONOMÍA Y ESTÉTICA DE LAS ESTRUCTURAS ESPACIALES

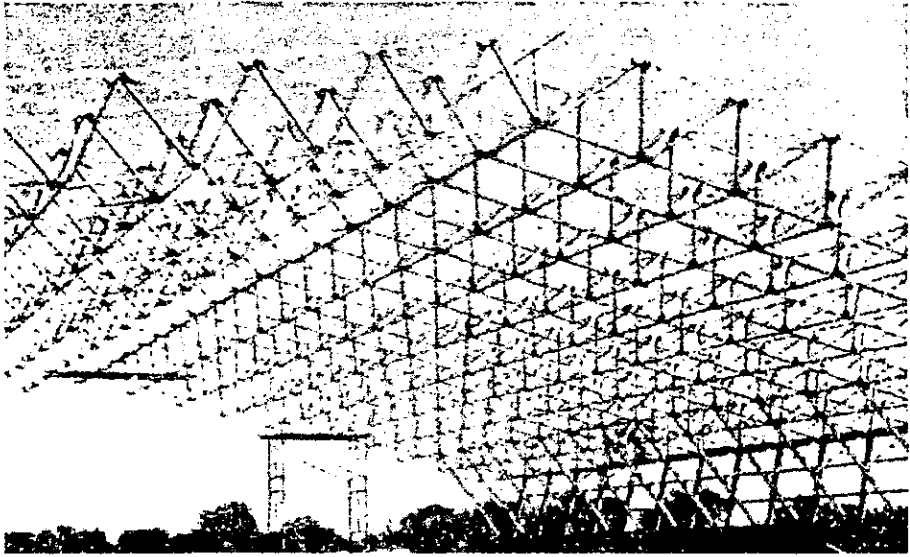
Al comparar económicamente las estructuras espaciales con las clásicas, se observa una reducción del peso de acero a favor de las primeras, y esta economía crece con rapidez al aumentar la luz. Las estructuras de tipo diagonal se fabrican normalmente con perfiles laminados del comercio. Los perfiles en doble T son propios de los elementos interiores, mientras que las viguetas en U se reservan para las vigas de borde. Pocas veces se utilizarán las secciones compuestas, por ser muy caras.

La formación de nudos es muy simple: se entallan hasta la mitad los dos perfiles (superiores o inferiores), de modo que penetren el uno en el otro. La continuidad en los nudos se obtiene con soldadura. Los trabajos de soldadura se ejecutan generalmente en el suelo, donde todo el reticulado o los elementos mayores, se unen sobre caballetes. Luego son izados y fijados sobre los soportes. Tal éxito ha alcanzado este procedimiento, que se usa actualmente para el montaje de losas de suelos prefabricados de concreto armado, bajo la denominación de método «Lift-Slab». Los reticulados de una capa son económicos para luces de 30 m como máximo. Para luces superiores son más indicados los de dos capas. Es notable la evolución de los reticulados planos en los últimos años. Estos últimos han sido utilizados para cubrir las salas de exposición de gran superficie, iglesias, piscinas y naves industriales, donde se requieren espacios libres. Ya se han realizado luces de más de 90 m, pero es evidente que se puede hacer económicamente lo mismo con otras mucho mayores. Los reticulados de dos capas están compuestos de un gran número de barras rectilíneas unidas entre sí en los nudos. Todos sus elementos están solicitados por esfuerzos axiales; la eliminación de los momentos flectores conduce a la utilización de la capacidad total de resistencia de sus elementos. La forma y disposición varía según la imaginación de los arquitectos que diseñan. Existen en práctica un número elevado de tipos de gran interés estructural y de notable belleza arquitectónica.

De una manera general, los reticulados de dos capas pueden dividirse en dos grupos principales:

1. El reticulado de entramado constituido por vigas de celosías entrecruzadas.
2. El reticulado espacial propiamente dicho, formado por la reunión de un cierto número de elementos en forma de tetraedro, octaedro y pirámide de base cuadrada, pentagonal o hexagonal.

En general, y en condiciones normales, la altura de un reticulado de dos capas es de  $1/20$  ó  $1/25$  de la luz.



### 2.3. ESTANDARIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS ESPACIALES

Los reticulados planos de dos capas son muy indicados para la construcción de forjados de piso y cubiertas. Se componen de dos redes de vigas dispuestas en dos planos paralelos, redes que no han de tener necesariamente la misma trama. Los nudos de los planos superiores e inferiores están unidos por barras verticales u oblicuas. Con ello se obtiene un tipo de construcción tridimensional en la que la acción de las cargas exteriores se reparte inmediatamente en un gran número de elementos con diferentes direcciones. Cuando una barra cualquiera pandee bajo la acción de una carga aislada, los otros elementos se reparten la carga gracias a la alta hiperestaticidad del sistema. Así se evita la destrucción del conjunto.

Las evidentes ventajas constructivas de los reticulados de dos capas han llevado a la realización de un elevado número de construcciones de este género en la actualidad. Los materiales constitutivos pueden ser de diversas clases; sin embargo, el más indicado es el acero, dadas sus cualidades mecánicas y su bajo precio. Todas las realizaciones actuales constituyen ejemplos de construcciones prefabricadas industrialmente. Se busca conseguir elementos de armazón de idéntica longitud, unidos de tal modo que necesiten un solo perno en las extremidades de cada momento. El sistema resulta pues modular y su ligereza permite ampliaciones y modificaciones posteriores y facilita el desmontaje.

Se ha de hacer notar que no se busca la producción de una edificación estándar, sino la estandarización de un sistema de construcción a base de elementos ligeros manejables e intercambiables. La prefabricación permite un ensamblaje rápido o un montaje independiente de las condiciones atmosféricas.

Las tolerancias de la fabricación, muy pequeñas y precisas, permiten el montaje fácil sin necesidad de ajustes. Por esto todos los elementos constructivos se montan con la ayuda de plantillas. En la práctica la altura del reticulado, es decir, la distancia entre los planos de las dos capas, esta comprendida entre 1 m y 1.20 m. Ello permite el paso de los tubos de calefacción, ventilación, etc. Se pueden desplegar con libertad los conductores eléctricos y telefónicos, lo que representa una gran ventaja, especialmente tratándose de oficinas y laboratorios.

#### **2.4. LAS ESTRUCTURAS ESPACIALES EN LA NATURALEZA**

Por observación de estructuras análogas encontradas en la naturaleza, se ha descubierto que hay ciertos tipos de estructuras preferibles. Una de ellas está formada por pirámides de base cuadrada que, colocadas la una al lado de la otra forman un reticulado espacial de dos direcciones; es decir, que cada capa está formada por dos redes de barras entrecruzadas. Esta disposición natural ha sido imitada por el hombre para cubrir edificios rectangulares.

Con la unión de tetraedros u octaedros regulares se consigue una estructura mucho más rígida. Una estructura similar puede encontrarse en los esqueletos tridimensionales de la flora acuática, en numerosos radiolarios y algas.

# CAPITULO II. DISEÑO ELÁSTICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

- NOTACION
- CARGAS Y FUERZAS
- ESFUERZOS PERMISIBLES
- ESFUERZOS COMBINADOS
- FATIGA
- ESTABILIDAD Y RELACIÓN DE ESBELTEZ
- RELACIONES ANCHO-ESPESOR
- TRABES ARMADAS DE ALMA LLENA Y VIGAS LAMINADAS
- CLAROS SIMPLES Y CLAROS CONTINUOS
- FLECHAS, VIBRACION Y ENCHARCAMIENTO
- AREA TOTAL Y AREA NETA
- CONEXIONES
- REMACHES Y TORNILLOS
- SOLDADURAS
- MIEMBROS ARMADOS
- CONTRAFLECHA
- DILATACIONES Y CONTRACCIONES
- BASES DE COLUMNAS
- PERNOS DE ANCLAJE
- FABRICACIÓN
- PINTURA DE TALLER
- MONTAJE
- CONTROL DE CALIDAD



## CAPÍTULO II. DISEÑO ELÁSTICO

### NOTACIÓN

$A$	Área de la sección transversal; área total de un miembro cargado en compresión axial, en $\text{cm}^2$ .
$A_b$	Área nominal del cuerpo de un sujetador; área de una barra con rosca realzada, calculada con el diámetro mayor de sus cuerdas, es decir, el diámetro de un cilindro coaxial que delimitaría las crestas de las cuerdas realzadas, en $\text{cm}^2$ .
$A_e$	Área neta efectiva de un miembro cargado en tensión axial, en $\text{cm}^2$ .
$A_1$	Área del patín en compresión, en $\text{cm}^2$ .
$A_n$	Área neta de un miembro cargado en tensión axial, en $\text{cm}^2$ .
$A_w$	Área de la sección transversal de un atiesador o de un par de atiesadores, en $\text{cm}^2$ .
$A_u$	Área del alma de una viga, en $\text{cm}^2$ .
$A_1$	Área del acero que apoya sobre un soporte de concreto, en $\text{cm}^2$ .
$A_2$	Área total de la sección transversal de un soporte de concreto, en $\text{cm}^2$ .
$C_b$	Coefficiente de flexión que depende de la variación del momento de flexión.
$C_c$	Relación de esbeltez de columnas que separa el pandeo elástico del inelástico.
$C_m$	Coefficiente que se aplica al término de flexión en la fórmula de interacción para miembros prismáticos, que depende de la curvatura de la columna causada por los momentos aplicados en ella.
$C_p$	Factor de rigidez para miembros principales en techos planos.
$C_s$	Factor de rigidez para miembros secundarios en techos planos.
$C_t$	Coefficiente de reducción en el cálculo del área neta efectiva de miembros cargados en tensión axial.
$C_v$	Cociente entre el esfuerzo "crítico" del alma, conforme a la teoría lineal de pandeo, y el esfuerzo de fluencia en cortante del material del alma.
$C_1$	Coefficiente para el desgarramiento en conjunto del alma; incremento utilizado para el cálculo de la separación mínima entre agujeros sobredimensionados o alargados.
$C_2$	Coefficiente para el desgarramiento en conjunto del alma; incremento utilizado en el cálculo de la distancia mínima al borde para agujeros sobredimensionados o alargados.
$D$	Factor dependiente del tipo de atiesadores transversales; diámetro exterior de miembros tubulares, en $\text{cm}$ ; número de $\text{mm}$ en el tamaño nominal de la soldadura.
$E$	Módulo de elasticidad del acero ( $2\,039\,000\ \text{kg/cm}^2$ ).
$F_a$	Esfuerzo de compresión axial permisible en un miembro prismático, cuando no hay momento de flexión, en $\text{kg/cm}^2$ .
$F_{as}$	Esfuerzo de compresión axial permisible en ausencia de momento de flexión, para arriostramientos y otros miembros secundarios, en $\text{kg/cm}^2$ .
$F_b$	Esfuerzo de flexión permisible en miembros prismáticos, en ausencia de fuerzas axiales, en $\text{kg/cm}^2$ .
$F_e$	Esfuerzo de Euler dividido entre el factor de seguridad, en miembros prismáticos, en $\text{kg/cm}^2$ .
$F_p$	Esfuerzo de aplastamiento permisible, en $\text{kg/cm}^2$ .

$F_t$	Esfuerzo de tensión axial permisible, en kg/cm <sup>2</sup> .
$F_u$	Resistencia mínima a la ruptura por tensión especificada por el acero o sujetador en cuestión, en kg/cm <sup>2</sup> .
$F_v$	Esfuerzo cortante permisible, en kg/cm <sup>2</sup> .
$F_y$	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero utilizado, en kg/cm <sup>2</sup> . En estas especificaciones, el término "esfuerzo de fluencia" denota el esfuerzo de fluencia mínimo especificado (para aquellos aceros que tienen un punto de fluencia bien definido), o la resistencia de fluencia mínima especificada (para aquellos aceros que no tienen un punto de fluencia bien definido).
$F_{yc}$	Esfuerzo de fluencia de una columna, en kg/cm <sup>2</sup> .
$F_{yst}$	Esfuerzo de fluencia de un atiesador, en kg/cm <sup>2</sup> .
$G$	Módulo de elasticidad al cortante del acero (787 500 kg/cm <sup>2</sup> ).
$I$	Momento de inercia de una sección, en cm <sup>4</sup> .
$I_d$	Momento de inercia de una lámina de acero acanalada soportada por miembros secundarios, en cm <sup>4</sup> .
$I_p$	Momento de inercia de un miembro secundario en la estructura de un techo plano, en cm <sup>4</sup> .
$I_x$	Momento de inercia de una sección alrededor del eje X-X, en cm <sup>4</sup> .
$I_y$	Momento de inercia de una sección alrededor del eje Y-Y, en cm <sup>4</sup> .
$L$	Longitud del claro, en m; longitud de los ángulos de conexión, en cm.
$L_c$	Longitud máxima no arriostrada del patín en compresión, para la cual el esfuerzo de flexión permisible puede tomarse como 0.66 $F_y$ , o determinarse por las fórmulas (2-5a) ó (2-5b) de estas especificaciones, cuando sean aplicables; longitud sin apoyo de un tramo de columna, en cm.
$L_p$	Longitud de un miembro principal en la estructura de un techo plano, en m.
$L_s$	Longitud de un miembro secundario en la estructura de un techo plano, en m.
$M$	Momento; momento de flexión incrementado, en kg-m.
$M_1$	El menor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada de una barra en flexocompresión, en kg-m.
$M_2$	El mayor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada de una barra en flexocompresión, en kg-m.
$M_D$	Momento producido por carga muerta, en kg-m.
$M_L$	Momento producido por carga viva, en kg-m.
$M_R$	Momento resistente de una viga, en kg-m.
$N$	Longitud de una placa base; longitud en que se aplica la carga, en cm.
$P$	Peso unitario de un perfil, en kg/m; carga aplicada; fuerza transmitida por un sujetador; carga axial incrementada, en kg.
$P_{bf}$	Fuerza incrementada en el patín de una viga o en una placa de conexión, en conexiones de rotación restringida, en kg.
$P_{cr}$	Resistencia máxima de un miembro en compresión axial, en kg.
$P_e$	Carga de pandeo de Euler, en kg.
$P_{bf}$	Fuerza proveniente del patín de una viga o de una placa de conexión, que puede resistir una columna sin necesidad de atiesadores, como se determina con la fórmula (11-3), en kg.

- $P_R$  Reacción de una viga dividida entre el número de tornillos, en una conexión con tornillos de alta resistencia, en kg.
- $P_{wb}$  Fuerza proveniente del patín de una viga o de una placa de conexión, que puede resistir una columna sin necesidad de atiesadores, como se determina con la fórmula (11-2), en kg.
- $P_{wi}$  Fuerza adicional a  $P_{wo}$ , que puede resistir una columna sin necesidad de atiesadores, proveniente del patín de una viga o de una placa de conexión con espesor de 1.0 cm, como se deriva de la fórmula (11-1), en kg.
- $P_{wo}$  Fuerza proveniente del patín de una viga o de una placa de conexión, de 0 cm de espesor, que puede resistir una columna sin necesidad de atiesadores, como se deriva de la fórmula (11-1), en kg.
- $R$  Reacción máxima en el extremo, con 8 cm de apoyo; reacción o carga concentrada aplicada en una viga, en kg; radio, en cm o en mm.
- $S$  Módulo de la sección elástica, en  $\text{cm}^3$ ; separación entre los miembros secundarios de un techo plano; relación de esbeltez que controla el diseño de miembros de peralte variable.
- $S^*$  Módulo de sección adicional correspondiente a cada 1.6 mm de incremento en el espesor del alma de travesaños armados de alma llena, en  $\text{cm}^3$ .
- $S_x$  Módulo de sección elástica alrededor del eje  $X-X$ , en  $\text{cm}^3$ .
- $T$  Fuerza horizontal en los patines de una viga para formar un par igual al momento en el extremo de la viga, en kg; tangente, distancia entre curvas de transición en las almas de perfiles laminados, en mm.
- $T_b$  Tensión inicial especificada para tornillos de alta resistencia, en kg.
- $U$  Factor para convertir un momento de flexión con respecto al eje  $Y-Y$  a un momento de flexión equivalente respecto al eje  $X-X$ .
- $V$  Fuerza cortante máxima permisible en almas; fuerza cortante estática en vigas, en kg.
- $Y$  Cociente entre los esfuerzos de fluencia del acero del alma y del acero de los atiesadores.
- $a$  Distancia del paño del alma al extremo del patín; distancia de una línea de tornillos al punto de aplicación de la fuerza de aplastamiento  $Q$ ; distancia libre entre atiesadores transversales; dirección paralela a la dirección del esfuerzo, en cm.
- $a^*$  Longitud requerida en los extremos de cubreplacas soldadas de longitud parcial para desarrollar el esfuerzo, en cm.
- $b$  Ancho real de elementos en compresión atiesados o no atiesados; dimensión normal a la dirección de los esfuerzos; espaciamiento vertical de sujetadores; distancia del centro de una fila de tornillos a la superficie del alma del perfil T o a la cara del lado del ángulo, para calcular la acción de apalancamiento, en cm.
- $b_f$  Ancho del patín de una viga laminada o de una viga formada por tres placas, en cm.
- cal. Abreviatura de calibre Estándar para lámina de Fabricantes de acero.
- $d$  Peralte de una viga laminada o formada por tres placas; diámetro de un rodillo o apoyo tipo balancín; diámetro nominal de un sujetador en cm.
- $d_h$  Diámetro de un agujero, en mm

$e_o$	distancia de la superficie exterior del alma de un perfil CE a su centro de cortante, en mm.
$f$	Esfuerzo de compresión axial en un miembro, basado en su área efectiva, en $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
$f_u$	Esfuerzo axial calculado, en $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
$f_b$	Esfuerzo de flexión calculado, en $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
$f'_c$	Resistencia del concreto a la compresión, en $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
ft.	Abreviatura de pie = 30.48 cm.
$f_t$	Esfuerzo de tensión calculado, en $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
$f_v$	Esfuerzo cortante calculado, en $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
$f_{vc}$	Fuerza cortante entre el alma de la viga y los atiesadores transversales (kg por centímetro lineal de un atiesador sencillo o de un par de atiesadores).
$g$	Distancia transversal para localizar las líneas de gramiles; separación entre gramiles de sujetadores, en cm.
$h$	Distancia libre entre patines de una viga en la sección en consideración, en cm
in	abreviatura de pulgadas inglesas = 2.54 cm.
$k$	Coefficiente que relaciona la resistencia al pandeo lineal de una placa con sus dimensiones y con las condiciones de apoyo en sus bordes; distancia entre la cara exterior del patín y el inicio del filete del alma en perfiles laminados, o distancias equivalentes en secciones soldadas, en cm.
$l$	En vigas, la distancia entre las secciones transversales arriostradas contra torcedura o desplazamiento lateral del patín en compresión; en columnas, longitud libre real no arriostrada del miembro; longitud no soportada de una barra de celosía; longitud de la soldadura en cm.
lb	Abreviatura de libra = 0.4536 kg.
$l_b$	Longitud real sin arriostramiento en el plano de flexión, en cm.
$r$	Radio de giro que gobierna el diseño, en cm.
$r_b$	Radio de giro respecto al eje alrededor del que se presenta la flexión, en cm.
$r_T$	Radio de giro de una sección que comprende el patín de compresión y 1/3 del área del alma en compresión, tomado con respecto a un eje en el plano del alma, en cm.
$r_x$	Radio de giro con respecto al eje $X-X$ , en cm.
$r_y$	Radio de giro con respecto al eje $Y-Y$ , en cm.
$s$	distancia longitudinal centro a centro (paso) entre dos agujeros consecutivos, en cm.
$t$	Espesor del alma de una viga o columna; espesor de una parte conectada; espesor de pared de un miembro tubular; espesor de un ángulo, en cm.
$t_b$	Espesor del patín o de una de las placas que transmiten el momento en una conexión rígida viga-columna, en cm.
$t_f$	Espesor del patín en cm.
$x$	Abscisa, distancia al eje $Y-Y$ , en cm; subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia.
$y$	Ordenada, distancia al eje $X-X$ , en cm; subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de menor momento de inercia.

## 1. CARGAS Y FUERZAS

### 1.1. CARGA MUERTA

La carga muerta estimada en el diseño consistirá del peso del acero utilizado y de todo el material unido o soportado permanentemente por él.

### 1.2. CARGA VIVA

La carga viva, incluyendo la carga de nieve si la hay, será la especificada en el código que sirve de base al diseño de la estructura, o la requerida por las condiciones del caso. Las cargas de nieve se aplicarán en el área completa del techo o en una porción del mismo y para el diseño se tendrán en cuenta las disposiciones probables de carga que produzcan los más altos esfuerzos en los miembros soportantes.

### 1.3. IMPACTO

En estructuras con cargas vivas que produzcan impacto, las cargas vivas supuestas deberán incrementarse suficientemente para prever este efecto. De no estipularse otra cosa, el incremento será:

Para soportes de elevadores.....	100%
Para soportes de maquinaria ligera impulsada por motores eléctricos, no menos del ..	20%
Para soportes de maquinaria con movimiento alternativo o impulsada por motores de combustión, no menos del.....	50%
para tirantes que soportan pisos y balcones.....	33%

### 1.4. VIENTO

Se deberán prevenir los esfuerzos causados por el viento, durante el montaje, así como después de terminada la obra.

### 1.5. OTRAS FUERZAS

Las estructuras sujetas a sismos, huracanes, y otras condiciones extraordinarias, se diseñarán para tales condiciones.

### 1.6. CARGAS MÍNIMAS

De no ser aplicable ningún reglamento de construcción en la localidad de la obra, las cargas mencionadas en las secciones 1.1., 1.2., 1.4. y 1.5 no serán menores que las establecidas, para la localidad en cuestión, en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

## 2. ESFUERZOS PERMISIBLES

Excepto en lo que se estipula en las secciones 3., 4., 7. y 12.4. todos los componentes de la estructura serán diseñados de tal manera que los esfuerzos en  $\text{kg/cm}^2$ . no excedan los valores siguientes:

### 2.1. ACERO ESTRUCTURAL

#### 2.1.1. TENSIÓN

Excepto para miembros conectados con pasadores,  $F_t$  no excederá de  $0.60F_u$  en el área total, ni de  $0.50F_u$  en el área neta efectiva.\*

Para miembros conectados con pasadores:  $F_t = 0.45 F_y$  en el área neta efectiva.

#### 2.1.2. CORTANTE

2.1.2.1 Exceptuando lo estipulado en las secciones 2.1.2.2. y 7.5.2., en el área efectiva de la sección transversal que resiste el esfuerzo cortante:

$$F_v = 0.40 F_y$$

En perfiles laminados y en perfiles armados, el área efectiva para resistir cortante podrá calcularse como el producto del peralte total por el espesor del alma.

2.1.2.2 En las conexiones de extremo de vigas, donde el patín superior esté cortado, y en situaciones similares donde puede ocurrir falla por cortante a lo largo de un plano que pase a través de los conectores, más tensión a lo largo de un plano perpendicular, en el área efectiva para resistir falla por desgarramiento:

$$F_v = 0.30 F_u$$

El área efectiva es la superficie neta mínima de falla, limitada por los agujeros para tornillos.

#### 2.1.3. COMPRESIÓN

2.1.3.1. En la sección total de miembros cargados en compresión axial, cuya sección transversal cumple con las disposiciones de la sección 6., cuando  $Kl/r$ , la mayor relación de esbeltez efectiva de cualquier segmento no arriostrado como se define en la sección 5., es menor que  $C_c$ :

\* Para la determinación del área neta efectiva, ver Sección 10.

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}} \quad (2-1)$$

en donde:

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

2.1.3.2 En la sección total de miembros en compresión axial, cuando  $Kl/r$  excede  $C_c$ :

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} \quad (2-2)$$

2.1.3.3 En la sección total de arriostramientos y en miembros secundarios cargados axialmente cuando  $l/r$  excede 120\*

$$F_{as} = \frac{F_a [\text{según fórmula (2-1) o (2-2)}]}{1.6 - \frac{l}{200r}} \quad (2-3)$$

2.1.3.4 En el área total de atiesadores de traves armadas de alma llena:

$$F_a = 0.60F_y$$

2.1.3.5. En el alma de perfiles laminados, al pie de la unión alma-patin (pandeo del alma debido a cargas concentradas, ver la sección 7.10.):

$$F_a = 0.75F_y$$

## 2.1.4. FLEXIÓN

2.1.4.1. Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros compactos, laminados en caliente o armados (excepto vigas híbridas), cargados en el plano de su eje menor, simétricos con respecto a dicho eje, y que cumplan con los requisitos de esta sección:

$$F_b = 0.66F_y$$

Para que un miembro se califique bajo esta sección, debe cumplir con los siguientes requisitos:

\* Para este caso,  $K$  se considera igual a la unidad.

1. Los patines estarán unidos continuamente al alma o almas.

2. La relación ancho/espesor de elementos no atiesados del patín en compresión como se define en la sección 6.1.1., no excederá de:

$$545 / \sqrt{F_y}$$

3. La relación ancho/espesor de elementos atiesados del patín en compresión, como se define en la sección 6.2.1, no excederá de:

$$1590 / \sqrt{F_y}$$

4. La relación peralte/espesor del alma o almas no excederá el valor dado por las fórmulas (2-4a) ó (2-4b), según sea aplicable.

$$d / t = \frac{5370}{\sqrt{F_y}} \left( 1 - 3.74 \frac{f_o}{F_y} \right) \text{ cuando } f_o / F_y \leq 0.16 \quad (2-4a)$$

$$d / t = 2150 / \sqrt{F_y} \text{ cuando } f_o / F_y > 0.16 \quad (2-4b)$$

5. La longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros que no sean circulares o miembros en cajón, no excederá el valor de:

$$\frac{637 h_f}{\sqrt{F_y}} \quad \text{ni de} \quad \frac{1410000}{(d / A_f) F_y}$$

6. La longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros de cajón de sección transversal rectangular, cuyo peralte no es mayor de seis veces el ancho y cuyo espesor del patín no es mayor de dos veces el espesor del alma, no excederá el valor de:

$$\left( 137000 + 84400 \frac{M_1}{M_2} \right) \frac{b}{F_y}$$

excepto que ésta no necesita ser menor de:

$$84400(b / F_y)$$

7. La relación diámetro/espesor de secciones circulares huecas no excederá de:

$$232000 / F_y$$



Excepto para vigas híbridas, las vigas (incluyendo los miembros diseñados con base en la acción compuesta) que satisfagan los requisitos de los párrafos 1 a 7 mencionados, y sean continuos sobre apoyos o estén rigidamente conectados a columnas por medio de remaches, tornillos de alta resistencia o soldaduras, podrán ser diseñadas para 9/10 de los momentos negativos producidos por cargas gravitacionales, los que son máximos en los puntos de apoyo, siempre que para tales miembros el momento máximo positivo sea incrementado en 1/10 del promedio de los momentos negativos. Esta reducción no procede para momentos generados por cargas aplicadas en voladizos. Si el momento negativo es resistido por una columna rigidamente conectada a la viga, la reducción de 1/10 podrá ser utilizada en el diseño de la columna para la combinación de carga axial y flexión siempre que el esfuerzo  $f_a$ , debido a cualquier carga axial concurrente sobre el miembro, no exceda  $0.15 F_a$ .

2.1.4.2 Los miembros (excepto vigas híbridas) que cumplan con los requisitos de la sección 2.1.4.1., salvo que  $b_f / 2t_f$  exceda de  $545 / \sqrt{F_y}$ , pero menor de  $797 / \sqrt{F_y}$ , podrán ser diseñados sobre la base de un esfuerzo de flexión permisible:

$$F_b = F_y \left[ 0.79 - 0.000239 \left( \frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (2-5a)$$

2.1.4.3. Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros I ó H, doblemente simétricos, que cumplan los requisitos de la sección 2.1.4.1, párrafos 1 y 2, y estén flexionados con respecto a su eje menor; así como barras cuadradas y redondas; de secciones sólidas.

$$F_b = 0.75F_y$$

Los miembros I y H, doblemente simétricos, flexionados con respecto a su eje menor (excepto vigas híbridas), que cumplan los requisitos de la sección 2.1.4.1, párrafo 1, salvo que  $b_f / 2t_f$  exceda  $545 / \sqrt{F_y}$ , pero que sea menor de  $797 / \sqrt{F_y}$ , podrán ser diseñados con base en un esfuerzo permisible de flexión:

$$F_b = F_y \left[ 1.075 - 0.000596 \left( \frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (2-5b)$$

Las secciones tubulares rectangulares flexionadas con respecto a su eje de menor resistencia y que cumplan con los requisitos de la sección 2.1.4.1, párrafos 1, 3 y 4, podrán ser diseñadas con base en un esfuerzo permisible de flexión:

$$F_b = 0.66F_y$$

2.1.4.4. Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros en cajón a flexión, cuyo patín en compresión o la relación ancho/espesor del alma no cumplan con los requisitos de la sección 2.1.4.1, pero que estén conforme con los requisitos de la sección 6:

$$F_b = 0.60F_y$$

Para una sección en cajón el pandeo lateral por torsión no necesita ser investigado cuando su peralte sea menor de seis veces su ancho. Los requisitos de soporte lateral para secciones en cajón con relación peralte/ancho mayor, deben ser determinados por un análisis especial.

2.1.4.5. En las fibras extremas de miembros a flexión, no incluidos en las secciones 2.1.4.1, 2.1.4.2, 2.1.4.3, ó 2.1.4.4.:

1. Tensión:

$$F_b = 0.60F_y$$

2. Compresión:

a) Para miembros que cumplan los requisitos de la sección 6.1.2, que tengan un eje de simetría en el plano del alma y que estén cargados en el plano de ésta y compresión en las fibras extremas de perfiles CE flexionados con respecto a su eje mayor: el mayor de los valores calculados con las fórmulas (2-6a) ó (2-6b) y (2-7), según sea el caso (a menos que un valor mayor justifique sobre la base de un análisis más preciso), pero no mayor de  $0.60F_y$ \*\*

cuando:

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r_T} \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

entonces:

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_T)^2}{1080 \times 10^5 C_b} \right] F_y \quad (1.5-6a)$$

cuando:

\* Sólo la fórmula (2-7) es aplicable en perfiles CE.

\*\* Ver sección 7, para limitaciones adicionales del esfuerzo en el patín de traveses armados de alma llena y vigas laminadas.

$$l/r_T \geq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

entonces:

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(l/r_T)^2} \quad (2-6b)$$

Cuando el patín en compresión sea sólido y aproximadamente rectangular en la sección transversal y su área no sea menor que la del patín en tensión:

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 C_b}{ld / A_f} \quad (2-7)$$

En estas fórmulas:

- $l$  = distancia entre secciones transversales arriostradas, para evitar el giro o desplazamiento lateral del patín en compresión. Para vigas en voladizo o arriostradas para evitar el giro solo en el apoyo,  $l$  puede ser tomada conservadoramente como su longitud real en cm.
- $r_T$  = Radio de giro de una sección que comprende el patín en compresión más un tercio del área del alma en compresión tomada con respecto a un eje en el plano del alma, en cm.
- $A_f$  = Área del patín en compresión, en  $\text{cm}^2$ .
- $C_b$  =  $1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2$ , pero no mayores de  $2.3^*$  donde  $M_1$  es el menor y  $M_2$  es el mayor de los momentos de flexión en los extremos de la longitud no arriostrada, tomados respecto al eje mayor del miembro, y esta relación  $M_1/M_2$ , es positiva cuando  $M_1$  y  $M_2$  tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble), y negativa cuando estos tienen signos opuestos (flexión con curvatura simple). Cuando el momento de flexión en cualquier punto de la longitud no arriostrada, es mayor que en cualquiera de los extremos, el valor de  $C_b$  se tomara como la unidad. Cuando se calcule  $F_{bx}$  y  $F_{by}$  para usarse en la fórmula (3-1a),  $C_b$  puede calcularse por la fórmula dada anteriormente para marcos propensos a traslación de juntas, y se tomará como la unidad para marcos arriostrados que eviten la traslación de las juntas.  $C_b$  podrá tomarse conservadoramente como la unidad para vigas en voladizo.

\*  $C_b$  Podrá tomarse conservadoramente como la unidad.

Para vigas híbridas,  $F_y$  para las fórmulas (2-6a) y (2-6b) es el esfuerzo de fluencia del patín en compresión. La fórmula (2-7) no se aplicará a vigas híbridas.

b) Para miembros que cumplan los requisitos de la sección 6.1.2, pero no incluidos en el párrafo 2° de esta sección:

$$F_b = 0.60F_y$$

Siempre que las secciones flexionadas con respecto a su eje de mayor resistencia estén arriostradas lateralmente en la región del esfuerzo de compresión, a intervalos no mayores de:

$$637 b_f / \sqrt{F_y}$$

### 2.1.5. APLASTAMIENTO

2.1.5.1. En el área de contacto de superficies alisadas, y en los extremos de atiesadores de carga ajustados; en el área proyectada de agujeros escariados, taladrados o barrenados para pasadores:

$$F_p = 0.9F_y^*$$

2.1.5.2. En rodillos de expansión y en balancines, en kg/cm:

$$F_p = \left( \frac{F_y - 914}{1400} \right) 46d$$

donde  $d$  es el diámetro del rodillo o del balancín, en cm.

2.1.5.3. En el área proyectada de tornillos y remaches en juntas a cortante.\*\*

$$F_p = 1.5F_u$$

donde  $F_u$  es la resistencia mínima a la tensión de las partes conectadas, en kg/cm<sup>2</sup>

### 2.1.6. APLASTAMIENTO SOBRE MAMPOSTERÍA Y CONCRETO

Cuando no existan códigos de reglamentación, se aplicarán los esfuerzos siguientes:

Sobre piedra arenisca y caliza	$F_p = 28.1 \text{ kg/cm}^2$
Sobre ladrillos con mortero de cemento	$F_p = 17.6 \text{ kg/cm}^2$

\* Cuando las partes en contacto tengan distinto esfuerzo de fluencia,  $F_y$  tendrá el valor menor.

\*\* Para separaciones mínimas y distancias al borde mínimas, ver sección 12.4 y 12.5.

Sobre el área total de un apoyo de concreto  $F_p = 0.35 f'_c$

Sobre menos del área total de un apoyo de concreto  $F_p = 0.35 f'_c \sqrt{A_2 / A_1} \leq 0.7 f'_c$

en donde:

$f'_c$  = Resistencia a la compresión especificada del concreto, en kg/cm<sup>2</sup>.

$A_1$  = Área de aplastamiento, en cm<sup>2</sup>.

$A_2$  = Área total de la sección transversal del apoyo de concreto, en cm<sup>2</sup>.

### 2.1.7. ESFUERZOS CAUSADOS POR VIENTO Y SISMO

Los esfuerzos permisibles podrán ser incrementados por un tercio por encima de los valores anteriores previstos, cuando sean producidos por cargas de viento o sismo, actuando solas o en combinación con las cargas muertas y vivas de diseño, siempre y cuando la sección calculada sobre esta base no sea menor que la requerida para el diseño de las cargas vivas o muertas de impacto (si lo hubiera), calculados sin el tercio de incremento de esfuerzo, y siempre que los esfuerzos no requieran calcularse sobre la base de factores de reducción aplicados a combinaciones de las cargas de diseño.

### 3. ESFUERZOS COMBINADOS

#### 3.1. COMPRESIÓN AXIAL Y FLEXIÓN (FLEXOCOMPRESIÓN)

Los miembros sometidos simultáneamente a esfuerzos de compresión axial y a esfuerzos de flexión deben estar diseñados para que satisfagan las condiciones siguientes:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1.0 \quad (3-1a)$$

$$\frac{f_u}{0.60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (3-1b)$$

Cuando  $f_a / F_a \leq 0.15$ , podrá usarse la fórmula (3-2) en lugar de las fórmulas (3-1a) y (3-1b).

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (3-2)$$

En las fórmulas (3-1a), (3-1b) y (3-2), los subíndices  $x$  y  $y$  combinados con los subíndices  $b$ ,  $m$  y  $e$ , indican el eje de flexión alrededor del cual se aplica un esfuerzo en particular o una propiedad de diseño, y en donde:

$F_a$  = Esfuerzo de compresión axial permisible si sólo existiera fuerza axial, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$F_b$  = Esfuerzo de compresión por flexión permisible si sólo existiera momento de flexión en  $\text{kg/cm}^2$ .

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl_b / r_b)^2}$$

= Esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad, en  $\text{kg/cm}^2$ . En la fórmula para  $F'_e$ ,  $l_b$  es la longitud real sin arriostamiento en el plano de flexión y  $r_b$  es el radio de giro correspondiente.  $K$  es el factor de longitud efectiva en el plano de flexión. Como en el caso de  $F_a$ ,  $F_b$  y  $0.60F_y$ ,  $F'_e$  podrá incrementarse en un tercio de acuerdo con la sección 2.1.7.

$f_a$  = Esfuerzo axial calculado en  $\text{Kg/cm}^2$ .

$f_b$  = Esfuerzo de compresión por flexión calculado en el punto considerado, en  $\text{kg/cm}^2$

$C_m$  = Coeficiente cuyo valor será:

1. Para miembros en compresión en marcos sujetos a desplazamiento lateral,  $C_m=0.85$
2. Para miembros en compresión con extremos restringidos, en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral y no sujetos a carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión,

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}, \text{ pero no menor de } 0.4$$

en donde  $M_1 / M_2$  es la relación del momento mayor, en los extremos de la parte del miembro no arriostrada, en el plano de flexión.  $M_1 / M_2$  es positiva cuando el miembro está flexionado en curvatura doble y negativa cuando está flexionado en curvatura simple.

3. Para miembros en compresión en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral en el plano de la carga y sujetos a carga transversal entre sus apoyos. el valor de  $C_m$  puede determinarse por un análisis racional; sin embargo, en lugar de dicho análisis, pueden emplearse los valores siguientes:

$C_m = 0.85$  para miembros cuyos extremos están restringidos

$C_m = 1.0$  para miembros cuyos extremos no están restringidos.

### 3.2. TENSIÓN AXIAL Y FLEXIÓN (FLEXOTENSIÓN)

Los miembros sometidos simultáneamente a esfuerzos de tensión axial y a flexión, deben estar diseñados en toda su longitud para satisfacer los requisitos de la fórmula (3-1b), donde  $f_b$  es el esfuerzo de tensión por flexión calculado. Sin embargo, el esfuerzo de compresión por flexión calculado, tomado aisladamente, no debe exceder el valor aplicable según la sección 2.1.4.

### 3.3. CORTANTE Y TENSIÓN

Los remaches y tornillos sometidos a cortante y a tensión combinados, deben diseñarse para que el esfuerzo de tensión,  $F_t$ , en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , sobre el área nominal del cuerpo  $A_b$ , producido por fuerzas en las partes sujetas, no exceda los valores calculados con las fórmulas de la tabla 3.3.1., donde  $f_v$ , esfuerzo cortante producido por dichas fuerzas. Cuando los esfuerzos permisibles se incrementen para cargas de viento o de sismo de acuerdo con la sección 2.1.7., las constantes en las fórmulas que aparecen en la tabla 3.3.1, deben incrementarse en un tercio, pero sin incrementar el coeficiente aplicado a  $f_v$ .

Para tornillos A325 y A490 empleados en conexiones que trabajan por fricción, el esfuerzo cortante máximo permitido, debe multiplicarse por el factor de reducción  $(1 - f_t A_b / T_b)$ , donde  $f_t$  es el esfuerzo promedio de tensión debido a una carga directa aplicada en todos los tornillos de una conexión y  $T_b$  es la carga de tensión inicial especificada del tornillo. Cuando se incrementan los esfuerzos permisibles por tratarse de cargas de viento o sismo, de acuerdo con las disposiciones de la sección 2.1.7., el esfuerzo cortante permisible reducido también debe ser un tercio.

Tabla 3.3.1. Esfuerzos permisibles de tensión ( $F_t$ ) para sujetadores en conexiones por aplastamiento

Descripción del sujetador	Rosca dentro del plano de corte	Rosca fuera del plano de corte
Barras roscadas		
Tornillos A449, de más de 38 mm de diámetro	$0.43F_u - 1.8f_v \leq 0.33F_u$	$0.43F_u - 1.4f_v \leq 0.33F_u$
Tornillos A325	$3870 - 1.8f_v \leq 3090$	$3870 - 1.4f_v \leq 3090$
Tornillos A490	$4780 - 1.8f_v \leq 3800$	$4780 - 1.4f_v \leq 3800$
Remaches A502 Grado 1	$2110 - 1.3f_v \leq 1620$	
Remaches A502 Grados 2 y 3	$2670 - 1.3f_v \leq 2040$	
Tornillos A307	$1830 - 1.3f_v \leq 1410$	



## **4. MIEMBROS Y CONEXIONES SOMETIDOS A VARIACIONES REPETIDAS DE ESFUERZO (FATIGA)**

### **4.1. GENERALIDADES**

La fatiga, como se entiende en estas especificaciones, se define como el daño que, después de un cierto número de fluctuaciones de esfuerzo, puede terminar en fractura. El intervalo de esfuerzos se define como la magnitud de estas fluctuaciones. En caso de inversión de esfuerzos, el intervalo debe considerarse como la suma numérica de esfuerzos máximos repetidos de tensión y compresión, o, como la suma de esfuerzos cortantes máximos en direcciones opuestas en un punto dado, que resultan de diferentes distribuciones de carga viva.

En construcciones comunes son pocos los miembros o conexiones que necesitan ser diseñados por fatiga, puesto que la mayoría de los cambios de carga en dichas estructuras ocurren pocas veces, o solamente producen pocas fluctuaciones de esfuerzos. Las cargas de diseño totales de viento o de sismo se presentan con tan poca frecuencia que no ameritan consideración alguna para diseñar por fatiga. Sin embargo, los carriles de grúas puente y las estructuras de apoyo de maquinaria y equipo, a veces están sujetas a cargas que producen fatiga.

## 5. ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ

### 5.1. GENERALIDADES

Una estructura en su totalidad y cada uno de sus miembros deberán ser estables. En el diseño deberán tomarse en cuenta los efectos significativos de las cargas que resultan de la deformación de la estructura o de los elementos individuales del sistema que soporta las cargas laterales, incluyendo los efectos sobre vigas, columnas, arriostramientos, conexiones y muros de cortante.

Para determinar la relación de esbeltez de un miembro cargado en compresión axial,  $Kl$  será su longitud efectiva y  $r$  el radio de giro correspondiente, excepto lo estipulado en la sección 2.1.3.3.

### 5.2. MARCOS ARRIOSTRADOS (DESPLAZAMIENTO LATERAL IMPEDIDO)

El factor de longitud efectiva,  $K$ , para miembros a compresión de armaduras y de aquellos marcos cuya estabilidad lateral se logra mediante una adecuada unión con arriostramientos en diagonal, muros de cortante, una estructura adyacente que tenga estabilidad lateral adecuada, losas de piso o de techo fijadas horizontalmente por muros o por arriostramientos paralelos al plano del marco, será tomado como la unidad, a menos que un estudio demuestre que puede usarse un valor menor.

### 5.3. MARCOS NO ARRIOSTRADOS (DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO)

En marcos donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a la flexión de las vigas y columnas unidas rigidamente, la longitud efectiva,  $Kl$ , de los miembros en compresión, se determinará por un método racional, y no será menor que la longitud no arriostrada.

### 5.4. RELACIONES MÁXIMAS DE ESBELTEZ

La relación de esbeltez,  $Kl/r$ , de miembros en compresión no excederá de 200

La relación de esbeltez,  $l/r$ , de miembros en tensión que no sean barras, preferiblemente no excederá de:

Para miembros principales.....	240
Para miembros del arriostramiento laterales y otros secundarios.....	300

## 6. RELACIONES ANCHO-ESPESOR

### 6.1. ELEMENTOS EN COMPRESIÓN NO ATIESADOS

6.1.1. Los elementos en compresión no atiesados son aquellos que tienen un borde libre paralelo a la dirección del esfuerzo de compresión. El ancho de las placas no atiesadas se tomará desde el borde libre hasta la primera fila de sujetadores o soldaduras; el ancho de los lados de ángulos y de los patines de perfiles CE, así como el alma de secciones en T, se tomará como la dimensión total nominal; el ancho de los patines de los perfiles I y T se tomará como la mitad del ancho total nominal. El espesor de un patin de espesor variable se medirá a la mitad de la distancia entre su borde libre y la cara correspondiente del alma.

6.1.2. Los elementos no atiesados sometidos a compresión axial o a compresión debida a la flexión, se considerarán como totalmente efectivos cuando la relación ancho/espesor no sea mayor de:

$640 / \sqrt{F_y}$  en puntales formados por un ángulo o dos ángulos con separadores

$800 / \sqrt{F_y}$  en puntales formados por dos ángulos en contacto; ángulos o placas en compresión que sobresalgan de las traves, columnas u otros miembros en compresión; patines en compresión de vigas, atiesadores de traves armadas de alma llena.

$1060 / \sqrt{F_y}$  en almas de perfiles T.

### 6.2. ELEMENTOS EN COMPRESIÓN ATIESADOS

6.2.1. Los elementos en compresión atiesados son aquellos que están soportados lateralmente a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo de compresión. Su ancho es igual a la distancia entre las líneas más cercanas de sujetadores o soldaduras, o entre las raíces de los patines, en el caso de secciones laminadas.

6.2.2. Los elementos atiesados sometidos a compresión axial, o a compresión uniforme debida a la flexión, como en el caso del patin de un miembro de flexión\* son considerados totalmente efectivos mientras la relación ancho/espesor no sea mayor de:

$2000 / \sqrt{F_y}$  en los patines de sección en cajón cuadradas y rectangulares y de espesor uniforme.

\* Las almas de miembros flexionados están cubiertas por las disposiciones de las secciones 7.2. y 7.6. y no están sujetas a las disposiciones de esta sección.

$2660/\sqrt{F_y}$  en el ancho no apoyado de cubreplacas perforadas con una serie de agujeros de acceso.\*\*

$2120/\sqrt{F_y}$  en cualquier otro elemento atiesado en compresión uniforme.

- 6.2.3.** Los elementos tubulares circulares, sometidos a compresión axial son totalmente efectivos cuando la relación del diámetro exterior al espesor de pared no sea mayor de  $232\,000/F_y$ .

---

\*\* El área neta de la placa se supone en la sección del agujero mayor para calcular el esfuerzo de compresión.

## 7. TRABES ARMADAS DE ALMA LLENA Y VIGAS LAMINADAS

### 7.1. DISEÑO

En general, las dimensiones de las trabes armadas de alma llena, remachadas o soldadas de vigas con cubreplacas y de vigas laminadas o soldadas, se diseñarán tomando como base el momento de inercia de su sección total. No se harán deducciones por agujeros, para tornillos o remaches de taller o de campo en el área de los patines, excepto en los casos en que la reducción por estos agujeros, calculada de acuerdo con lo previsto en la sección 10.2, exceda del 15 % de la sección total del patín, en cuyo caso el excedente se deducirá.

Las vigas híbridas podrán diseñarse con el momento de inercia de su sección total, sujeto a las disposiciones aplicables de la sección 7, siempre que no se requiera resistir una fuerza axial mayor de  $0.15 F_y$  veces el área de la sección total, siendo  $F_y$  el esfuerzo de fluencia del material del patín. Para considerar una viga como híbrida, sus patines en cualquier sección deberán tener la misma área y estar hechos del mismo tipo de acero, diferente al tipo de acero del alma.

### 7.2. ALMA

El cociente obtenido al dividir la distancia libre entre patines, entre el espesor del alma, no excederá de:

$$\frac{984\,000}{\sqrt{F_y(F_y + 1160)}}$$

Excepto cuando se usen atiesadores transversales, con separaciones no mayores de una y media veces el peralte de la trabe o viga, la relación límite podrá ser  $16\,800 / \sqrt{F_y}$ , donde  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del patín en compresión.

### 7.3. PATINES

El espesor de las paredes salientes de los patines cumplirá con los requisitos de la sección 6.1.2.

Los patines de las trabes o vigas soldadas de alma llena se podrán variar de espesor o ancho empalmando una serie de placas o usando cubreplacas.

El área total de la sección de las cubreplacas de trabes remachadas de alma llena no excederá el 70 % del área total del patín.

\* No se establece ningún límite de los esfuerzos en el alma producidos por el momento de flexión para el que se diseña la viga híbrida, excepto como se prevé en la sección 4.

## 7.4. DESARROLLO DEL PATÍN

Los remaches, tornillos de alta resistencia o soldaduras que unen el patín al alma o bien la cubreplaca al patín, se diseñarán para resistir el cortante horizontal total resultante de las fuerzas que producen flexión en la viga. La distribución longitudinal de estos remaches, tornillos o soldaduras intermitentes se hará en proporción a la magnitud del cortante. Sin embargo, la separación longitudinal no excederá de la máxima permitida para miembros en compresión o en tensión según se indica en las secciones 14.2. ó 14.3. respectivamente. Además los remaches, tornillos o soldaduras que unen el patín al alma serán diseñados para transmitir al alma cualquier carga aplicada directamente al patín, a menos que se tomen medidas para transmitir dichas cargas mediante apoyo directo.

Las cubreplacas de longitud parcial se prolongarán más allá del punto teórico de corte. La porción prolongada se fijará al patín por medio de remaches, tornillos de alta resistencia (conexiones por fricción) o soldaduras de filete. Estas conexiones se diseñarán para que, sin exceder los esfuerzos permisibles indicados en la sección 4., desarrollen la parte de los esfuerzos de flexión correspondiente a la cubreplaca en el punto teórico de corte.

Cuando las cubreplacas son soldadas, se prolongarán más allá del punto teórico de corte una distancia  $a'$  que será:

1. Igual al ancho de la cubreplaca, cuando hay una soldadura continua transversal de tamaño igual o mayor que las tres cuartas partes del espesor de la cubreplaca en el extremo de ésta, y soldaduras continuas en sus dos bordes en la longitud  $a'$ .
2. Igual a una y media veces el ancho de la cubreplaca, cuando hay una soldadura continua transversal menor que las tres cuartas partes del espesor de la cubreplaca en el extremo de esta, y soldaduras continuas en sus dos bordes en la longitud  $a'$ .
3. Igual a dos veces el ancho de la cubreplaca, cuando no hay soldadura transversal en el extremo de la cubreplaca, pero sí soldaduras continuas en sus dos bordes en la longitud  $a'$ .

## 7.5. ATIESADORES

7.5.1. Se colocarán pares de atiesadores de carga, en las almas de las trabes armadas de alma llena, en todos los puntos en que se aplican fuerzas concentradas, ya sean cargas o reacciones. No será necesario poner atiesadores en los extremos de las trabes o vigas que estén conectados a otros elementos de la estructura de manera que se evite la deformación de su alma, ni bajo cargas concentradas cuando no sean necesarios de acuerdo a lo estipulado en la sección 7.10. Estos atiesadores tendrán contacto con el patín o los patines, a través de los cuales reciben sus cargas o reacciones, y deben llegar casi al hasta el borde de los patines, sean estos de placa o ángulos. Estos atiesadores se diseñarán como columnas, de acuerdo con las disposiciones de la sección 2.1., y se

supone que la sección de la columna está formada por el par de atiesadores y una franja del alma, ubicada centralmente, de ancho no mayor de 25 veces su espesor para atiesadores interiores, o no mayor de 12 veces su espesor cuando los atiesadores están colocados en el extremo del alma. La longitud efectiva no será considerada menor que tres cuartas partes de la longitud de los atiesadores para calcular la relación  $l/r$ . Solamente se considerarán como apoyos efectivos aquellas partes del atiesador que queden fuera del filete laminado o soldadura entre el patín y el alma de la viga.

**7.5.2.** No se colocarán pares de atiesadores cuando el esfuerzo cortante promedio máximo  $f_v$  en el alma, en kg/cm<sup>2</sup>, calculado para cualquier condición de carga completa o parcial, no exceda el valor dado por la fórmula (7-1).

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} (C_v) \leq 0.40 F_y \quad (7-1)$$

en donde:

$$C_v = \frac{3\,160\,000\,k}{F_y (h/t)^2}, \text{ cuando } C_v \leq 0.8$$

$$C_v = \frac{1590}{h/t} \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \text{ cuando } C_v > 0.8$$

$$k = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2}, \text{ cuando } a/h \leq 1.0$$

$$k = 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2}, \text{ cuando } a/h > 1.0$$

$t$  = espesor del alma, en cm.

$a$  = distancia libre entre atiesadores transversales, en cm.

$h$  = distancia libre entre patines de la sección analizada, en cm.

Como alternativa, si se colocan atiesadores intermedios en vigas que no sean híbridas, espaciados para satisfacer las disposiciones de la sección 7.5.3, y si  $C_v \leq 1$ , podrá usarse el esfuerzo cortante permisible dado por la fórmula (7-2), en vez del valor indicado por la fórmula (7-1).

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \left[ C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \leq 0.40 F_y \quad (7-2)^*$$

**7.5.3.** Sujeto a las limitaciones de la sección 7.2, no se requerirán atiesadores intermedios cuando la relación  $h/t$  es menor de 260 y el esfuerzo cortante máximo en el alma  $f_v$ , es menor que el permitido por la fórmula (7-1).

\* La fórmula (7-2) reconoce la contribución del campo de tensión.

Cuando se requieran atiesadores intermedios, su espaciamiento será tal que el esfuerzo cortante en el alma no exceda el valor de  $F_v$  dado en las formulas (7-1) ó (7-2), la que sea aplicable, y la relación  $a/h$  no excederá  $\left[260/(h/t)\right]^2$  ni de 3.0.

En vigas o trabes diseñadas sobre la base de la acción del campo de tensión, los tableros extremos, los tableros con agujeros grandes, y los tableros adyacentes a éstos, tendrán sus atiesadores separados a una distancia tal que  $f_v$  no exceda el valor dado por la fórmula (7-1).

**7.5.4.** El momento de inercia con referencia a un eje en el plano del alma, de un par de atiesadores intermedios o de un atiesador intermedio simple, no será menor de  $(h/50)^4$

El área de la sección transversal de un atiesador o de un par de atiesadores intermedios, en  $\text{cm}^2$ , separados como lo requiere la fórmula (7-2), será mayor o igual que la calculada por la fórmula (7-3)

$$A_{st} = \frac{1-t}{2} \left[ \frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1-(a/h)^2}} \right] YDht \quad (7-3)$$

en donde:

$t$ ,  $a$ ,  $h$  y  $t$ , están definidos en la sección 1.10.5.2.

$Y$  = cociente entre el esfuerzo de fluencia del acero del alma y el esfuerzo de fluencia del acero del atiesador.

$D$  = 1.0 para un par de atiesadores.

= 1.8 para atiesadores formados por un ángulo.

= 2.4 para atiesadores formados por una placa.

Cuando el esfuerzo cortante máximo,  $f_v$ , en un tablero sea menor que el permitido por la fórmula (7-2), el área total podrá ser reducida en igual proporción.

Cuando se requieran atiesadores intermedios se conectarán para poder transmitir una fuerza cortante total no menor que la calculada por la fórmula (7-4), expresada en kg por cada cm de longitud de un atiesador sencillo o de un par de atiesadores.

$$f_{vs} = \sqrt{\left(\frac{F_y}{1400}\right)^3} \quad (7-4)$$

en donde:

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del acero del alma.

Esta transferencia de fuerza cortante podrá ser reducida en la misma proporción en que el esfuerzo cortante máximo calculado  $f_v$ , en los tableros adyacentes, sea menor que el permitido por la fórmula (7.2). Sin embargo, los remaches y soldaduras en los atiesadores intermedios que se requieran para transmitir al alma una carga concentrada o una reacción, se diseñarán para poder transmitir como mínimo la carga o reacción.



Los atiesadores intermedios podrán dejarse separados del patín en tensión, siempre que el apoyo no sea necesario para transmitir una carga concentrada o reacción. La soldadura que une los atiesadores intermedios al alma no deberá llegar hasta la soldadura que une patín y alma. La distancia entre la soldadura de los atiesadores y la soldadura del alma /patín será de 4 a 6 veces el espesor del alma. La soldadura que une los atiesadores al alma deberá llegar hasta el extremo de los atiesadores.

Cuando el patín en compresión sea una placa rectangular y los atiesadores sean sencillos, entonces deberán unirse los atiesadores al patín para evitar que éste se deforme por torsión.

Cuando el patín en compresión no sea de ángulos y se conecten arriostramientos laterales a un atiesador o a un par de atiesadores, éstos se unirán al patín para transmitir el 1 % de la fuerza total de compresión en el patín.

Los remaches que unen los atiesadores al alma de la trabe o viga no estarán separados más de 30 cm, centro a centro. Si se emplean soldaduras de filete intermitente, la distancia libre entre soldaduras no será mayor de 16 veces el espesor del alma ni más de 25 cm.

## 7.6. REDUCCIÓN DEL ESFUERZO EN EL PATÍN

Cuando la relación altura/espesor del alma exceda de  $6370/\sqrt{F'_b}$ , el esfuerzo de flexión máximo en el patín en compresión no excederá de:

$$F'_b \leq F_b \left[ 1.0 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left( \frac{h}{t} - \frac{6370}{\sqrt{F'_b}} \right) \right] \quad (7-5)$$

en donde:

$F'_b$  = esfuerzo de flexión, en kg/cm<sup>2</sup> según la sección 2.1.4.

$A_w$  = área del alma, en cm<sup>2</sup>, de la sección que se analiza.

$A_f$  = área del patín en compresión, en cm<sup>2</sup>.

El esfuerzo máximo en cualquiera de los patines de una viga híbrida, no excederá el valor dado por la fórmula (7-5), ni por la siguiente fórmula:

$$F'_b \leq F_b \left[ \frac{12 + \left( \frac{A_w}{A_f} \right) (3\alpha - \alpha^3)}{12 + 2 \left( \frac{A_w}{A_f} \right)} \right] \quad (7-6)$$

en donde:

$\alpha$  = cociente entre el esfuerzo de fluencia del alma y el esfuerzo de fluencia del patín

## 7.7. CONVINCACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES Y DE TENSIÓN

Las trabes armadas de alma llena que dependen de la acción del campo de tensión, como se dispone en la fórmula (7-2), serán diseñadas para el esfuerzo de tensión por flexión, debido al momento en el plano del alma de la trabe o viga, no exceda de  $0.60 F_y$ ; ni de:

$$\left( 0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v} \right) F_y, \quad (7-7)$$

en donde:

$f_v$  = esfuerzo cortante promedio en el alma (fuerza cortante total dividida entre el área del alma), en  $\text{kg/cm}^2$ .

$F_v$  = esfuerzo cortante permisible en el alma, en  $\text{kg/cm}^2$ , de acuerdo con la fórmula (7-2).

## 7.8. EMPATES

Los empates a tope en trabes armadas de alma llena y de vigas laminadas, con soldadura de penetración completa, desarrollarán el total de la capacidad de carga de la menor de las secciones unidas. Cuando se utilizan otros tipos de empate a tope en trabes armadas de alma llena y vigas laminadas, deberá desarrollarse la resistencia requerida para soportar los esfuerzos en el punto de unión.

## 7.9. FUERZAS HORIZONTALES

Los patines de trabes armadas de alma llena y vigas laminadas que soporten grúas u otras cargas móviles, serán diseñadas para resistir las fuerzas horizontales producidas por dichas cargas.

## 7.10. PANDEO DEL ALMA

7.10.1. Las almas de trabes armadas de alma llena y de vigas laminadas se diseñarán de manera que el esfuerzo de compresión al pie de los filetes de la unión del alma al patín que resulten de cargas concentradas no soportadas por atiesadores, no exceda de  $0.75 F_y$ ; de lo contrario, se colocarán atiesadores.

Las fórmulas que gobiernan son:

Para cargas interiores :

$$\frac{R}{l(N + 2k)} \leq 0.75 F_y, \quad (7-8)$$

Para reacciones extremas:

$$\frac{R}{t(N+k)} \leq 0.75F_y \quad (7-9)$$

en donde:

$R$  = carga concentrada o reacción, en kg.

$T$  = espesor del alma, en cm.

$N$  = longitud de apoyo (no menor que  $k$  para reacciones en los extremos), en cm.

$k$  = distancia desde la cara externa del patín hasta el pie del filete de la unión del alma al patín, en cm.

7.10.2. Las almas de trabes armadas de alma llena se deberán diseñar de manera que la suma de los esfuerzos de compresión resultantes de cargas concentradas y de cargas distribuidas, que se aplican directamente sobre la placa del patín en compresión, y que no estén soportadas directamente por atiesadores, no exceda de los siguientes valores:

$$\left[ 5.5 + \frac{-4}{(a/h)^2} \right] \frac{703\,000}{(h/t)^2} \text{ kg/cm}^2 \quad (7-10)$$

cuando el patín está restringido contra la rotación, ni de :

$$\left[ 2 + \frac{4}{(a/h)^2} \right] \frac{703\,000}{(h/t)^2} \text{ kg/cm}^2 \quad (7-11)$$

cuando el patín no está restringido contra la rotación.

Estos esfuerzos se calcularán como sigue:

1. Las cargas concentradas, en kg, se dividirán entre el producto del espesor del alma y la menor dimensión del tablero, ya sea ésta la separación entre atiesadores o el peralte del alma.
2. Las cargas distribuidas, en kilogramos por centímetro lineal, se dividirán entre el espesor del alma.

## 7.11. RESTRICCIÓN DE LA ROTACIÓN EN LOS PUNTOS DE APOYO

En los puntos de apoyo de trabes, vigas y armaduras, éstas se soportarán lateralmente para evitar su rotación sobre su eje longitudinal.

## **8. CLAROS SIMPLES Y CLAROS CONTINUOS**

### **8.1. CLAROS SIMPLES**

Las vigas y armaduras se diseñarán normalmente sobre la base de claros simples, cuya longitud efectiva es igual a la distancia entre los centros de gravedad de los miembros a los cuales éstas transmiten sus reacciones extremas.

### **8.2. EXTREMOS RESTRINGIDOS**

Cuando se diseña con base en la hipótesis de extremos total o parcialmente restringidos debido a la continuidad, o a la acción de voladizo, las vigas y armaduras, así como las secciones de los miembros a los cuales éstas se unen, se diseñarán para soportar los cortantes y momentos correspondientes, así como cualquier otra fuerza, sin exceder en ningún punto los esfuerzos permisibles prescritos en la sección 2.1. Como excepción, en algunos casos podrá permitirse cierta deformación inelástica pero autolimitada en una parte de la conexión, cuando ésta sea indispensable para evitar sobrecargar los sujetadores.

## 9. FLECHAS, VIBRACIÓN Y ENCHARCAMIENTO

### 9.1. FLECHAS

Las vigas que soporten pisos y techos se diseñarán tomando en cuenta la flecha producida por las cargas de diseño. Las vigas que soporten cielos rasos serán diseñadas de manera que la flecha máxima, debida a la carga viva, no exceda de 1/360 del claro

### 9.2. VIBRACIÓN

Las vigas que soportan áreas grandes abiertas, libres de muros divisorios u otras fuentes de amortiguamiento, donde la vibración momentánea causada por el tránsito de peatones sea inaceptable, se diseñaran tomando en cuenta la vibración

### 9.3. ENCHARCAMIENTO

A no ser que a una superficie de techo se le proporcione una pendiente suficiente hacia puntos de drenaje libre o hacia drenes individuales adecuados para evitar la acumulacion del agua pluvial, el sistema de techo se revestirá mediante un analisis racional para asegurar la estabilidad bajo condiciones de encharcamiento, excepto en el caso siguiente: el sistema de techo se considerará estable y no requerirá una revision adicional si se cumplen las siguientes condiciones:

$$I_d \geq 0.4S^4 \quad \text{y} \quad C_p + 0.9C_s \leq 0.25$$

en donde:

$$C_p = 0.05 \frac{I_s I_p^4}{I_p} \quad \text{y} \quad C_s = 0.05 \frac{S I_s^4}{I_s}$$

$I_p$  = separación entre columnas en la dirección de las traves (longitud de los miembros principales), en m.

$I_s$  = separación entre columnas perpendiculares a la dirección de las traves (longitud de los miembros secundarios), en m.

$S$  = separación entre los miembros secundarios, en m.

$I_p$  = momento de inercia de los miembros principales, en  $\text{cm}^4$ .

$I_s$  = momento de inercia de los miembros secundarios, en  $\text{cm}^4$ .

$I_d$  = momento de inercia de la lámina acanalada apoyada sobre los miembros secundarios, en  $\text{cm}^4/\text{m}$ .

Para armaduras y vigas de celosía, el momento de inercia  $I_s$  se reducirá 15 % cuando se usen las fórmulas anteriores. Una cimbra de acero será considerada como miembro secundario cuando esté directamente apoyada en los miembros principales.

El esfuerzo total de flexión, debido a las cargas muertas, cargas vivas y encharcamiento, no excederá de  $0.80F_y$  para miembros principales y secundarios.

Los esfuerzos producidos por fuerzas de viento o sismo se incluirán en un análisis de encharcamiento.

## 10. ÁREA TOTAL Y ÁREA NETA

### 10.1. DEFINICIONES

El área total de un miembro en cualquier punto se determinará sumando los productos del espesor y el ancho total de cada elemento, medido en sentido normal a su eje. El área neta se determinará sustituyendo el ancho total por el ancho neto calculado de acuerdo a la secciones 10.2 a 10.5, inclusive.

### 10.2. ÁREA NETA Y ÁREA NETA EFECTIVA

10.2.1. En el caso de una línea de agujeros que atraviesa un miembro estructural o parte de él, en diagonal o en zig-zag, el ancho neto de la sección se calculará deduciendo de su ancho total la suma de los diámetros de todos los agujeros de la línea y sumándole, por cada paso de la serie, la cantidad:

$$s^2 / 4g$$

en donde:

$s$  = separación longitudinal de centro a centro (paso) entre dos agujeros consecutivos, en cm.

$g$  = separación transversal de centro a centro (gramil) entre los mismos dos agujeros, en cm.

El área neta crítica,  $A_n$  de la sección considerada, se obtiene de la trayectoria que dé el menor ancho neto.

Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura, no se considerará el metal de la soldadura como contribuyente al área neta.

10.2.2. El área neta efectiva,  $A_e$ , de miembros en tensión axial, en los que la carga se transmite por tornillos o remaches a través de parte de los elementos de la sección transversal del miembro, deberá calcularse por la fórmula:

$$A_e = C_t A_n$$

en donde:

$A_n$  = área neta del miembro.

$C_t$  = un coeficiente de reducción.

A menos que pueda justificarse un coeficiente mayor mediante ensayos u otros criterios reconocidos, deberán emplearse en los cálculos los siguientes valores de  $C_t$ :

1. Para perfiles IR o IE, con anchos de patín no menores de 2/3 del peralte, y Tes cortadas de estos perfiles, siempre que la conexión sea a los patines y que no tengan menos de 3 sujetadores por línea en la dirección del esfuerzo..... $C_t = 0.90$

2. Para perfiles IR o IE que no cumplan las condiciones del párrafo anterior, Tes cortadas de los mismos, y cualquier otro perfil, incluyendo las secciones armadas, siempre que la conexión no tenga menos de tres sujetadores por línea en la dirección del esfuerzo..... $C_t = 0.85$

3. Para todos los miembros cuyas conexiones tengan solamente 2 sujetadores por línea en dirección del esfuerzo..... $C_t = 0.75$

10.2.3. Las placas y otros accesorios de conexiones remachadas o atornilladas, sometidas a fuerzas de tensión, se diseñarán de acuerdo con las disposiciones de la sección 2.1.1, donde el área neta efectiva será tomada como el área real, excepto para el diseño, ésta no se tomará mayor de 85 % del área total.

### 10.3. ÁNGULOS

Su ancho total será la suma de los anchos de los patines, menos su espesor. El gramil para agujeros en patines opuestos será la suma de los gramiles desde la esquina exterior de los ángulos, menos el espesor.

### 10.4. TAMAÑO DE LOS AGUJEROS

Al calcular el área neta, el diámetro de un agujero para remache o tornillo se tomará como 1.6 mm mayor que la dimensión nominal del agujero, en sentido perpendicular a la dirección del esfuerzo aplicado.

### 10.5. MIEMBROS CONECTADOS CON PASADOR

Las barras de ojo serán de espesor uniforme sin refuerzo en sus agujeros. Deberán tener cabeza redonda concéntrica con el agujero del pasador. El radio de transición entre la cabeza circular y el cuerpo de la barra será igual o mayor que el diámetro de la cabeza.

El ancho del cuerpo de la barra de ojo no excederá de 8 veces su espesor y el espesor no será menor de 12.7 mm. El área neta de la cabeza a través del agujero del pasador, transversalmente al eje de la barra de ojo, no será menor de 1.33 ni mayor de 1.5 veces el área de su sección transversal. El diámetro del pasador no será menor de 85 % del ancho del cuerpo de la barra de ojo. El diámetro del agujero para el pasador no



deberá exceder más de 1 mm el diámetro del pasador. Para aceros que tengan un esfuerzo de fluencia mayor de 4 920 kg/cm<sup>2</sup>, el diámetro del agujero para el pasador no excederá de 5 veces el espesor de la placa.

En placas con agujeros para pasadores que no cumplan con los requisitos de las barras de ojo, el esfuerzo de tensión en el área neta, transversal al eje del miembro, no excederá del esfuerzo permisible que se indica en la sección 2.1.1, y el esfuerzo de aplastamiento en el área proyectada del pasador no excederá el esfuerzo indicado en la sección 2.1.5.1. El área neta mínima más allá del agujero para el pasador, paralela al eje del miembro, no será menor de 65 % del área neta a través del agujero para el pasador.

En placas o elementos individuales de un miembro armado, con agujeros para pasadores, la distancia transversal del borde del agujero para el pasador al borde de la placa o elemento, no excederá de 4 veces su espesor. En estas placas o elementos, el diámetro del agujero para el pasador no será menor de 1.25 veces la distancia más corta de su borde al borde de la placa o elemento. En los casos en que el pasador sirve de eje de articulación para permitir movimiento de giro entre las piezas conectadas, bajo condiciones de carga total, el diámetro del agujero no deberá exceder más de 1 mm el diámetro del pasador.

Las esquinas de la placa o elemento en el extremo con agujero podrán recortarse a 45° con el eje del miembro, siempre que el área neta en el recorte no sea menor que el área neta entre el agujero y el extremo del miembro.

Las limitaciones de espesores, tanto en barras de ojo como en placas o elementos individuales con agujeros para pasadores, pueden eliminarse si el pasador tiene tuercas exteriores que al apretarse fijen entre sí los elementos de la unión. En estas condiciones los esfuerzos permisibles de aplastamiento no serán mayores que los indicados en la sección 2.1.5.1

## 10.6. ÁREAS EFECTIVAS DEL METAL DE SOLDADURA

### 10.6.1. SOLDADURAS DE RANURA

Para soldaduras de ranura, el área efectiva se considerará como el producto de la longitud efectiva de la soldadura por el espesor efectivo de su garganta.

La longitud efectiva de una soldadura de ranura será el ancho de la parte unida.

10.6.1.1. El espesor efectivo de garganta de una soldadura de ranura de penetración completa será el espesor de la parte más delgada de las partes unidas.

10.6.1.2. El espesor efectivo de garganta de una soldadura de ranura de penetración parcial será como se muestra en la Tabla 10.6.1.2.

Tabla 10.6.1.2. Espesor efectivo de garganta de soldaduras de ranura de penetración parcial.

Proceso de soldadura	Posición de soldadura	Ángulo inclinado en la raíz de la ranura	Espesor efectivo de la garganta
Electrodo recubierto o arco sumergido	Todas	$< 60^\circ$ pero $\geq 45^\circ$	altura del bisel menos 3.2 mm
		$\geq 60^\circ$	altura del bisel
arco protegido con gas o arco con electrodos de núcleo fundente	Todas	$\geq 60^\circ$	altura del bisel
	Horizontal o plano	$< 60^\circ$ pero $\geq 45^\circ$	altura del bisel
	Vertical o sobre cabeza	$< 60^\circ$ pero $\geq 45^\circ$	altura del bisel menos 3.2 mm
arco con electrodo de núcleo fundente, protegido con gas	Todas	$\geq 60^\circ$	altura del bisel

10.6.1.3. El espesor efectivo de garganta de una soldadura de ranura acampanada, cuando está al ras con la superficie de la sección sólida de la barra, será como muestra la Tabla 10.6.1.3. Para comprobar que se está obteniendo con constancia el espesor efectivo de garganta, se prepararán muestras de las soldaduras de producción para cada procedimiento de soldadura.

Se permiten gargantas efectivas mayores que las indicadas en la tabla 10.6.1.3, siempre que el fabricante pueda mostrar con pruebas que puede dar gargantas efectivas mayores. Las pruebas consistirán en seccionar el miembro perpendicularmente a su eje, en la mitad de la longitud y en los extremos de la soldadura. Estas secciones se harán sobre combinaciones de tamaños de material representativas de la gama que será empleada en la fabricación, o requeridas por el diseño.

Tabla 10.6.1.3. Espesor efectivo de garganta de soldaduras de ranura acampanada.

Tipos de soldadura	Radio de la barra o de curvado, $R$	espesor efectivo
Ranura en bisel acampanada	Todos	$5/16 R$
Ranura V acampanada	Todos	$1/2 R^a$

<sup>a</sup> Usar  $3/8 R$  para soldadura de arco metálico protegido con gas (excepto en procesos de transferencia a corto circuito) cuando  $R \geq 25$  mm

## 10.6.2. SOLDADURAS DE FILETE

El área efectiva de las soldaduras de filete se tomará como el producto de su longitud por el espesor efectivo de garganta.

La longitud efectiva de las soldaduras de filete, excepto en agujeros redondos y cajas (agujeros alargados), será la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo las vueltas.

El espesor efectivo de garganta en las soldaduras de filete será la distancia más corta entre la raíz y la cara de la soldadura en una representación esquemática de la sección transversal. Como excepción en las soldaduras de filete hechas por el

procedimiento de arco sumergido, cuando su tamaño es menor o igual de 10 mm, el espesor efectivo de garganta se tomará igual al tamaño del cateto. Para soldaduras de filete mayores de 10 mm hechas por este mismo procedimiento, la garganta efectiva será igual a la garganta teórica más 3 mm. Para soldaduras de filete en agujeros y cajas, la longitud efectiva será la longitud del eje de la soldadura en el centro del plano que atraviesa la garganta. Sin embargo, en el caso de filetes traslapados, el área efectiva no excederá el área nominal de la sección transversal del agujero o caja en el plano de la superficie de unión.

### **10.6.3. SOLDADURAS DE TAPÓN Y EN CAJAS (AGUJEROS ALARGADOS)**

El área efectiva sometida a cortante de soldaduras de tapón y en cajas, se tomará como el área nominal de la sección transversal del agujero o de la caja, en el plano de la superficie de unión.

## 11. CONEXIONES

### 11.1. CONEXIONES MÍNIMAS

Las conexiones que transmiten esfuerzos calculados, excepto para las barras de celosías, tirantes y polines o largueros, se diseñarán para soportar no menos de 3 000 kg.

### 11.2. CONEXIONES EXCÉNTRICAS

Siempre que sea posible, los ejes de gravedad de los miembros que concurren en un punto y estén sometidos a esfuerzo axial, deberán intersectarse. De no ser así, se tomarán en cuenta los esfuerzos de flexión debidos a la excentricidad.

### 11.3. COLOCACIÓN DE REMACHES, TORNILLOS Y SOLDADURAS

Los grupos de remaches, tornillos o soldaduras en los extremos de cualquier miembro que transmiten esfuerzo axial en esos miembros, tendrán sus centros de gravedad en el eje de gravedad del miembro, a menos que se tome en cuenta el efecto de la excentricidad resultante. Excepto en los miembros sometidos a variación repetida de esfuerzo, tal como se define en la sección 4., no se requiere disponer las soldaduras de filete para equilibrar las fuerzas al rededor del eje o ejes neutros en conexiones extremas de ángulos simples, ángulos dobles y miembros de tipo similar. La excentricidad entre los ejes de gravedad de tales miembros y las líneas de gramiles para sus conexiones extremas remachadas o atornilladas, para despreciarse en miembros cargados estáticamente, pero si deberá tomarse en cuenta en miembros sometidos a cargas que producen fatiga.

### 11.4. MIEMBROS CON EXTREMOS SIN RESTRICCIÓN A LA ROTACIÓN

Excepto que el diseñador indique otra cosa, las conexiones de vigas o armaduras se diseñarán como flexibles y generalmente se diseñarán sólo para el cortante producido por las reacciones.

Las conexiones flexibles de vigas permitirán el giro del extremo de las vigas. Para lograrlo, se permite la deformación inelástica de la conexión.

### 11.5. MIEMBROS CON EXTREMOS RESTRINGIDOS A LA ROTACIÓN

11.5.1. Los sujetadores o soldaduras para conexiones extremas de vigas y armaduras, serán diseñados para el efecto combinado de fuerzas resultantes de momento y cortante, producidos por la rigidez de las conexiones.

11.5.2. Cuando los patines o placas de conexiones de momento, para conexiones extremas de vigas, sean soldados al patin de una columna de perfil I, se colocará un par de atiesadores en el alma de la columna, que tengan un área transversal,  $A_{st}$ , mayor o igual que la calculada por la fórmula (11-1):

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc} t(t_b + 5k)}{F_{yst}} \quad (11-1)$$

en donde:

$F_{yc}$  = esfuerzo de fluencia de la columna, en kg/cm<sup>2</sup>.

$F_{yst}$  = esfuerzo de fluencia del atiesador, en kg/cm<sup>2</sup>

$k$  = distancia entre la cara exterior del patín de la columna y el pie de su filete en el alma, si la columna es un perfil laminado, o la distancia equivalente si la columna es un perfil soldado, en cm.

$F$  = fuerza calculada transmitida por el patín o placa de conexión de momento, multiplicada por 5/3, cuando la fuerza calculada es originada solamente por carga viva y carga muerta o multiplicada por 4/3, cuando la fuerza calculada es debida a carga viva y carga muerta conjuntamente con fuerzas de viento o sismo, en kg.

$t$  = espesor del alma de la columna, en cm.

$t_b$  = espesor del patín o de la placa de conexión de momento que transmite la fuerza concentrada, en cm.

**11.5.3.** No obstante los requisitos de la sección 11.5.2, deberá colocarse un atiesador o un par de atiesadores opuestos al patín de compresión, cuando el peralte del alma de la columna, sin contar los filetes  $d_c$ , es mayor de :

$$\frac{34\,400t^3 \sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}} \quad (11-2)$$

y debe suministrarse un par de atiesadores opuestos al patín en tensión cuando el espesor del patín de la columna,  $t_b$ , sea menor de :

$$0.4 \sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}} \quad (11-3)$$

**11.5.4.** Los atiesadores requeridos por las disposiciones de las secciones 11.5.2 y 11.5.3, deberán cumplir los siguientes requisitos:

1. El ancho de cada atiesador más la mitad del espesor del alma de columna, no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión de momento que transmite la fuerza concentrada.
2. El espesor de los atiesadores no será menor que la mitad del espesor del patín.

3. Cuando la fuerza concentrada se aplica solamente en un patín de la columna, la longitud del atiesador no necesita ser mayor que la mitad del peralte de la columna.
4. La soldadura que une los atiesadores al alma de la columna, deberá diseñarse para soportar la fuerza en el atiesador producida por momentos no equilibrados, aplicados en lados opuestos de la columna.

11.5.5. Deberá ponerse especial atención en aquellas conexiones que producen esfuerzos cortantes en el alma cercanos a los permisibles.

### 11.6. PLACAS DE RELLENO

Cuando remaches o tornillos que transmiten fuerzas calculadas, pasan a través de placas de relleno con espesor mayor de 6 mm, las placas de relleno deberán prolongarse más allá de la unión, y la parte prolongada se fijará con suficientes remaches o tornillos para distribuir el esfuerzo total en la en la sección compuesta formada por el miembro y la placa de relleno. Como alternativa, pueden incluirse un número equivalente de remaches o tornillos en la propia unión. Lo anterior no es necesario en conexiones por fricción con tornillos de alta resistencia.

En construcción soldada, las placas de relleno de más de 6 mm de espesor se prolongarán más allá de los bordes de la placa de unión y se soldarán al elemento que se conecta. Se usará suficiente soldadura para transmitir la fuerza en la placa de unión, aplicada como carga excéntrica en la superficie de la placa de relleno. Las soldaduras que unen la placa de unión a la placa de relleno, serán suficientes para transmitir la fuerza en la placa de unión, y tendrán suficiente longitud para no sobrecargar la placa de relleno a lo largo del pie del cordón de soldadura. Cualquier placa de relleno menor de 6 mm de espesor tendrá sus bordes de la placa de unión, y el tamaño de la soldadura será el necesario para soportar la fuerza de la placa de unión, más el espesor de la placa de relleno.

### 11.7. CONEXIONES DE MIEMBROS EN TENSIÓN Y EN COMPRESIÓN EN ARMADURAS

Las conexiones en los extremos de miembros en tensión o en compresión en armaduras, desarrollarán la fuerza requerida por la carga de diseño, pero no menos del 50 % de la capacidad efectiva del miembro, según su tipo de esfuerzo.

### 11.8. MIEMBROS EN COMPRESION CON UNIONES DE APOYO POR APLASTAMIENTO

Las columnas apoyadas en placas, o alisadas para apoyarse por aplastamiento en empalmes, tendrán suficientes remaches, tornillos o soldaduras, para mantener la posición relativa de todas las partes.

Otros miembros en compresión alisados para apoyarse por aplastamiento, tendrán sus materiales de empalme, con sus remaches, tornillos o soldaduras colocados para

mantener alineadas todas las partes, y diseñados para poder transmitir el 50 % de la carga calculada.

Todas las conexiones anteriores se diseñarán para resistir cualquier tensión que pudiera producirse por las fuerzas laterales especificadas, actuando conjuntamente con el 75 % del esfuerzo calculado por carga muerta pero sin cargas vivas.

## **11.9. COMBINACIÓN DE SOLDADURAS**

Cuando se combinan en una sola conexión dos o más tipos de soldadura (ranura, filete, tapón, agujeros alargados), la capacidad efectiva de cada uno de ellos se calculará separadamente, con referencia al eje de grupo, para determinar la capacidad permisible de la combinación.

## **11.10. REMACHES Y TORNILLOS EN COMBINACIÓN CON SOLDADURA**

En obras nuevas, cuando en una conexión se combinan soldaduras con remaches, tornillos A307 o tornillos de alta resistencia, trabajando por aplastamiento, los sujetadores no podrán compartir la carga y las soldaduras deberán soportar los esfuerzos totales de la unión. En el caso de tornillos de alta resistencia en conexiones del tipo por fricción, puede considerarse que comparten los esfuerzos con las soldaduras. En estructuras ya existentes, al hacerse modificaciones soldadas, los remaches y los tornillos de alta resistencia ya existentes, apretados adecuadamente, podrán utilizarse para soportar los esfuerzos resultantes de la carga muerta y las soldaduras deberán soportar solamente los esfuerzos adicionales.

## **11.11. TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA (EN CONEXIONES POR FRICCIÓN) EN COMBINACIÓN CON REMACHES**

En obras nuevas y al hacer modificaciones, cuando se combinan remaches y tornillos de alta resistencia, colocados conforme a las disposiciones de la sección 1.16.1 como conexiones por fricción, puede considerarse que comparten los esfuerzos resultantes de cargas muertas y vivas.

## **11.12. CONEXIONES DE CAMPO**

Para las siguientes conexiones se emplearán remaches, tornillos de alta resistencia o soldaduras:

- Empates de columnas en todas las estructuras de pisos múltiples de 60 m o más de altura.
- Empates de columnas en estructuras de pisos múltiples, 30 a 60 m de altura, cuando la menor dimensión horizontal es menor de 40 % de la altura.
- Conexiones de todas las vigas a columnas y de cualquier otra viga de la cual depende el arriostamiento de columnas, en estructuras de más de 40 m de altura.

- En estructuras que soportarán grúas de más de 5 toneladas de capacidad, los empates en las armaduras de techos y conexiones de armaduras a columnas y armaduras o traveses y ménsulas para grúas.
- Conexiones para soportes de maquinaria en operación, o de otras cargas vivas que producen impacto o inversión de esfuerzos.
- Cualquier otra conexión así estipulada en los planos de diseño.

En todos los demás casos, las conexiones de campo pueden hacerse con tornillos A307.

Para los fines de esta sección la altura de una estructura de varios pisos se tomará como la distancia vertical desde el nivel de la acera hasta el punto más elevado de las vigas del techo, para el caso de techos planos; en el caso de techos con pendiente mayor del 20 %, se tomará la altura media del techo.

Cuando el nivel de la acera no se ha fijado, o cuando la estructura no sea adyacente a una calle se usará el nivel medio del terreno en que se desplanta la estructura en lugar del nivel de la acera. La altura de las casetas de los elevadores y de los cubos de la escalera no se tomará en cuenta para determinar la altura de la estructura.



## 12. REMACHES Y TORNILLOS

### 12.1. TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

Excepto que se indique de otra manera en las especificaciones, el uso de tornillos de alta resistencia se hará conforme a las disposiciones de las Especificaciones para Juntas Estructurales con Tornillos ASTM A325 ó A490, última edición, tal como ha sido aprobado por el Consejo de Investigación de Juntas Estructurales Remachadas y Atornilladas.

Cuando se requiere apretar los tornillos ASTM A449 (Grado 5) a más del 50 % de su resistencia mínima a la tensión, cuando trabajan a tensión, y en las conexiones a cortante por aplastamiento, tendrán una arandela endurecida instalada debajo de la cabeza del tornillo y las tuercas deben cumplir los requisitos de la norma ASTM A325.

### 12.2. ÁREA EFECTIVA DE APLASTAMIENTO

El área efectiva de aplastamiento de remaches y tornillos será el diámetro multiplicado por la longitud de aplastamiento, excepto que para remaches y tornillos avellanados debe reducirse la mitad de la profundidad del avellanado.

### 12.3. AGARRES LARGOS

En el caso de los remaches y tornillos A307 que resisten esfuerzos calculados y cuyo agarre excede de 5 veces su diámetro, se aumentará su número en 1 % por cada 1.5 mm que el agarre exceda de los 5 diámetros.

### 12.4. SEPARACIÓN MÍNIMA

12.4.1. La distancia entre los centros de los agujeros estándar, sobredimensionado o alargados, para sujetadores, no será menor que 3 veces el diámetro nominal del sujetador, ni menor que la requerida en la sección 12.4.2, si ésta es aplicable.

12.4.2. A lo largo de una línea de fuerza transmitida, la distancia entre centros de agujeros no será menor que la estipulada a continuación:

1. Agujeros estándar:

$$2P / F_u t + d / 2 \quad (12-1)$$

en donde:

$P$  = fuerza transmitida por un sujetador a la parte crítica conectada, en kg.

$F_u$  = esfuerzo de tensión mínimo especificado de la parte crítica conectada, en kg/cm<sup>2</sup>.

$t$  = espesor de la parte crítica conectada, en cm.

## 2. Agujeros sobredimensionados o alargados:

La distancia entre centros de agujeros estándar, estipulada en el inciso anterior, más el incremento aplicable  $C_1$  de la tabla 12.4.2, pero la distancia libre en agujeros no será menor de un diámetro del tornillo.

**12.5. DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE**

12.5.1. La distancia desde el centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada, no será el menor que el valor indicado en la tabla 12.5.1, ni menor que los valores mostrados en la secciones 12.5.2. ó 12.5.3, según sea el caso.

12.5.2. A lo largo de una línea de fuerza transmitida, en dirección de la misma distancia desde el centro de un agujero estándar al borde de la parte conectada, no será menor de

$$2P / F_u t \quad (12-2)$$

en donde

$P$ ,  $F_u$  y  $t$  se definen en la sección 12.4.2.

12.5.3. En conexiones atornilladas al alma en extremos de vigas, diseñadas solamente para la reacción de fuerza cortante de la viga (sin hacer uso de un análisis que tome en cuenta el efecto causado por la excentricidad del sujetador), la distancia desde el centro del agujero estándar más cercano al extremo del alma de la viga, no será menor de:

$$2P_R / F_u t$$

en donde

$P_R$  = reacción en la viga, en kg, dividida entre el número de tornillos.

$F_u$  y  $t$  se definen en la sección 12.4.2

Como alternativa, puede hacerse caso omiso de la fórmula (12-3) siempre que el esfuerzo de aplastamiento producido por el sujetador se limite a  $0.90F_u$ .

12.5.4. La distancia desde el centro de un agujero sobredimensionado o alargado al borde de una parte conectada, no será menor que la requerida para un agujero estándar según las secciones 12.5.1, 12.5.2. ó 12.5.3, según sea el caso, más el incremento  $C_2$  aplicable de la Tabla 12.5.4.

Tabla 12.4.2. Valores de  $C1$ , incremento de separación, según la sección 12.4.2. en mm.

Diámetro nominal del sujetador, en mm	Agujeros sobre-dimensionados	Agujeros alargados		
		Perpendicular a la línea de fuerza	Paralelo a la línea de fuerza	
			Alargado corto	Alargado largo <sup>a</sup>
< 22	3	0	5	1.5d-1.6
25	5	0	6	37
> 29	6	0	8	1.5d-1.6

<sup>a</sup> Cuando el alargamiento del agujero es menor que el máximo permisible según la tabla 19.4, el valor  $C1$  puede disminuirse en la diferencia entre la longitud máxima y la real del agujero alargado.

Tabla 12.5.1. Distancia mínima al borde, en mm (desde el centro del agujero estándar<sup>a</sup> al borde de la parte conectada).

Diámetro nominal del remache o tornillo, en mm	Bordes cizallados, en mm	Bordes laminados de placas, perfiles, barras o bordes cortados con gas <sup>b</sup> , en mm
13	22	19
16	29	22
19	32	25
22	38 <sup>c</sup>	29
25	44 <sup>c</sup>	32
29	51	38
32	57	41
más de 32	1.75 d	1.25 d

<sup>a</sup> Para agujeros sobredimensionados o alargados, ver la sección 12.5.4.

<sup>b</sup> Todas las distancias al borde en esta columna podrán reducirse en 3 mm cuando el agujero se encuentre en una zona donde el esfuerzo no excede el 25 % del máximo permisible en el elemento.

<sup>c</sup> Estos valores pueden ser de 32 mm en los extremos de ángulos de conexión en vigas.

Tabla 12.5.4. Valores de  $C2$  incremento de la distancia al borde, según la sección 12.5.4. en mm

Diámetro nominal del sujetador en mm	Agujeros sobre-dimensionados	Agujeros alargados		
		Perpendicular al borde		Paralelo al borde
		Alargados cortos	Alargados largos <sup>a</sup>	
< 22	1.6	3	0.75 d	0
25	3	3		
> 29	3	5		

<sup>a</sup> Cuando el alargamiento del agujero es menor que el máximo permisible según la tabla 19.4,  $C2$  puede disminuirse en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima y la real del agujero alargado.

## 12.6. DISTANCIA MÁXIMA AL BORDE

La distancia máxima desde el centro de cualquier remache o tornillo al borde mas próximo de las partes en contacto, será igual a 12 veces el espesor de la parte conectada en consideración, pero sin exceder de 150 mm.

### 13. SOLDADURAS

#### 13.1. GENERALIDADES

Todas las disposiciones del Código de Soldadura Estructural AWS D1.1, de la Sociedad Americana de Soldadura, excepto las secciones 2.3.2.4, 2.5.8.13.1 y 8.13.2 y sección 9, se aplicarán al trabajo ejecutado bajo estas especificaciones, en las medidas pertinentes.

#### 13.2. TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURAS DE FILETE Y SOLDADURAS DE PENETRACIÓN PARCIAL

El tamaño mínimo de las soldaduras de filete será el mostrado en la tabla 13.2A. El espesor mínimo efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial en ranura será el mostrado en la tabla 13.2B. El tamaño de la soldadura lo establece la más gruesa de las 2 partes unidas, excepto que no es necesario que el tamaño de la soldadura exceda el espesor de la parte unida más delgada, a no ser que el esfuerzo calculado requiera de mayor tamaño de soldadura. Para esta excepción debe tenerse especial cuidado para suministrar suficiente precalentamiento para obtener una soldadura sana.

Tabla 13.2A. Tamaño mínimo de las soldaduras de filete, en mm

<i>Espesor más grueso de las partes unidas, en mm</i>	<i>Tamaño<sup>a</sup> mínimo de la soldadura de filete, en mm</i>
Hasta 6 inclusive	3
más de 6 a 13	5
más de 13 a 19	6
más de 19	8

<sup>a</sup> Dimensión del cateto de la soldadura de filete.

Tabla 13.2B. Espesor mínimo efectivo de garganta de soldaduras de penetración parcial, en mm

<i>Espesor más grueso de las partes unidas, en mm</i>	<i>Espesor mínimo efectivo<sup>a</sup> de garganta, en mm</i>
Hasta 6 inclusive	3
más de 6 a 13	5
más de 13 a 19	6
más de 19 a 38	8
más de 38 a 57	10
más de 57 a 150	13
más de 150	16

<sup>a</sup> Ver sección 10.6.

#### 13.3. TAMAÑO MÁXIMO DE SOLDADURAS DE FILETE

La longitud mínima efectiva<sup>\*</sup> de una soldadura de filete diseñada en función de su resistencia, no será menor de 4 veces su tamaño nominal, o bien, el tamaño de la soldadura se tomará como mayor que la cuarta parte de su longitud efectiva.

Cuando se utilizan sólo soldaduras longitudinales de filete para conexiones en los extremos de barras planas a tensión, la longitud de cada soldadura la longitud de cada

<sup>\*</sup> Ver sección 10.6.2.

soldadura de filete no será menor que la distancia perpendicular entre ellas. La separación transversal de soldaduras longitudinales de filete no será mayor de 200 mm en conexiones en extremos de miembros, si es que el propio diseño no evita deformación transversal excesiva en la conexión.

### **13.5. SOLDADURAS DE FILETE INTERMITENTES**

Se podrán emplear soldaduras de filete intermitentes para transmitir los esfuerzos calculados a través de una unión o superficies en contacto, cuando la resistencia requerida es menor que la desarrollada por una soldadura de filete continua el menor tamaño permitido. También se podrán usar soldaduras de filete intermitentes para unir los componentes de miembros armados. La longitud efectiva de cualquier segmento de soldadura de filete intermitente no será menor de cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 40 mm.

### **13.6. JUNTAS TRASLAPADAS**

El traslape mínimo en juntas traslapadas será de cinco veces el espesor de la parte más delgada de la junta, pero no menos de 25 mm. Las juntas traslapadas que unen placas o barras sometidas a esfuerzos axiales se soldarán con filetes a lo largo de los extremos de ambos traslapes, excepto donde la deformación de las partes traslapadas está suficientemente restringida para evitar que se abra la junta bajo carga máxima.

### **13.7. REMATES EN EXTREMOS DE SOLDADURAS DE FILETE**

Cuando las soldaduras de filete en los extremos de miembros, estando en el extremo terminan en el lado, o estando en el lado terminan en el extremo, se rematarán dando vuelta a la esquina en forma continua por una distancia no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura, siempre que sea práctico hacerlo. Esta disposición se aplicará a las soldaduras de filete laterales y superiores que conectan ménsulas, asientos de vigas y conexiones similares, en el plano que contiene el eje alrededor del cual se calcula el momento de flexión. Los remates de soldaduras de filete se indicarán en los planos de diseño y en los de taller.

### **13.8. SOLDADURAS DE FILETE EN AGUJEROS Y CAJAS (AGUJEROS ALARGADOS)**

Se podrán emplear soldaduras de filete en agujeros o cajas para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas o para evitar el pandeo o separación de las partes traslapadas, y para unir los elementos que forman los miembros armados. Estas soldaduras de filete se podrán traslapar como se indica en la sección 10.6.2. Las soldaduras de filete en agujeros o cajas no se considerarán como soldaduras de tapón o de caja.

### 13.9. SOLDADURAS DE CAJÓN Y DE CAJA

Se podrán emplear soldaduras de tapón o de caja para transmitir las fuerzas cortantes en las juntas traslapadas o para evitar el pandeo de partes traslapadas y para unir los elementos de miembros armados.

El diámetro de agujero para una soldadura de tapón no será menor que el espesor de la parte que contiene, más 8 mm ni mayor de 0.25 veces el espesor del metal de aporte.

La distancia mínima centro a centro de las soldaduras de tapón será cuatro veces el diámetro del agujero.

La longitud de la caja para una soldadura de caja no excederá de 10 veces el espesor del metal de aporte. El ancho de la caja no será menor que el espesor de la parte que contiene, más 8 mm, ni será mayor de 2.25 veces el espesor del metal de aporte. Los extremos de la caja serán semicirculares o tendrán redondeadas las esquinas con un radio no menor del espesor de la parte que la contiene, excepto los extremos que se extiendan hasta los bordes.

La distancia mínima entre líneas de soldadura de caja en dirección transversal a su longitud será cuatro veces el ancho de la caja. La distancia mínima centro a centro en dirección longitudinal en cualquier línea será dos veces la longitud de la caja.

El espesor de las soldaduras de tapón o de caja en materiales con espesor de 16 mm o menos, será igual al espesor del material. En materiales de más de 16 mm de espesor será por lo menos igual a la mitad del espesor del material pero no menor de 16 mm.

## 14. MIEMBROS ARMADOS

### 14.1. VIGAS TIPO CAJON ABIERTO Y ENREJADOS

Cuando dos o más vigas laminadas o perfiles CE se usan lado a lado para formar un miembro sometido a flexión, éstas se conectarán entre sí a intervalos no mayores de 1,500 mm. Se pueden usar pernos con separadoras, siempre que en vigas con más de 300 mm de peralte se usen cuando menos 2 pernos en cada localización de separador. Cuando se transmitan cargas concentradas de una viga a otra, o se distribuyan entre las vigas, se usarán diafragmas con la rigidez suficiente para distribuir la carga. Los diafragmas se atornillarán o se soldarán entre las vigas. Cuando las vigas están a la intemperie, sus superficies interiores se sellarán contra la corrosión o se separarán lo suficiente para permitir su limpieza y pintura.

### 14.2. MIEMBROS EN COMPRESIÓN

14.2.1 Todas las partes componentes de miembros armados en compresión, y la separación transversal entre las líneas de sujetadores, deberán cumplir los requisitos de las secciones 5. y 6.

14.2.2. En los extremos de miembros armados en compresión que se apoyan sobre placas de base o en superficies alisadas, todos los componentes que estén en contacto entre sí se unirán mediante tornillos separados longitudinalmente no más de 4 diámetros en una distancia igual a 1.5 veces el ancho máximo del miembro, o por soldaduras continuas que tengan una longitud no menor que el ancho máximo del miembro.

14.2.3. La separación longitudinal de sujetadores o soldaduras intermitentes entre extremos de miembros armados, será la adecuada para poder transferir los esfuerzos calculados. Cuando un elemento del miembro armado sometido a compresión consista en una placa exterior, con sujetadores en todas las líneas de gramil de cada sección o con soldaduras intermitentes en los bordes de los componentes, la separación máxima de los sujetadores o soldaduras no excederá de  $1060/\sqrt{F_y}$  veces el espesor de la placa exterior más delgada, ni excederá de 300 mm. Cuando los sujetadores se coloquen al tresbolillo, la separación máxima de cada línea de gramil no deberá exceder de  $1590/\sqrt{F_y}$  veces el espesor de la placa exterior más delgada, ni excederá de 450 mm. El espaciamiento longitudinal máximo de sujetadores o soldaduras intermitentes que conectan dos perfiles laminados entre sí, no excederá de 600 mm.

14.2.4. Los miembros en compresión formados por dos o más perfiles laminados separados uno de otro por placas de relleno interrumpidas, deberán conectarse entre sí a intervalos tales que la relación de esbeltez  $l/r$  de cada perfil, entre los sujetadores, no exceda de la relación de esbeltez que controla al miembro armado. Se usará en el cálculo de la relación de esbeltez de cada parte componente su radio de giro mínimo.

**14.2.5.** Los lados abiertos de miembros en compresión armados de placas o de perfiles, tendrán celosías de enlace y placas de unión en el extremo y en los puntos intermedios donde la celosía de enlace se interrumpa. Las placas de unión se colocarán tan cerca de los extremos como sea práctico en miembros principales con esfuerzos calculados. Las placas de unión en los extremos tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de sujetadores o soldaduras que las conectan a los componentes del miembro. Las placas de unión intermedias tendrán una longitud no menor que la mitad de esta distancia. El espesor de las placas unión no será menor de  $1/50$  de la distancia entre las líneas de sujetadores o soldaduras que las conectan a los elementos del miembro. En construcción atornillada, la separación entre los sujetadores de las placas de unión en la dirección del esfuerzo no será mayor de 6 diámetros; se conectarán las placas de unión a cada elemento con no menos de 3 sujetadores. En construcción soldada, la longitud de los cordones en la dirección del esfuerzo en cada borde de las placas de unión será cuando menos  $1/3$  de la longitud de la placa.

**14.2.6.** Las celosías de enlace podrán ser de barras planas, ángulos, perfiles CE o de otro perfil. Su espaciamiento sobre los elementos del miembro se fijarán de manera que la relación  $l/r$  del segmento entre conexiones no sea mayor que la relación de esbeltez que controla al miembro. La celosía se diseñará para resistir un esfuerzo cortante normal al eje del miembro igual a 2 % del esfuerzo total de compresión en el miembro. La relación  $l/r$  para barras de celosía distribuidas en sistemas simples no excederá de 140. Para celosías dobles esta relación no excederá de 200. Las barras que forman una celosía doble se unirán en sus intersecciones. Las barras de enlace en compresión podrán considerarse como miembros secundarios. Su longitud de pandeo se tomará como la distancia entre los sujetadores o soldaduras que las unen a los elementos del miembro armado, en los casos de celosías simples. En celosías dobles, se tomará su longitud como el 70 % de esa distancia.

La inclinación de las barras de celosía con respecto al eje del miembro, de preferencia no será menor de  $60^\circ$  para celosía simple ni menor de  $45^\circ$  para celosía doble.

Cuando la distancia entre líneas de sujetadores o soldaduras en los elementos es mayor de 380 mm, la celosía será de preferencia doble o se hará de ángulos.

**14.2.7.** La función de las placas de unión y de las celosías de enlace puede ser desempeñada por cubreplacas continuas con una serie de agujeros de acceso. El ancho sin apoyo lateral de estas placas en los lugares donde se encuentran los agujeros de acceso, tal como se define en la sección 6.2, se supone capaz de resistir esfuerzos axiales siempre que:

- a) La relación ancho/espesor cumpla con las limitaciones de la sección 6.2.
- b) La longitud del agujero en la dirección del esfuerzo no sea mayor de dos veces su ancho.
- c) La separación entre dos agujeros en la dirección del esfuerzo no sea menor que la distancia transversal entre sujetadores o soldaduras
- d) Los agujeros de acceso no tengan curvas con radios menores de 40 mm.



### 14.3. MIEMBROS EN TENSION

14.3.1. En los miembros armados sujetos a tensión, formados por una placa y un perfil laminado o por dos placas conectadas entre sí, la separación longitudinal de los sujetadores o soldaduras de filete intermitentes que las unen, no será mayor que 24 veces el espesor de la placa más delgada ni mayor de 300 mm. La separación longitudinal de sujetadores y soldaduras intermitentes que conectan dos o más perfiles entre sí, en un miembro en tensión, no excederá de 600 mm. Los miembros en tensión formados por dos o más perfiles o placas separadas entre sí por medio de placas de relleno interrumpidas, se conectarán entre sí por medio de placas de relleno a intervalos tales que la relación de esbeltez de sus componentes entre los sujetadores no sea mayor de 240.

14.3.2. En miembros armados sujetos a tensión pueden usarse en los lados abiertos cubreplacas perforadas o placas de unión en vez de celosías de enlace. Las placas de unión tendrán una longitud no menor que  $2/3$  de la distancia entre las líneas de sujetadores o soldaduras que las conectan a los componentes del miembro. El espesor de las placas de unión no será menor de  $1/50$  de la distancia entre estas líneas. La separación longitudinal entre placas de unión se dispondrá de tal manera que la relación de esbeltez de los componentes entre ellas no sea mayor de 240.

## **15. CONTRAFLECHA**

### **15.1. ARMADURAS Y VIGAS**

Generalmente las armaduras con claros mayores de 25 m deberán calcularse con una contraflecha equivalente a la deformación producida por la carga muerta. Las traveses con claros mayores de 23 m que soportan grúas viajeras, se fabricarán con una contraflecha equivalente a la deformación producida por la carga muerta más la mitad de la producida por la carga viva.

### **15.2. CONTRAFLECHA PARA OTROS FINES**

Cualquier requerimiento especial de contraflecha deberá indicarse tanto en los planos de diseño como en los de taller.

### **15.3. MONTAJE**

Las vigas y armaduras que se detallan sin contraflecha se fabricarán de manera que las deformaciones dentro de tolerancias queden, al ser montadas, con la deformación como contraflecha. Si la contraflecha de un miembro obliga a que otro miembro quede forzado al montarse, deberá hacerse notar en el plano de montaje.

## **16. DILATAIONES Y CONTRACCIONES**

En el diseño se tomarán las disposiciones necesarias para que las dilataciones y contracciones producidas por cambios de temperatura no tengan efectos perjudiciales en la estructura.

## **17. BASES DE COLUMNAS**

### **17.1. CARGAS**

Se tomarán las disposiciones necesarias para transmitir las cargas y los momentos de las columnas a la cimentación.

### **17.2. ALINEACION**

Las bases de las columnas deberán colocarse niveladas, en su posición y elevación correctas, y quedar completamente apoyadas sobre la obra civil.

### **17.3. TERMINACIÓN**

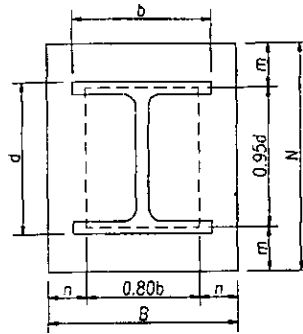
Las bases de columnas y placas de base se terminarán de acuerdo con los siguientes requisitos:

1. Las placas de apoyo laminadas hasta de 50 mm de espesor pueden usarse sin alisar, siempre que se obtenga una superficie de contacto satisfactoria; las placas laminadas de más de 50 mm pero no más de 100 mm de espesor, se pueden enderezar en prensa o pueden alisarse las superficies de contacto (excepto como se establece en el inciso 3 de esta sección); las placas de apoyo laminadas de más de 100 mm de espesor deberán ser alisadas en las superficies de contacto, (excepto como se indica en el inciso 3 de esta sección).
2. Las bases de columnas que no sean de acero laminado, se alisarán en toda la superficie de contacto (excepto como se indica en el inciso 3 de esta sección).

No es necesario alisar la cara inferior de las placas de apoyo de acero laminado ni las bases de columnas, cuando se van a recibir sobre los cimientos con mortero.

### **17.4. CÁLCULO DE BASES DE COLUMNAS**

Es práctica general, colocar placas de acero bajo las columnas, con objeto de distribuir las cargas de estas en un área suficiente para el apoyo de concreto. A continuación se proporciona el método recomendado por el Instituto Americano de las Construcciones de Acero (AISC) para dimensionar estas placas.



$P$  = carga total de la columna, tons.

$A = B \times N$  = área de la placa,  $\text{cm}^2$ .

$F_p$  = esfuerzo admisible en flexión para la placa base,  $\text{kg/cm}^2$ .

$F_p$  = presión de contacto admisible en el concreto,  $\text{kg/cm}^2$ .

$f_c$  = presión de contacto en el concreto =  $P/A$ ,  $\text{kg/cm}^2$ .

$f'_c$  = resistencia del concreto a la compresión,  $\text{kg/cm}^2$ .

$t$  = espesor de la placa.

Se considera que la carga  $P$  de la columna, se distribuye uniformemente, sobre la placa de apoyo en un rectángulo cuyas dimensiones son  $0.8b \times 0.95d$ . La presión de contacto permisible en el concreto, depende de  $f'_c$  y del porcentaje del área de concreto cubierta por la placa de apoyo, de acuerdo con lo anterior:

$F_p = 0.25 f'_c$  si la placa cubre el 100 % del área de concreto.

$F_p = 0.375 f'_c$  Si la placa cubre el 33 % del área de concreto o menos.

Para valores intermedios interpolar entre los valores mencionados, cuando las áreas son razonablemente concéntricas.

Secuencia de diseño:

1. Determinese el valor de  $F_p$ .
2. Determinese el área requerida para absorber  $P$ .

$$A = P/F_p$$

3. Encuéntrese  $B$  y  $N$  de tal forma que  $m$  y  $n$  sean aproximadamente iguales y que  $B \times N \geq A$ .
4. Determinense los valores de  $m$  y  $n$ :

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad \text{y} \quad n = \frac{B - 0.80b}{2}$$

5. Obténgase el valor de la presión de contacto en el concreto:

$$f_p = P / B \times N$$

6. Usando el mayor de los valores de  $m$  ó  $n$ , calcúlese el espesor de la placa con la siguiente fórmula:

$$t = \frac{\sqrt{3Fpm^2}}{Fb} \quad \text{ó} \quad t = \frac{\sqrt{3Fpn^2}}{Fb}$$

**18. PERNOS DE ANCLAJE**

Los pernos de anclaje se diseñarán para resistir todas las condiciones de tensión y esfuerzos cortantes en las bases de las columnas, incluyendo los componentes netos de tensión de cualquier momento de flexión que puede resultar de la fijación parcial o total de las columnas.

## **19. FABRICACIÓN**

### **19.1. CONTRAFLECHA, CURVADO Y ENDEREZADO**

Se permite la aplicación local de calor o los medios mecánicos para producir o corregir la contraflecha, curvaturas o para enderezar elementos estructurales. La temperatura de las áreas calentadas, medida con métodos aprobados, no excederá de 650°C.

### **19.2. CORTE CON OXIGENO (OXICORTE)**

Los cortes con oxígeno, de preferencia se harán con equipos guiados mecánicamente y no a mano libre. Los bordes cortados de esta manera que vayan a estar sujetos a esfuerzos importantes, o sobre los que se vaya a depositar metal de soldadura, deberán estar razonablemente libres de muescas. Se permitirán muescas o imperfecciones ocasionales de no más de 5 mm de profundidad, pero las de dimensiones mayores se eliminarán con esmeril. Todas las esquinas entrantes tendrán un radio mínimo de 13 mm y estarán libres de muescas.

### **19.3. ALISADO DE BORDES**

A menos que la soldadura especificada requiera de una preparación de borde o los planos lo indiquen, los bordes cortados a cizalla o con oxicorte no requieren de terminación adicional.

### **19.4. AGUJEROS PARA CONSTRUCCIÓN REMACHADA Y ATORNILLADA**

19.4.1. Los tamaños máximos de agujeros para remaches y tornillos serán los que se indican en la tabla 19.4. Podrán usarse agujeros más grandes en bases de columnas, cuando sea necesario para absorber la tolerancia en la colocación de pernos de anclaje en cimientos de concreto.

19.4.2. En las conexiones entre miembros deben utilizarse agujeros estándar, a no ser que el ingeniero proyectista apruebe el uso de agujeros sobredimensionados, alargados cortos o alargados largos en conexiones atornilladas. No podrán usarse agujeros sobredimensionados ni alargados en uniones remachadas.

Cuando el espesor del material es igual o menor que el diámetro nominal del tornillo o remache, los agujeros podrán punzonarse. Si el espesor del material es mayor que el diámetro nominal del tornillo o remache, los agujeros deberán taladrarse.



Tabla 19.4. tamaño<sup>a</sup> máximo de agujeros para sujetadores. en mm

Diámetro nominal del sujetador, $d$	Diámetro de agujero estándar	Diámetro de agujero sobredimensionado	Dimensiones de agujero alargado corto <sup>b</sup>	Dimensiones de agujero alargado largo <sup>b</sup>
$\leq 22$	$d + 1.6$	$d + 5$	$(d + 1.6) \times (d + 6)$	$(d + 1.6) \times 2.5d$
25	27	32	27 x 33	27 x 64
$\geq 29$	$d + 1.6$	$d + 8$	$(d + 1.6) \times (d + 10)$	$(d + 1.6) \times 2.5d$

<sup>a</sup> Los tamaños son nominales.

<sup>b</sup> No se permiten para uniones remachadas.

**19.4.3.** Se podrán usar agujeros sobredimensionados en cualquiera o en todos los elementos de conexiones por fricción, pero no pueden usarse en conexiones por aplastamiento. Deberán utilizarse arandelas endurecidas en los agujeros sobredimensionados en las caras exteriores de las uniones.

**19.4.4.** Pueden usarse agujeros alargados cortos en cualquiera o en todos los elementos de conexiones por fricción o por aplastamiento. Los agujeros alargados se pueden usar sin tomar en cuenta la dirección de la carga en conexiones por fricción, pero en conexiones por aplastamiento su mayor dimensión debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Se colocarán arandelas sobre los agujeros alargados cortos en las placas exteriores; cuando se usen tornillos de alta resistencia, estas arandelas deberán ser endurecidas.

**19.4.5.** Tanto en conexiones por fricción como por aplastamiento, los agujeros alargados largos sólo pueden usarse en una de las partes conectadas en cada superficie individual de contacto. Pueden usarse agujeros alargados largos sin importar la dirección de la carga en las conexiones por fricción, pero en conexiones por aplastamiento su mayor dimensión debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usen agujeros alargados largos en un elemento exterior, deben usarse arandelas planas o una barra continua con agujeros estándar, de tamaño suficiente para cubrir completamente el agujero alargado después de la instalación. En conexiones con tornillos de alta resistencia, esas arandelas planas o barras continuas tendrán un espesor no menor de 8 mm, serán de material de grado estructural y no necesitan ser endurecidas. Si se requieren arandelas endurecidas para satisfacer las disposiciones de las especificaciones para el uso de tornillos de alta resistencia, deberán ser colocadas sobre la superficie exterior de la arandela de placa o de la barra agujerada.

## 19.5. ARMADO EN CONSTRUCCIONES DE REMACHES O ATORNILLADAS CON TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

Todos los componentes de miembros remachados deberán mantenerse rigidamente unidos mediante tornillos o pasadores mientras se remachan. El uso de un punzón de guía en los agujeros para remaches o tornillos durante el armado no debe distorsionar al metal ni agrandar los agujeros. Los agujeros cuyos diámetros tengan que aumentarse para poder meter los remaches o tornillos, deberán agrandarse con brocas

cónicas o rectificarse a esmeril. La notoria falta de coincidencia de los agujeros sera causa de rechazo.

Los remaches se instalarán con remachadoras de potencia, del tipo de compresion o de operación manual utilizando energía neumática, hidráulica o eléctrica. Después de colocados los remaches, deben quedar bien apretados con sus cabezas en contacto total con la superficie.

Generalmente los remaches se colocan en caliente; en este caso las cabezas terminadas tendrán forma aproximadamente hemisférica, serán de tamaño uniforme en toda la obra para el mismo tamaño de remache, estarán llenas, bien acabadas y concéntricas con los agujeros. Los remaches colocados en caliente, se calentarán uniformemente a una temperatura que no exceda de 1 050°C y no deberán colocarse cuando su temperatura haya bajado de 540°C.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que esten en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca no tendrán una inclinación mayor de 1:20 con respecto a su plano normal al eje del tornillo. Si la inclinación es mayor se usara una arandela biselada para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deben estar firmemente ajustadas durante la colocación de los tornillos, sin que haya entre ellos ningún relleno de material compresible. Una vez armadas todas las superficies de unión, incluyendo las adyacentes a las arandelas, estarán libres de escama suelta. Tampoco deberán tener tierra, rebabas ni otros defectos que puedan evitar un asentamiento correcto de las partes. Las superficies en contacto en conexiones por fricción no deberán tener aceite, pintura ni otros recubrimientos.

Todos los tornillos A325 y A490 se apretarán para producir en ellos una tensión no menor que las indicadas en la tabla 19.5. Podrán apretarse por el método de vuelta de tuerca, por un indicador directo de tensión o mediante llaves calibradas correctamente. Los tornillos apretados por medio de llaves calibradas se instalarán con arandelas endurecidas debajo de la tuerca o de la cabeza del tornillo, según sea el elemento que gire durante el apretado. No se requieren arandelas endurecidas cuando los tornillos se aprietan por el método de vuelta de tuerca, pero sí deben colocarse debajo de la tuerca y de la cabeza, cuando se usan tornillos A490 para unir material con un límite de fluencia menor de 2 810 kg/cm<sup>2</sup>.

Tabla 19.5. Tensión mínima en tornillos de alta resistencia <sup>a</sup>, en kg

<i>Díámetro del tornillo, en mm</i>	<i>Tornillos A325</i>	<i>Tornillos A490</i>
13	5 400	6 800
16	8 600	10 900
19	12 700	15 900
22	17 700	22 200
25	23 100	29 000
29	25 400	36 300
32	32 200	47 300
35	38 600	54 900
38	46 700	67 100

<sup>a</sup> Igual a 0.70 de la resistencia mínima a tensión especificada del tornillo.

## **19.6. CONSTRUCCIÓN SOLDADA**

La técnica de soldadura, la ejecución, el aspecto y la calidad de las soldaduras realizadas, así como los métodos para corregir trabajos defectuosos, estarán de acuerdo con la "Sección 3-Mano de obra" y "Sección 4-Técnica", del Código de Soldadura Estructural, AWS D1.1, de la Sociedad Americana de Soldadura.

## **19.7. JUNTAS EN COMPRESIÓN**

Las juntas en compresión que dependan del contacto por aplastamiento como parte de la capacidad del empalme, tendrán las superficies de contacto de las piezas ajustadas a un plano común mediante un alisamiento adecuado.

## **20. PINTURA DE TALLER**

### **20.1. REQUISITOS GENERALES**

A no ser que se especifique otra cosa, todas las superficies de estructuras que queden cubiertas por los acabados interiores del edificio o que estén en contacto con concreto, no necesitan ser pintadas. A no ser que específicamente se excluyeran, todas las demás superficies de la estructura deberán tener una mano de pintura de taller.

### **20.2. SUPERFICIES INACCESIBLES**

Excepto para superficies en contacto, las superficies que quedarán inaccesibles después del armado de taller, se limpiarán y pintarán de acuerdo con las especificaciones, antes de armar.

### **20.3. SUPERFICIES EN CONTACTO**

La pintura puede usarse sin restricciones en conexiones por aplastamiento. Las superficies que queden en contacto después del armado de taller, se limpiarán antes de unirlos pero no se pintarán, excepto cuando el diseño se basa en condiciones especiales de superficie. Las superficies que quedarán en contacto en el campo, se limpiarán en taller de acuerdo con las especificaciones de la obra, con las excepciones que se indican en la sección 20.5.

### **20.4. SUPERFICIES ALISADAS**

Las superficies alisadas se protegerán contra la corrosión, por medio de un recubrimiento que pueda ser removido antes del montaje, o que por sus características sea innecesario removerlo.

### **20.5. SUPERFICIES ADYACENTES A SOLDADURAS DE CAMPO**

A menos que se estipule otra cosa, las superficies situadas a unos 50 mm de cualquier parte donde se depositen soldaduras de campo, estarán libres de sustancias que puedan impedir una soldadura correcta o produzcan emanaciones tóxicas durante la ejecución de la soldadura.

## **21. MONTAJE**

### **21.1. CONTRAVENTEEO**

Se emplearán contraventeos temporales, cuando sea necesario para resistir las cargas a las que pueda quedar sometida la estructura, incluyendo las producidas por equipo y su operación. Los contraventeos permanecerán en su lugar todo el tiempo que se requiera por razones de seguridad.

Cuando durante el montaje la estructura deba soportar el peso de materiales almacenados, de equipos de montaje u otras cargas, se tomarán las disposiciones adecuadas para resistir los esfuerzos producidos en la estructura.

### **21.2. SUFICIENCIA DE LAS CONEXIONES TEMPORALES**

Durante el proceso de montaje, los elementos estructurales se asegurarán mediante tornillos o soldaduras capaces de soportar todos los esfuerzos producidos por carga muerta, viento y montaje.

### **21.3. ALINEACIÓN**

Se deberá alinear la estructura correctamente, antes de colocarse remaches, tornillos o soldaduras.

### **21.4. AJUSTE DE LAS JUNTAS EN COMPRESIÓN DE COLUMNAS**

Se aceptarán holguras que no excedan de 2mm en partes que deban estar teóricamente en contacto, independientemente del tipo de empalme empleado (remachado, atornillado o soldado con penetración parcial). Si la abertura excede de 2mm, pero es menor de 6mm, y si un estudio muestra que no existe un área de contacto suficiente, la holgura se rellenará con cuñas planas de acero. Es suficiente que las cuñas planas sean de acero dulce, cualquiera que sea el tipo de acero de la columna.

### **21.5. SOLDADURAS DE CAMPO**

Toda la pintura de taller en superficies adyacentes a las juntas que se soldarán en campo, debe ser removida con cepillo de alambre hasta reducir la película de pintura a un mínimo.

### **21.6. PINTURA DE CAMPO**

El contrato indicará explícitamente la parte responsable de limpiar la estructura después del montaje, resanar la pintura de taller y, en su caso, aplicar la pintura de acabado.

## **22. CONTROL DE CALIDAD**

### **22.1. GENERALIDADES**

El fabricante proporcionará procedimientos de control de calidad con el alcance que estime necesario para asegurar que todo el trabajo sea ejecutado de acuerdo con estas especificaciones. Adicionalmente a los procedimientos de control del fabricante, el material y la mano de obra podrán ser sometidos en cualquier momento a supervisión por inspectores calificados que representen al comprador. Cuando se vaya a requerir la inspección por representantes del comprador, este requerimiento se indicará en la información proporcionada a los concursantes.

### **22.2. COOPERACIÓN**

Hasta donde sea posible toda inspección por los representantes del comprador será efectuada en la planta del fabricante, quien cooperará con el inspector permitiendo el acceso para inspección a todos los lugares donde se esté realizando el trabajo. El inspector representante del comprador programará su trabajo de manera que ocasione la mínima interrupción al trabajo del fabricante.

### **22.3. RECHAZOS**

El material o la mano de obra que no esté razonablemente de acuerdo con las disposiciones de estas especificaciones, podrá ser rechazado en cualquier momento durante el avance del trabajo. El fabricante recibirá copias de todos los informes proporcionados al comprador por los inspectores.

### **22.4. INSPECCIÓN DE SOLDADURA**

La inspección de soldadura será realizada de acuerdo con las disposiciones del Código de Soldadura Estructural, sección 6 AWS D1.1, de la Sociedad Americana de la Soldadura.

Cuando se requieran ensayos no destructivos, el proceso, alcance, técnica y normas de aceptación, se definirán claramente en la información suministrada a los concursantes.

### **22.5. IDENTIFICACIÓN DEL ACERO**

El fabricante deberá tener un sistema gráfico de control de materiales, capaz de identificar calidad y destino de los materiales que intervienen en los elementos principales de carga. El método de identificación deberá permanecer visible hasta las operaciones de armado.

El método deberá ser capaz de identificar el material en lo que respecta a:

- Tipo de acero
- Número de colada, si se requiere
- resultados de pruebas en casos especiales.

# CAPITULO III

## DISEÑO POR VIENTO

- 1 INTRODUCCIÓN
- 1 CRITERIOS DE DISEÑO
- 1 MÉTODO ESTÁTICO DE DISEÑO POR VIENTO
- 1 DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO
- 1 EMPUJES DINÁMICOS PARALELOS AL VIENTO
- 1 EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS SOBRE ESTRUCTURAS PRISMÁTICAS



## CAPÍTULO III. DISEÑO POR VIENTO

### I. INTRODUCCIÓN

#### 1.1. ALCANCE

En estas normas se detallan y amplían los requisitos de diseño por viento. Los procedimientos aquí indicados se aplicarán conforme a los criterios generales de diseño especificados en dicho título. En particular, deberán aplicarse a las acciones debidas al viento los factores de carga correspondientes a acciones accidentales.

#### 1.2. NOTACIÓN

$A$	área tributaria
$B$	factor de turbulencia de fondo
$C_l$	factor de empuje longitudinal
$C_t$	factor de empuje transversal
$C_z$	factor correctivo por altura
$C_p$	factor de empuje
$F$	función relacionada con la distribución de la energía del viento
$F_s$	fuerza estática equivalente que toma en cuenta el efecto de los vórtices
$G$	factor de ráfaga
$H$	altura de la estructura
$R$	factor de rugosidad
$S$	factor de tamaño
$V_{cr}$	velocidad crítica del viento
$\alpha$	coeficiente que depende del tipo de exposición
$b$	ancho mínimo de un edificio
$d$	dimensión de la estructura perpendicular a la acción del viento
$g$	factor de pico
$m$	relación lado mayor a lado menor en anuncios sobre el suelo y relación altura a ancho en anuncios elevados.
$n_0$	frecuencia del modo fundamental
$p$	presión debida al viento
$p_0$	presión básica de diseño
$r$	relación altura a claro en techos arqueados
$x$	relación separación a peralte en elementos de armaduras
$z$	altura de un punto desde el suelo
$B$	fracción del amortiguamiento crítico
$\theta$	ángulo de inclinación en techos inclinados
$\Phi$	relación de solidez. Relación entre el área efectiva sobre la que actúa el viento y el área inscrita por la periferia de la superficie expuesta.

## 2. CRITERIOS DE DISEÑO

### 2.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Deberá revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural.

Deberá realizarse, además, un diseño local de los elementos particulares directamente expuestos a la acción del viento, tanto los que forman parte del sistema estructural, tales como cuerdas y diagonales de estructuras triangulares expuestas al viento, como los que constituyen sólo un revestimiento (láminas de cubierta y elementos de fachada y vidrios). Para el diseño local de estos elementos se seguirán los criterios del capítulo 4 de estas normas.

### 2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

De acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en ellas, las estructuras se clasifican en cuatro tipos.

*Tipo 1.* Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistema de cubierta rígidos; es decir, que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre altura y dimensión menor en la planta es mayor que 5 o cuyo periodo natural de vibración excede de 2 segundos. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de preesfuerzo u otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica.

*Tipo 2.* Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor de 5 o con periodo fundamental mayor de 2 segundos.

Se incluyen también las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios, y en general las estructuras que presentan dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen las estructuras que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los tipos 3 y 4.

*Tipo 3.* Comprenden estructuras como las definidas en el tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura.

Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos y de pequeño diámetro, tales como tuberías y chimeneas.

*Tipo 4.* Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes que no puedan incluirse en el tipo 1.

### 2.3. EFECTOS A CONSIDERAR

En el diseño de estructuras sometidas a la acción de viento se tomarán en cuenta aquellos de los efectos siguientes que puedan ser importantes en cada caso:

- I. Empujes y succiones estáticos;
- II. Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia;
- III. Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes, y
- IV. Inestabilidad aeroelástica.

Para el diseño de las estructuras tipo 1 bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento, calculados de acuerdo con el capítulo 3 de estas normas.

Para el diseño de las estructuras tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia. El diseño podrá efectuarse por un método estático equivalente, de acuerdo con las secciones correspondientes a los capítulos 3 y 5 de estas normas, o con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos sobre las estructuras.

Las estructuras tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios especificados para las de tipo 2, pero además deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos de los vórtices alternantes, según lo especifica el capítulo 6 de las presentes normas. Para estructuras tipo 4 los efectos de viento se valorarán con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, pero en ningún caso serán menores que los especificados por el tipo 1. Los problemas de inestabilidad aeroelástica ameritarán estudios especiales que deberán ser aprobados por la autoridad correspondiente.

### 2.4. ESTUDIOS EN EL TUNEL DE VIENTO

En construcciones de forma geométrica poco usual y con características que las hagan particularmente sensibles a los efectos de viento, el cálculo de dichos efectos se basará en resultados de estudios en túnel de viento. Podrán tomarse como base resultados existentes de ensayos realizados en modelos de construcciones de características semejantes. Cuando no se cuente con estos resultados o cuando se trate de construcciones de particular importancia, deberá recurrirse a estudios de túnel de viento en modelos de la construcción misma.

Los procedimientos de ensayo e interpretación de los estudios en túnel de viento seguirán las técnicas reconocidas y deberán ser aprobados por el Departamento.

## **2.5. PRECAUCIONES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN**

Se revisará la estabilidad de la construcción ante efectos de viento durante el proceso de erección. Pueden necesitarse por este concepto apuntalamientos y contravientos provisionales, especialmente en construcciones de tipo prefabricado.

### 3. MÉTODO ESTÁTICO DE DISEÑO POR VIENTO

#### 3.1. PRESIÓN DE DISEÑO

El efecto de viento se considerará equivalente a una presión (empuje o succión) que actúa en forma estática en dirección perpendicular a la superficie expuesta. Su intensidad se determinará con la expresión:

$$p = C_p C_z K_{po} \quad (3-1)$$

En la cual

$p_o$  es la presión básica de diseño; se tomará igual a  $30 \text{ kg/m}^2$  para las estructuras comunes y a  $35 \text{ kg/m}^2$  para aquellas clasificadas como del grupo A.

$K$  es un factor correctivo por condiciones de exposición del predio en que se ubica la construcción, se determina según la sección 3.2.

$C_z$  es un factor correctivo por la altura, sobre la superficie del terreno, de la zona expuesta, se calcula como se indica en la sección 3.2.

$C_p$  es el factor de presión; depende de la forma de la construcción y de la posición de la superficie expuesta. Sus valores se indican en la sección 3.3.

Los valores positivos de  $C_p$  corresponden a empuje, y los negativos a succión

#### 3.2. CORRECCIÓN POR EXPOSICIÓN Y POR ALTURA

Los factores  $K$  y  $C_z$  de la ecuación 1 dependen de las condiciones de exposición de la construcción en estudio; para su determinación se consideraran tres zonas de ubicación.

- A Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentren en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m.
- B Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del caso A.
- C Zona de terreno abierto. Pocas o nulas obstrucciones al flujo del viento, como en campo abierto o en promontorios.

La Tabla 3.2.1. indica los valores de  $K$  que deben adoptarse para las zonas anteriores.

El efecto  $C_z$  se tomará igual a 1 para alturas hasta 10 m sobre el nivel del terreno y, para alturas mayores, igual a

$$C_z = \left( \frac{z}{10} \right)^2 a$$

ESTE TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

$Z$  es la altura del área expuesta sobre el nivel del terreno y el coeficiente  $a$  se indica en la tabla 1, según la zona de ubicación.

Tabla 3.2.1. Factores de corrección de la presión de viento por condiciones de exposición (sección 3.2.)

	Zona		
	A	B	C
$K$	0.65	1	1.6
$a$	3.6	4.5	7.0

### 3.3. FACTORES DE PRESIÓN

Los factores de presión,  $C_p$ , de la ecuación 1 se determinarán según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con la clasificación siguiente:

#### Caso I Edificios y construcciones cerradas

Se considerarán los siguientes factores de presión para el diseño de la estructura principal:

	$C_p$
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento	-0.5
Paredes laterales	-0.7
Techos planos	-0.7
Techos inclinados para acción paralela a las generatrices	-0.7
Techos inclinados, lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados, lado de barlovento	$-0.8 < 0.04 < \phi < 1.6 < 1.8$
Techos curvos	véase Tabla 3.3.1

#### Caso II. Paredes aisladas y anuncios.

La fuerza total sobre la pared o anuncio, suma de los empujes de barlovento y succiones de sotavento, se calculará a partir de la ecuación 1 y utilizando un factor de presión calculado con la expresión siguiente:

$$C_p = 1.3 + m \quad 50 < 1.7$$

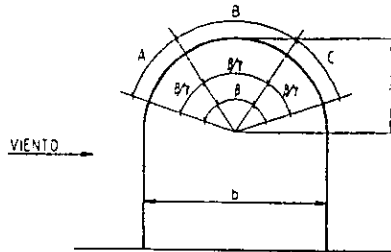
\* La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel  $z$  igual a la altura media del edificio.

\*  $\phi$  es el ángulo de inclinación del techo en grados.

$m$  es la relación lado mayor entre lado menor para anuncios sobre el suelo y la relación altura entre ancho para anuncios elevados. Se considerarán elevados aquellos anuncios cuya distancia libre al suelo es mayor que una cuarta parte de su dimensión vertical

Para las paredes y anuncios con aberturas, se aplicarán los mismos coeficientes y las presiones se considerarán solamente sobre el área expuesta.

**Tabla 3.3.1.**  
Factores de presión para cubiertas de arco



Relación $r = a/b$	A	B	C
$a < 0.2$	-0.8		
$0.2 < r < 0.3$	-5-1.8	-0.7-r	-0.5
$r > 0.3$	$2.7r+0.7$		

Nota: Para cubiertas de arco apoyadas directamente sobre el suelo, la zona A deberá diseñarse con un factor de empuje igual a  $1.4 r$  para todo valor de  $r$ .

**Caso III. Estructuras reticulares.**

Para el diseño de estructuras reticulares como las formadas por traves de alma abierta y armaduras a través de las que pasa el viento, se usará un factor de presión de 2.0 cuando están constituidas por elementos de sección transversal plana y de 1.3 cuando los elementos constitutivos son de sección transversal circular.

Cuando se tengan marcos o armaduras en diversos planos, podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de sus miembros proporcionan a otros, siempre y cuando los miembros sean hechos a base de secciones planas. El factor de protección se calculará como  $1 - 1.7 (\Phi - 0.01 x)$ , siendo  $x$  la relación de separación a peralte y  $\Phi$  la relación de solidez.

**Caso IV. Chimeneas, silos y similares**

Los factores de presión varían en función de la forma de la sección transversal y de la relación de esbeltez de la estructura. Sus valores se especifican en la tabla 3.3.2.

En este tipo de estructuras, además de los efectos estáticos, deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos a partir de las disposiciones del capítulo 5 de estas normas.

Tabla 3.3.2. Factores de presión para chimeneas y silos

Forma de la sección transversal	Relación de esbeltez*		
	1	7	25
Cuadrada	1.3	1.4	2.0
Hexagonal u octagonal	1.0	1.2	1.4
Circular (Sup. Rugosa)	0.7	0.8	0.9
Circular (Sup. Lisa)	0.5	0.6	0.7

**Caso V. Antenas o torres de sección pequeña**

Para el diseño de antenas o torres hechas a base de armaduras, de sección transversal cuadrada o triangular, en que la mayor dimensión de su acción transversal es menor a 1 m, el coeficiente de empuje se calculará con la siguiente expresión

$$C_p = 4 - 5.5\Phi > 1.8$$

$\Phi$  es la relación de solidez.

Para antenas cuyos miembros son de sección circular (tubos), el coeficiente de empuje podrá reducirse multiplicándolo por 0.7.

**3.4. PRESIONES INTERIORES**

Cuando las paredes de una construcción puedan tener aberturas que abarquen más de 30 % de su superficie, deberá considerarse en el diseño de los elementos estructurales el efecto de las presiones que se generan por la penetración del viento en el interior de la construcción. Estas presiones se considerarán actuando uniformemente en las partes inferiores de las paredes y techo y se determinarán con la ecuación 1 empleando los factores de empuje que se indican a continuación, en función de la posición de las aberturas que puedan existir en las paredes de la construcción.

	$C_p$
Aberturas principalmente en la cara de barlovento	0.75
Aberturas principalmente en la cara de sotavento	-0.6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento	-0.5
Aberturas uniformemente distribuidas en las cuatro caras	-0.3

\* La relación de esbeltez se define como la relación de altura a lado menor de la estructura. Se interpolará linealmente para valores intermedios.



### 3.5. ÁREA EXPUESTA

El área sobre la que actúa la presión calculada con la ecuación 1 se tomará igual a la superficie expuesta al viento proyectada en un plano vertical, excepto en techos y elementos de recubrimiento en que se tomará el área total. La dirección de las presiones de viento será normal a la superficie considerada.

En superficies con vanos, como las de estructuras reticulares, sólo se considerará el área proyectada de las partes sólidas. Cuando se tengan elementos reticulares en diversos planos podrá tomarse en cuenta la protección que algunos miembros proporcionan a otros, mediante el criterio indicado en el caso III de la sección 3.3.

En techos de diente de sierra, se considerará que la presión actúa sobre la totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los demás

#### 4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO

Se diseñarán con los criterios establecidos en este capítulo los elementos que no forman parte de la estructura principal y los que no contribuyen a la resistencia de la estructura ante la acción del viento, así como los que tienen por función recubrir la estructura. Cada elemento se diseñará para las presiones, tanto positivas (empujes) como negativas (succiones) que correspondan a la dirección más desfavorable del viento, calculadas con la ecuación (3-1). Se usarán los factores de presión de la tabla 4.1. para elementos ubicados en edificios de más de 20 m de altura, los de la tabla 4.2. para los que se encuentran en edificios de altura menor de 20 m, los de la tabla 4.3 para cubiertas de arco. Para el diseño de parapetos, se empleará un factor de presión calculado como

donde  $A$  es el área tributaria de los elementos a diseñar, en metros cuadrados

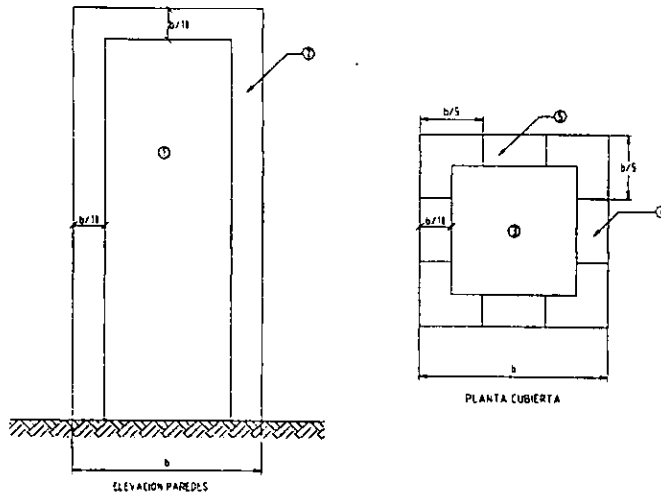
Adicionalmente se considerarán los efectos de las presiones interiores, calculadas como se indica en la sección, de estas normas, para construcciones en cuyas paredes

$$C_{pi} = -3\Phi + A/75 - 1.8$$

puede haber aberturas que abarquen más del 30 % de su superficie. Cuando este porcentaje no exceda de 30 se considerará, para el diseño de los elementos de recubrimiento, un factor de presión de  $\pm 0.025$ .

Tabla 4.1. Factores de presión para elementos de recubrimiento en edificios con  $H \geq 20$

Zona	Efecto	Factor de presión
1	Succión	$-1.1 < -1.2 + A/100 < -0.75$
	Empuje	$0.8 < 1.1 - a/130$
2	Succión	$-2 < -2.2 + A/150 < -1.3$
	Empuje	$0.8 < 1.2 + A/130$
3	Succión	$-2 + A/13 < -0.85$
4	Succión	$-2.5 + A/20 < -0.75$
5	Succión	$-A/8 < -2$



donde

$b$  es el ancho mínimo del edificio

$A$  es el área tributaria del elemento que se diseña

Tabla 4.2. Factores de presión para elementos de recubrimiento en edificios con  $H < 20$

Zona	Efecto	Factor de presión
1	Succión	$-2+A/50 < -1.1$
	Empuje	$1.6-A/100$
2	Succión	$-1.4+A/50 < -1.2$
	Succión	$-3+A/10 < -2$
3	Succión	$1.4+A/50 < -1.2$
3	Empuje	$1.3-A/50 > 1.1$
3	Succión	$-1.7+A/35 < -1.4$
	Empuje	$1.3-A/50 > 1.1$

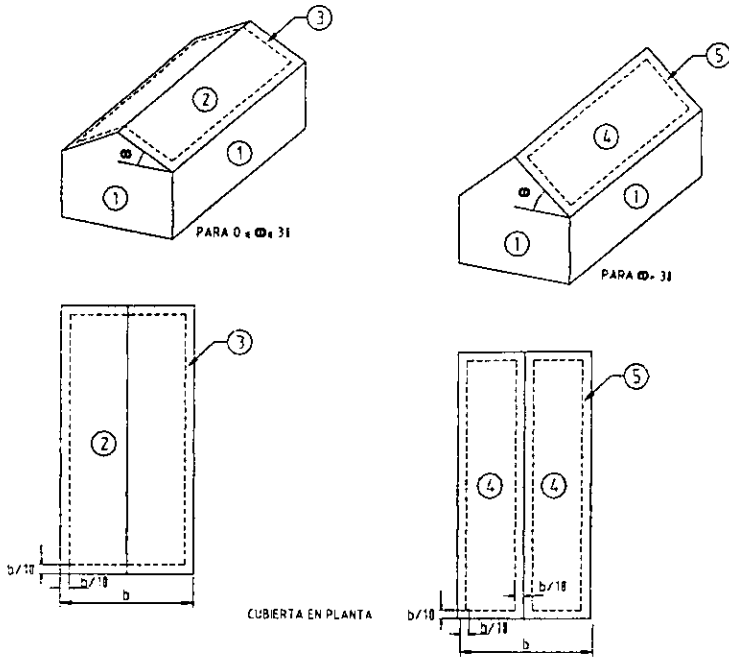
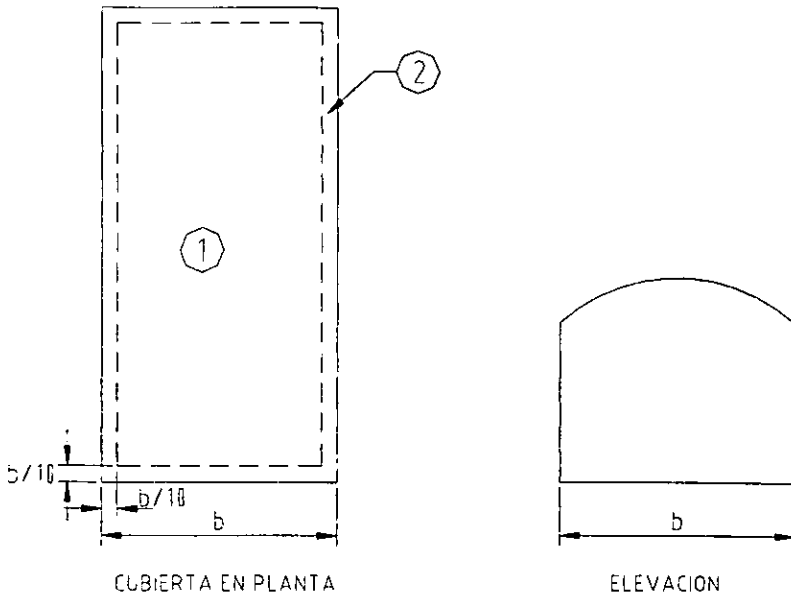


Tabla 4.3. Factores de presión para elementos de recubrimiento en cubiertas de acero  
 Multiplique los valores indicados en la tabla 2 por los siguientes factores:

ZONA	ÁREA TRIBUTARIA	
	$A < 10$	$A > 10$
1	1.2	1.15
2	1.4	1.3



### 5. EMPUJES DINÁMICOS PARALELOS AL VIENTO

En construcciones pertenecientes al tipo 2, los efectos estáticos y dinámicos debidos a la turbulencia se tomarán en cuenta multiplicando la presión de diseño calculada en la ecuación (3-1) por un factor de ráfaga determinado con la siguiente expresión:

$$G = 0.46 + g \sqrt{\frac{R}{C_z} \left( B + \frac{SF}{\beta} \right)} \geq 1$$

En donde:

$$g = \left[ \sqrt{2Ln(3600n_o)} + \frac{0.58}{\sqrt{2Ln(3600n_o)}} \right] \frac{1}{2.3}$$

$R =$  0.08 para la exposición C  
 0.16 para la exposición B  
 0.34 para la exposición A

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{914/H} \left[ \frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right] \left[ \frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right] \left[ \frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \right] dx$$

$$S = \frac{\pi}{3} \left[ \frac{1}{1 + \frac{8n_o H}{3V_H}} \right] \left[ \frac{1}{1 + \frac{10n_o b}{V_H}} \right]$$

$$F = \frac{X_o^2}{(1 + X_o^2)^{4/3}}$$

$X_o = (1220 n_o / V_H)$   
 $G =$  Factor de ráfaga.  
 $g =$  Factor de pico.

$$V_H = 22.2 \sqrt{K C_z}$$

$R$  = Factor de rugosidad.

$B$  = Factor de turbulencia de fondo.

$S$  = Factor de tamaño.

$n_0$  = Frecuencia del modo fundamental de la estructura.

$H$  = Altura de la estructura, en m.

$B$  = Fracción del amortiguamiento crítico.

$\ln$  = Logaritmo natural.

$C_z$  = Factor correctivo por altura, ver sección 3.2.

$K$  = Factor correctivo por exposición, ver sección 3.2.

## 6. EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS SOBRE ESTRUCTURAS PRISMÁTICAS

En el diseño de estructuras tipo 3 deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos generales y locales de las fuerzas perpendiculares a la dirección del viento causadas por vórtices alternantes.

### a) Vibraciones generales

Su efecto se representa mediante fuerzas estáticas equivalentes perpendiculares a la acción del viento. Se determinará una fuerza  $F_L$  por unidad de longitud del eje de la pieza con la siguiente ecuación:

Donde

$$F_L = \frac{C_T}{2\beta} 0.0048 V_{cr}^2 d \quad (6-1)$$

$F_L$  = fuerza por unidad de longitud, en kg/m

$\beta$  = coeficiente de amortiguamiento de la estructura como porcentaje del amortiguamiento crítico.

$C_T$  = Factor de empuje transversal.

$V_{cr}$  = Velocidad crítica del viento.

$d$  = Dimensión de la estructura perpendicular a la dirección del viento.

La velocidad crítica del viento para la cual se generan los vórtices, se calculará para estructuras de sección circular como:

$$V_{cr} = 5n_0 d \quad (6-2)$$

Donde  $n_0$  = frecuencia natural de vibración de la estructura en el modo fundamental.

El factor de empuje transversal  $C_T$  podrá tomarse como 0.28 para estructuras de sección circular.

### b) Vibraciones locales.

Para el diseño local en flexión perpendicular a la dirección del viento por efecto de vorticidad de estructuras de pared delgada, tales como algunas chimeneas, deberá considerarse la respuesta de cada anillo de ancho unitario, tomado de cualquier altura de la estructura, a una fuerza alternante normal al flujo, como magnitud dada por la ecuación (6-1).

### c) Omisión de efectos dinámicos de vorticidad.

Los requisitos a) y b) pueden omitirse en los siguientes casos:

- I. Cuando por medio de observaciones en prototipos o en modelos representativos se demuestre que la forma, dimensiones o acabado exterior de



la estructura son tales que no pueden formarse vórtices importantes cuando actúan sobre ella vientos con velocidad menor o igual que la de diseño

- II. Cuando el periodo fundamental de la estructura o miembro estructural en estudio difiera cuando menos en 30 % de cualquier valor posible que puedan tener los vórtices alternantes, para velocidades menores o iguales a las de diseño. Esta condición se logra cuando la velocidad crítica calculada para estructuras de sección circular con la ecuación (6-2), excede de:

$$\left( \frac{P_v K C_z}{0.062} \right)^{1/2}$$

# CAPITULO IV

## DISEÑO POR SISMO

- 1. NOTACION
- 2. ELECCIÓN DEL TIPO DE ANALISIS
- 3. ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO
- 4. REDUCCIÓN DE FUERZAS SISMICAS
- 5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO
- 6. CONDICIONES DE REGULARIDAD
- 7. MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS
- 8. ANALISIS ESTÁTICO
- 9. ANALISIS DINÁMICO
- 10. ANALISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS
- 11. ESTRUCTURAS EXISTENTES
- 12. APÉNDICE

## CAPÍTULO IV. DISEÑO POR SISMO

### NOTACIÓN

Cada símbolo empleado en estas normas se define donde aparece por primera vez. Los más importantes son:

- a* Ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción con fines de diseño, adimensional.
- b* Dimensión del entrepiso que se analiza, medida perpendicularmente a la dirección del análisis, en metros.
- c* Coeficiente de diseño sísmico, adimensional.
- d* Diferencia en valores de la aceleración horizontal expresada como fracción de la gravedad, que sería necesario aplicar en cada uno de los dos sentidos opuestos de una dirección dada, para que fallará la estructura, adimensional.
- e<sub>r</sub>* Distancia entre el centro de gravedad de las resistencias y la línea de acción de la fuerza cortante de entrepiso, en metros.
- f* Inclinação de una estructura con respecto a la vertical, adimensional.
- g* Aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$ .
- h* Altura sobre el terreno de la masa para la que se calcula la fuerza horizontal, en metros.
- Q* Factor de comportamiento sísmico, independiente de *T*, adimensional.
- Q'* Factor reductor de fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural, adimensional.
- q*  $(T_b / T)^r$
- r* Exponente en las expresiones para cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño, adimensional.
- S* Respuesta de la estructura como combinación de las respuestas modales.
- S<sub>i</sub>* Respuesta de la estructura en el modo natural de vibración *i*.
- T* Periodo natural de vibración, en segundos.
- T<sub>a</sub>, T<sub>b</sub>* Periodos característicos de los espectros de diseño, en segundos.
- V* Fuerza cortante horizontal en el nivel que se analiza, en ton.
- V<sub>o</sub>* Fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, en ton.
- W* Peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva, en ton.
- W<sub>o</sub>* Valor de *W* en la base de la estructura.

## 1. ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

### 1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO

Toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico. Las estructuras que no pasen de 60 m de alto, podrán analizarse, como alternativa, mediante el método estático que describe la sección 7. Con la misma limitación, para estructuras ubicadas en las zonas II ó III, también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el apéndice a las presentes normas, en los cuales se tiene en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

### 1.2. MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS

El método simplificado a que se refiere la sección 6 del presente cuerpo normativo será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

- 1 En cada planta, al menos el 75 % de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Será admisible cierta asimetría en la distribución de los muros cuando existan en todos los pisos dos muros de carga perimetrales paralelos cada uno con longitudes al menos igual a la mitad de la dimensión mayor en planta del edificio. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado o madera; en este último caso estarán arriostradas con diagonales.
- 2 La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca la sección 6 de las presentes normas.
- 3 La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

## 2. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica la sección 8. se adoptarán las siguiente hipótesis para el análisis de la estructura.

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $\alpha$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \alpha &= (1 + 3T / T_a) c / 4 \text{ si } T \text{ es menor que } T_a \\ \alpha &= c, \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b \\ \alpha &= qc, \text{ si } T \text{ excede } T_b \\ q &= (T_b / T)^r \end{aligned}$$

$T$  es el periodo natural de interés;  $T$ ,  $T_a$  y  $T_b$  están expresados en segundos;  $c$  es el coeficiente sísmico, y  $r$  un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura.

El coeficiente  $c$  se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 2.1. Coeficientes sísmicos para las diferentes zonas

Zona I	Zona II	Zona II
0.16	0.32	0.4

Salvo que en la parte sombreada de la zona II en la figura 2.1. se tomará  $c=0.4$  para las estructuras del grupo B, y  $c=0.6$  para las del grupo A.

$T_a$ ,  $T_b$  y  $r$  se consignan en la tabla 2.2.

Tabla 2.2. Valores de  $T_a$ ,  $T_b$  y  $r$

Zona	$T_a$	$T_b$	$r$
I	0.2	0.6	1/2
II <sup>a</sup>	0.3	1.5	2/3
II <sup>b</sup>	0.6	3.9	1

<sup>a</sup> No sombreada en la fig. 2.1.

<sup>b</sup> y parte sombreada de la zona II en la fig. 2.1.

### 3. REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

#### 3.1. FACTOR REDUCTIVO

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal empleando los métodos que fijan estas normas se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo  $Q'$ . En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 5 de estas normas,  $Q'$  se calculará como sigue:

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual que } T_u$$

$$Q' = 1 + (T/T_u)(Q-1), \text{ si } T \text{ es menor que } T_u$$

$T$  se tomará igual al periodo fundamental de vibración cuando se emplee el método estático e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el método de análisis modal de la sección 8, y  $T_u$  es un periodo característico del espectro de diseño que se define en la sección 2.

En el diseño sísmico de las estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 5 de estas normas, se multiplicará por 0.8 el valor de  $Q'$ .

Las deformaciones se calcularán multiplicando por las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático de análisis que se detalla en la sección 7 de las presentes normas o el de análisis modal de la sección 8.

Cuando se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran a satisfacción del departamento tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales como la validez de los valores del amortiguamiento y de  $Q'$  que se propongan.

#### 4. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Se adoptarán los siguientes valores del factor de comportamiento sismico a que se refiere la sección 3 de estas normas.

1. Se usará  $Q=4$  cuando se cumplan los requisitos siguientes:
  - a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos el 50 % de la fuerza sismica actuante.
  - b) Si hay muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o castillos y dalas en todo el perímetro del muro. Los castillos y dalas a su vez estarán ligados a los marcos. Se verificará que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y, en su caso, las torsiones que en ellas induzcan los muros. Se verificará, así mismo, que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones. Se tomarán en cuenta en el análisis pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomara en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80 % de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería
  - c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 % del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el párrafo anterior.
  - d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
  - e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas correspondientes.
2. Se adoptará  $Q=3$  cuando se satisfacen las condiciones b), d) y e) del caso 1. y en cualquier entrepiso dejan de satisfacer las condiciones a) o c) especificadas para el caso 1. pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto reforzado, por combinaciones de estos y marcos o por diafragmas de madera contrachapeada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas de estructuras de concreto.
3. Se usará  $Q=2$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, o muros o columnas que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos 1. o 2. De esta sección, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o traveses de concreto reforzado de acero que satisfacen los requisitos de las normas respectivas, o diafragmas contruados con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por

duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza. También se usará  $Q=2$  cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas de estructuras de concreto.

4. Se usará  $Q=1.5$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinadas o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos 2. y 3., o por marcos y armaduras de madera.
5. Se usará  $Q=1$  en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.

En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de  $Q$  que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor  $Q$  puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.



### 5. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 % de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera de la entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente
6. No tiene aberturas en su sistema de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 % de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 % del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para el diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 % de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70 % de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más del 100 % a la del entrepiso inmediato inferior.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_t$ , excede del 10 % de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

## 6. MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada según se especifica en el inciso 1 de la sección 7 de las presentes normas, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la tabla 6.1. para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5.

Tabla 6.1. Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondiente a estructuras del grupo B

Zona	Muros de piezas macizas o diafragmas de madera contrachapeada Altura de la construcción			Muros de piezas huecas o diafragmas de duelas de madera <sup>a</sup> Altura de la construcción		
	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m	Menor de 4	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.24

<sup>a</sup> Diafragmas de duelas de madera inclinadas o sistemas formados por duelas de madera verticales u horizontales arriostradas con elementos de madera maciza

## 7. ANÁLISIS ESTÁTICO

### 7.1. FUERZAS CORTANTES

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una superestructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un cociente proporcional a  $h$ , siendo  $h$  la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomará de tal manera que la relación  $V_o/W_o$  sea igual a  $c/Q$ , siendo  $V_o$  la fuerza cortante basal,  $W_o$  el peso de la construcción incluyendo las cargas muertas y vivas,  $Q$  el factor de comportamiento que se fija en la sección 4 de estas normas y  $c$  el coeficiente sísmico, salvo que en la parte sombreada de la zona II en la fig. 2.1. se tomara  $c=0.4$  para estructuras del grupo B y 0.6 para las del grupo A.

### 7.2. REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el inciso anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo a lo siguiente:

a) El periodo fundamental de vibración,  $T$ , se tomará igual a

$$0.3 \left( \sum W_i x_i^2 / g \sum P_i x_i \right)^{1/2}$$

donde  $W_i$  es el peso de la masa y,  $P_i$  la fuerza horizontal que actúa sobre ella de acuerdo al inciso 1,  $x_i$  el correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza, y  $g$  la aceleración de la gravedad.

b) Si  $T$  es menor o igual que  $T_b$  se procederá como en el inciso 1 pero de tal manera que la relación  $V_o/W_o$  sea igual a  $a/Q'$ , calculándose  $a$  y  $Q'$  como se especifica respectivamente en las secciones 2 y 3 de las presentes normas.

c) Si  $T$  es mayor que  $T_b$  se procederá como en el párrafo b) pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome proporcional al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente igual a  $k_1 h_i + k_2 h_i^2$  siendo

$$k_1 = q [1 - r(1 - q)] \sum W_i / \left( \sum W_i h_i \right)$$

$$k_2 = 1.5 r q (1 - q) \sum W_i / \left( \sum W_i h_i^2 \right)$$

y  $W_i$  y  $h_i$  respectivamente el peso y la altura de la  $i$ -ésima masa sobre el desplante. Además,  $a$  no se tomará menor de  $c/4$ .

### 7.3. PÉNDULOS INVERTIDOS

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que 50 % o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un sólo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es  $1.5P_i r_o^2 u / x$  siendo  $P_i$  la fuerza lateral actuante sobre la masa de acuerdo con el inciso 1,  $r_o$  el radio de giro de dicha masa con respecto al eje horizontal en cuestión y  $u$  y  $x$  el giro y desplazamiento lateral, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral  $P_i$ .

### 7.4. APÉNDICE

Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por  $1+4c'/c$  donde  $c'$  es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción. Se incluyen en este requisito, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni de momento de volteo), como losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

### 7.5. MOMENTO DE VOLTEO

El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por  $0.8+0.2z$  (siendo  $z$  la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de dicho nivel. En péndulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

### 7.6 EFECTOS DE TORSIÓN

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso,  $e_t$ , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. Se entenderá por excentricidad de resistencias al corte,  $e_r$ , la distancia entre el centroide de las resistencias de todos los elementos resistentes ante fuerza cortante entre el entrepiso que se considera y la línea de acción de la fuerza cortante en ese nivel. En estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , que se especifica en la

sección 4, sea igual a 3 se suministrarán resistencias tal que el centroide de las resistencias se halle del mismo lado de la fuerza cortante que el centro de torsión y  $e_r$ , no sea menor que  $e_s - 0.2b$ , y si  $Q$  excede de 3, resistencias tales que el centroide de la resistencia se halle del mismo lado de la fuerza cortante que el centro de torsión y  $e_r$  no sea menor que  $e_s - 0.1b$ , en donde  $b$  es la dimensión de la planta que se considera medida en la dirección de  $e_r$  y  $e_s$ . Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:  $1.5e_s + 0.1b$  o  $e_s - 0.1b$ . Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de  $e$  calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

### 7.7. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos de segundo orden, esto es, los momentos cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente, en toda estructura que la diferencia en desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, dividida entre la diferencia de alturas correspondientes, excede de  $0.08V/W$  entre cada par de niveles consecutivos, siendo  $V$  la fuerza cortante calculada y  $W$  el peso de la construcción incluyendo cargas muertas y vivas que obran encima de elevación que se considera.

### 7.8. EFECTOS BIDIRECCIONALES

Los efectos de ambos componentes horizontales de movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 % de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 % de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables.

### 7.9. FALLA DE CIMENTACIÓN

Se verificará que ni la estructura ni su cimentación alcanza ninguno de los estados límite de falla o de servicio. Al revisar con respecto a estados límite de falla de la cimentación se tendrá en cuenta la fuerza de inercia horizontal que obra en el suelo que se halla bajo los cimientos y que potencialmente se desplazaría al fallar el suelo en cortante, estando dicho volumen sujeto a una aceleración horizontal igual a  $c/4$  veces la aceleración de la gravedad.

### 7.10. REVISIÓN POR ROTURA DE VIDRIOS

Al revisar con respecto al estado límite por rotura de vidrios se verificará que al rededor de cada tablero de vidrio o cada marco exista una holgura no menor que el desplazamiento relativo entre los extremos del tablero o marco, calculado a partir de la

deformación por cortante del entrepiso y dividido entre  $1+H_v/B_v$ , donde  $B_v$  es la base del tablero o marco y  $H_v$  su altura.

### 7.11. COMPORTAMIENTO ASIMÉTRICO

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza-deformación difieran en sentidos opuestos se dividirán los factores de resistencia entre  $1+2.5d/Q$ , en donde  $d$  es la diferencia en los valores de  $a/Q$ , expresados como fracción de gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido.

## 8. ANÁLISIS DINÁMICO

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el calculado paso a paso de respuestas a temblores específicos.

### 8.1. ANÁLISIS MODAL

Si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 seg. pero en ningún caso podrán considerarse menos que los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en la sección 2 de estas normas reducidas como lo establece la sección 3 de las mismas.

Las respuestas modales  $S_i$  (donde  $S_i$  puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.), se combinarán para calcular las respuestas totales de  $S$  de acuerdo con la expresión.

$$S = \left( \sum S_i^2 \right)^{1/2}$$

siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 % entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados habrán de multiplicarse por  $Q$  para calcular efectos de segundo orden.

### 8.2. ANÁLISIS PASO A PASO

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuesta a temblores específicos, podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan estas normas, y que se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbre que haya en cuanto a sus parámetros.

### 8.3. REVISIÓN POR CORTANTE BASAL

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal  $V_o$  es menor que  $0.8 aW/Q$ , se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que  $V_o$  iguale ese valor.

#### **8.4. EFECTOS BIDIRECCIONALES**

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se especifica. Igualmente aplicables son las demás disposiciones de la sección 7 de estas normas en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala la presente sección.



## 9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS

Las presentes normas sólo son aplicables en su integridad a edificios. Tratándose de otras estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados al tipo de estructura en cuestión siempre que tales métodos respeten las disposiciones de la presente sección, sean congruentes con este cuerpo normativo.

### 9.1. TANQUES, PÉNDULOS INVERTIDOS Y CHIMENEAS

En el diseño de tanques, péndulos invertidos y chimeneas las fuerzas internas debidas al movimiento del terreno en cada una de las direcciones en que se analice se combinarán con el 50 % de las que produzca el movimiento del terreno en la dirección perpendicular a ella, tomando en cuenta estas últimas con el signo que para cada elemento estructural resulte más desfavorable.

En el diseño de tanques deberán tenerse en cuenta las presiones hidrostáticas y las hidrodinámicas del líquido almacenado así como los momentos que obren en el fondo del recipiente.

### 9.2. MUROS DE RETENCIÓN

Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de retención debidos a la acción de sismos, se valuarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de fuerzas debidas a carga vertical y a una aceleración horizontal igual a  $c/3$  veces la gravedad. Podrán asimismo emplearse procedimientos diferentes siempre que sean previamente comprobados.

## 10. ESTRUCTURAS EXISTENTES

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el valor del factor de comportamiento sísmico  $Q$  que, en los términos de la sección 4 de las presentes normas, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura.

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplome de la construcción excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por  $1+10f$  cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, o por  $1+5Qf$  cuando se use el estático o dinámico modal, siendo  $f$  el desplome de la construcción dividido entre la altura de ésta. Si se emplea el análisis dinámico de análisis paso a paso se hará consideración explícita de la inclinación.

Cuando se refuerce una construcción del grupo B con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de  $Q$  que corresponden a estos elementos siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos 50 % de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente al resto, y en cada nivel las resistencias de los elementos añadidos sean compatibles con las fuerzas de diseño que correspondan. Deberá comprobarse que los sistemas de piso tienen la rigidez y resistencia suficiente para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, deberán reforzarse los sistemas de piso para lograrlo.

## APÉNDICE

### A1. ALCANCE

Para el diseño de estructuras ubicadas en las zonas II o III será permisible tener en cuenta los efectos de los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y de la interacción suelo-estructura. Cuando así se proceda se aplicarán al cuerpo principal de las presentes normas las modificaciones que presenta la presente apéndice. En todos los aspectos que no cubre este apéndice son aplicables las demás disposiciones de las normas.

### A2. NOTACIÓN ADICIONAL

Se emplean aquí los símbolos del cuerpo principal de estas normas, así como otros, entre los cuales los más importantes son:

- A* Área de la superficie neta de cimentación, en  $m^2$ .
- G* Módulo de rigidez del suelo, en  $t/m^2$ .
- H* Profundidad de los depósitos firmes profundos, medida desde la superficie del terreno, en metros.
- I* Momento de inercia de la superficie neta de cimentación con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza, en  $m^4$ .
- J* Momento de inercia neto del peso de la construcción con respecto al eje centroidal de su base y perpendicular a la dirección que se analiza, descontando el momento de inercia del peso del suelo desplazado por la infraestructura, en  $t-m^2$ .
- K<sub>p</sub>* Rigidez de la cimentación al giro, debida a la rigidez axial de un sistema de pilotes de punta, en  $t-m$ .
- K<sub>r</sub>* Rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en rotación vertical respecto al eje centroidal de la base y perpendicular a la dirección que se analiza, en  $t-m/radián$ .
- K<sub>v</sub>* Rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en dirección vertical, en  $t/m$ .
- K<sub>x</sub>* Rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en la dirección que se analiza, en  $t/m$ .
- M<sub>o</sub>* momento de volteo basal, en  $t-m$ .
- R<sub>r</sub>* Radio equivalente para calculo de *K<sub>r</sub>*, en metros.
- R<sub>x</sub>* Radio equivalente para calculo de *K<sub>x</sub>* y *K<sub>v</sub>*, en metros.
- T<sub>o</sub>* Periodo fundamental de vibración que tendrá la estructura en la dirección que se analiza, si descansara sobre base rígida, en segundos.
- T<sub>I</sub>* Periodo fundamental de vibración de la estructura calculado teniendo en cuenta la interacción de esta con el terreno, en segundos.
- T<sub>r</sub>* Periodo natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto al eje centroidal horizontal perpendicular a la dirección que se analiza, en segundos.
- T<sub>s</sub>* Periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés, en segundos.

- $T_n$  Periodo natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera desplazarse en la dirección que se analiza, en segundos.
- $W_o$  Valor de  $W$  al nivel de desplante de la estructura incluyendo el peso de sus cimientos y descontando el peso del suelo desplazado por la infraestructura, en toneladas.

### A3. TIPO DE ANÁLISIS

Solamente serán aplicables los métodos estático y dinámico a que se refiere la sección I de estas normas y con las limitaciones que allí se establecen.

### A4. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica la sección 8 de estas normas, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se especifica en la sección 2.

El período fundamental de vibración de la estructura se calculará teniendo en cuenta su interacción con el terreno, como se especifica en la sección A7.

Para estructuras ubicadas en sitios para los que se desconoce el período dominante más largo del sitio el coeficiente  $c$  se obtiene de la tabla 2.1, salvo que en las partes sombreadas de la fig. 2.1, se tomará  $c=0.4$  para las estructuras del grupo B, 0.6 para las del grupo A. Para los sitios en que se desconoce dicho período,  $T_a$ ,  $T_b$ , y  $c$  se consignan en la tabla 2.1, en sitios que se reconozca el período dominante más largo del terreno,  $T_s$ , y que se hallen en las partes sombreadas de la fig. 2.1., también se adoptará  $c=0.4$  para estructuras del grupo B, y 0.6 para las del grupo A, fuera de las partes sombreadas se adoptará:

$$c = \frac{1.6T_s}{4 + T_s^2}$$

Para las estructuras del grupo B, y 1.5 veces este valor para las de A;  $T_s$  está en segundos; en estos sitios se tomará  $T_a=0.64 T_s$  en la zona II,  $T_a=0.35T_s$ , pero no menor que 0.64 seg en la II, y  $T_b=1.2T_s$  en ambas zonas. El valor de  $T_s$  se tomará de la figura A4.1 o se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y propiedades locales del suelo.

### A5. ANÁLISIS ESTÁTICO

Será aplicable el método que describe la sección 7 de las presentes normas siempre que la estructura no exceda de 60m de alto, tomando en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura, con las siguientes salvedades:

1. En el cálculo del valor aproximado del periodo fundamental de vibración,  $T_1$ , se incluirán las contribuciones provenientes de interacción suelo-estructura debidas a desplazamiento horizontal y rotación de la base de la construcción. Tales contribuciones se calcularán como establece la sección A7 de las presentes normas
2. Si  $T_1$  es menor o igual que  $T_b$  se procederá como en el inciso 1 de la sección 7 pero de tal manera que la relación  $V_o-W_o$  sea igual a  $aQ/Q'$ , calculándose  $a$  y  $Q'$  como se especifica respectivamente en las secciones A4 y 3 de las presentes normas.
3. Si  $T_1$  es mayor que  $T_b$  se procederá como en el inciso 2, pero tomando las fuerzas laterales proporcionales al coeficiente que marca el párrafo c) del inciso 2 de la sección 7.
4. En el cálculo de solicitaciones y fuerzas internas se tomarán en cuenta los efectos de desplazamientos y rotaciones de la base como lo especifica la sección A7 de estas normas, así como los debidos al las deformaciones axiales de muros y columnas cuando estos efectos sean significativos. No será necesario incluir estas contribuciones en la revisión de los estados límite de deformaciones laterales y de rotura de vidrios, mas si en el cálculo de los efectos de segundo orden y en el de separaciones entre la construcción y sus linderos con predios vecinos o en juntas de construcción entre cuerpos de un mismo edificio.

## A6. ANÁLISIS DINÁMICO

Serán aplicables los métodos que especifica la sección 8 de las presentes normas, con las siguientes salvedades.

Se tomará en cuenta la interacción suelo-estructura. Cuando se emplee el método de análisis modal se dará por satisfecho este requisito si se consideran los efectos de dicha interacción, como lo especifica la sección A7 de las presentes normas, en el periodo y forma del modo fundamental de vibración y en el factor  $Q'$  correspondiente según estipula la sección 3.

## A7. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Como una aproximación a los efectos de interacción suelo estructura será valido incrementar el periodo fundamental de vibración y los desplazamientos calculados en la estructura bajo la hipótesis de que ésta se apoya rigidamente en su base, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$T_1 = \left( T_o^2 + T_x^2 + T_r^2 \right)^{1/2}$$

donde  $T_1$  es el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza corregido por interacción con el suelo,  $T_o$  el periodo fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida,  $T_x$  el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza y  $T_r$  es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que parara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la

dirección que se analiza. Podrán en este caso desprejarse los efectos de la interacción en los periodos superiores de vibración de la estructura.

Para el cálculo de  $T_x$  en la expresión que antecede se supondrá que el desplazamiento de la base está restringido por un elemento elástico cuya rigidez vale  $K_x$ , en ton/m:

$$T_x = 2\pi(W_o / gK_x)^{1/2}$$

donde  $T_x$  está en segundos,  $W_o$  es el peso neto de la construcción al nivel de su desplante, incluyendo el peso de los cimientos y descontando el del suelo que es desplazado por la infraestructura, en toneladas y  $g$  es la aceleración de la gravedad, en  $m/sec^2$ . El valor de  $W_o$  no se tomará menor de  $0.7 W_o$ . Para el cálculo de  $T_r$  se supondrá que la rotación de la base está restringida por un elemento elástico de rigidez  $K_r$  en ton-m/radian:

$$T_r = 2\pi(J / gK_r)^{1/2}$$

donde  $T_r$  está en segundos y  $J$  es el momento neto de inercia del peso de la construcción, en ton-m<sup>2</sup>, respecto al eje de rotación, descontando el momento de inercia de la masa del suelo desplazado por la infraestructura. Esta diferencia no se tomará menor de 0.7 veces el momento de inercia calculado con el peso de la construcción.

Tratándose de construcciones que apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cascarón que abarque toda el área de cimentación, y que posean diferente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, los valores de  $K_x$  y  $K_r$  se obtendrán de la tabla A7.1, donde  $G$  es el módulo de rigidez medio, en t/m, del estrato en que se apoya la construcción, y los radios equivalentes  $R_x$  y  $R_r$ , en metros, se calcularán empleando las expresiones:

$$R_x = (A / \pi)^{1/2}$$

$$R_r = (4I / \pi)^{1/4}$$

en las que  $A$ , en m<sup>2</sup>, es el área de la superficie neta de cimentación, e  $I$ , en m<sup>4</sup>, es el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza.

Tratándose de construcciones suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección en que se analiza, y de construcciones sobre zapatas aisladas, los coeficientes  $K_x$  y  $K_r$  de la cimentación se calcularán mediante fórmulas:

$$K_x = \sum K_{xi}$$

$$K_r = \sum X_i^2 K_{wi}$$

en las que  $i$  denota valores correspondientes a la zapata  $i$ -ésima;  $x_i$  es la distancia, en la dirección de análisis, entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación, y  $K_{xi}$  y  $K_{vi}$  se determinan de la tabla A7.1. empleando el valor de  $R_x$  que corresponde a la zapata en cuestión.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta, su influencia en el valor de  $K_r$  se considera con el segundo término de la expresión correspondiente de la tabla A7.1, empleando para el cálculo de  $K_p$  la siguiente expresión:

$$K_p = \sum_{i=1}^n K_{pi} d_i^2$$

en la que  $n$  es el número de pilotes, y  $K_{pi}$  y  $d_i$  son respectivamente la rigidez vertical y distancia del pilote  $i$ -ésimo al eje centroidal de rotación.

En la verificación de que la estructura no alcanza los estados límite por desplazamientos laterales y por rotura de vidrios no será necesario tener en cuenta el desplazamiento y rotación de la base. Para el cálculo de efectos de segundo orden debe tenerse en cuenta dicha rotación, dada por  $M_o/K_r$ , en radianes, donde  $M_o$  es el momento de volteo que obra en la base de la estructura, en ton-m; y en la revisión de estado límite por choques entre estructuras deben incluirse tanto los desplazamientos debidos a rotación como el desplazamiento de la base, dado por  $V_o/K_x$ , en metros, donde  $V_o$  es la fuerza cortante basal, en toneladas.

El módulo de rigidez medio,  $G$ , se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará:

$$G = 2(H/T_s)^2$$

donde  $G$  está en  $t/m^2$ ,  $T_s$  es el periodo dominante más largo del terreno, en segundos, en el sitio donde se halle la estructura y se obtendrá de la figura A4.1, y  $H$  es la profundidad, en metros, de los depósitos firmes profundos en dicho sitio, y se determinará a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para determinarla, se tomara de la figura A7.1. En los sitios donde no se conoce el valor de  $G$ , si  $G$  no se determina experimentalmente, se adoptará el valor que resulte más desfavorable entre los límites de 400 y 900  $t/m^2$ .

Tabla A7.1. Valores de  $K_x$ ,  $K_r$  y  $K_v$   
En la Zona II

Profundidad de desplante <sup>a</sup>	$K_x$	$K_r^b$	$K_v$	$K_v$
$\leq 1$ m	$11GR_x$	$7GR^3_r$	$20GR_x$	$12GR_x$
$\geq 3$ m	$16GR_x$	$11GR^3_x$	$29GR_x$	$20GR_x$

En la Zona III

Profundidad de desplante <sup>a</sup>	$K_x$	$K_r$			$K_v$
		sobre el terreno	sobre pilotes de fricción <sup>c</sup>	sobre pilotes de punta <sup>d</sup>	
$\leq 1$ m	$7GR_x$	$6GR_r^3$	$7GR_r^3$	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$12GR_x$
$\geq 3$ m	$8GR_x$	$9GR_r^3$	$11GR_r^3$	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$16GR_x$

Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores de la tabla.

Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase  $K_r$  infinita.

Si estos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo sus cimientos. Cuando tienen menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.

$K_p$  se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.



# CAPITULO V.

## DISEÑO DE CIMENTACIONES

1. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO
2. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES
3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN
4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS EXCAVACIONES
5. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

## **CAPÍTULO V: DISEÑO DE CIMENTACIONES**

### **1. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO**

#### **1.1. RECONOCIMIENTO DEL SITIO**

En la figura 1.1. se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se reconoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida por el reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptaran estos últimos.

En la porción de la Zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se presentará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural este constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se presentará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes, debida a variaciones del grado de cimentación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásticos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomara en cuenta que, en ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la Zona II la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suelen haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las Zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

#### **1.2. EXPLORACIONES**

Las investigaciones mínimas de subsuelo a realizar serán las que se indican la tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esa tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios

adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la tabla 1.4 I.

Para la aplicación de la tabla 1.4 I., se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de carga muerta y de carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos en estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 1.4 I.) será de 1 por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las Zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la Zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a 2 m bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explotar el espesor de los materiales compresibles de las Zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estado.
- c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir, basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:
  - Sondeo con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la Zona I y los estratos resistentes de las Zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las Zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.
  - Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las Zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencia de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.
  - Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.
  - Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para

clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

- Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipo de material o descubrir oquedades.

### 1.3. DETERMINACION DE PROPIEDADES

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generales aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre del tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representan las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la fluencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas, estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato de identificación de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basados en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensaye de campo, si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de especificar y controlar la compactación de los miembros cohesivos, empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

### 1.4. INVESTIGACIÓN DEL HUNDIMIENTO REGIONAL

A menos que existan datos publicados suficientes respecto al fenómeno del hundimiento en el área de interés, en edificaciones de los grupos A y B<sub>1</sub>, esta investigación deberá hacerse por observación directa mediante piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos.

Tabla 1.4.1. Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo  
A. Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras.  
Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes requisitos:

Peso unitario de la estructura  $H < 5 \text{ t/m}^2$ .

Perímetro de la construcción  $P < 80 \text{ m}$  en las zonas I y II o  $P < 120 \text{ m}$  en la zona III.

#### Zona I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de  $8 \text{ t/m}^2$ , el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

#### Zona II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalle del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de  $5 \text{ t/m}^2$  bajo zapatas, o de  $2 \text{ t/m}^2$  bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

#### Zona III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor a  $4 \text{ t/m}^2$  bajo zapatas, o de  $1.5 \text{ t/m}^2$  bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

#### B Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura  $H > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción  $P > 80 \text{ m}$  en las zonas I y II, o  $P > 120 \text{ m}$  en la zona III.

Profundidad de desplante  $D_f > 2.5 \text{ m}$ .

#### Zona I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante sea al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

#### Zona II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalle del predio para detección de rellenos sueltos o grietas.
2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación.

Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones del área estudiada.

3. En el caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

#### Zona III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos y grietas.
2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del suelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
3. En el caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.
- 4.

## 2. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 2.2.1.

### 2.1. ACCIONES DE DISEÑO

Las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

#### Primer tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables, incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerarán la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con su intensidad instantánea.

#### Segundo tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debidas a sismos, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa del suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción.

En el caso de cimentaciones profundas en las Zonas II y III se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de las pilas o pilotes por consolidación del terreno circundante. Para estimar esa acción, se considerará que el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto suelo-pilote es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada no drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo. Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño de las excentricidades que presente la resultante de las diversas combinaciones de acciones anteriores respecto al centroide del área.

### 2.2. FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA

Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas del suelo deslizante bajo la acción sísmica.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para los estados límite de falla

1. 0.35 para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.
2. 0.7  $(1-s/2)$ , donde  $s$  es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas.
3. 0.7 para los otros casos

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

Tabla 2.2.1. Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación  
a) Movimientos verticales (hundimientos o emersión)

Concepto		Límite
Variación debido en el predio	Emersion	Construcciones aisladas
	Asentamiento	Construcciones colindantes
30 cm		
15 cm		
Velocidad del componente diferido		30 cm
b) Inclinación media		1 cm/semana
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100+3h)\%$	$h$ = Altura de la construcción, en m
Mil fincamiento de gruas viajeras	0.3%	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		
Tipo de estructura	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marco de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de ladrillo recocido o bloques de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001
		Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o estos se encuentren desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

\* Comprende la suma de movimientos debido a todas las combinaciones de carga que se especifican en las presentes normas. Los valores de la tabla son sólo límites máximos.

\*\* En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.



## 2.3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES SOMERAS (ZAPATAS Y LOSAS)

### 2.3.1. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\sum QF_c / A <_{cu} N_c F_R + p_v \quad (2-1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes

$$\sum QF_c / A < [\bar{p}_v(Nq - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_R + p_v \quad (2-2)$$

donde

$\sum QF_c'$  suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

$A$ , área del cimiento, en  $m^2$ .

$p_v$ , presión vertical a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en  $t/m^2$ .

$p_v'$ , presión vertical efectiva a la misma profundidad,  $t/m^2$ .

$\gamma$ , peso volumétrico del suelo,  $t/m^3$ .

$cu$ , cohesión aparente,  $t/m^2$ , determinada en el ensaye triaxial UU.

$B$ , ancho de la cimentación, en m.

$N_c$ , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$$

para  $D_f/B < 2$  y  $B/L < 1$

donde  $D_f$  es la profundidad de desplante en m.

En caso de que  $D_f/B$  y  $B/L$  no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

$N_q$ , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp[\pi \tan \Phi] \gamma \tan^2(45^\circ + \Phi/2)$$

donde  $\Phi$  es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

El coeficiente  $N_q$  se multiplicará por  $1 - 0.4(B/L) \tan \Phi$  para cimientos rectangulares y por  $1 + \tan \Phi$  para zapatas circulares o cuadradas.

$N_\gamma$ , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \gamma \tan \Phi$$

El coeficiente  $N_\gamma$  se multiplicará por  $1-0.4(B/L)$  para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

$FR$  es el factor de resistencia especificado en el inciso 2.2. de las presentes normas

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) El parámetro  $\Phi$  está dado por:

$$\Phi = \text{Ang } \tan(\alpha \tan \Phi^*) \quad (2-3)$$

donde  $\Phi^*$  es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para los suelos arenosos con capacidad relativa menor del 70 %, el coeficiente  $\alpha$  será igual a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

- b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho  $B$  de la cimentación sea mayor que la profundidad  $Z$  del manto freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ecuación 2 será:

$$\gamma = \gamma + (Z/B)(\gamma_m - \gamma) \quad (2-4)$$

donde

$\gamma$  peso volumétrico sumergido, en  $t/m^3$ .

$\gamma_m$  peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático, en  $t/m^3$ .

- c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia del eje longitudinal del cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (2-5)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

- d) En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite, considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos, y en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el apartado 1 del inciso 2.2.

- e) En el caso de cimentaciones desplantadas en el subsuelo estratificado o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla implícito en las ecuaciones (2-1) y (2-2), se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir, aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimientto, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistentes serán afectados por el factor de resistencia que señala el apartado 1 del inciso 2.2.
- f) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación o de deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecuaciones (2-1) y (2-2) deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas.
- g) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de la capacidad de carga. En caso deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas.
- Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.
  - Demolición o refuerzo de bóvedas.
  - Desplante bajo el piso de las cavidades.

### 2.3.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrán despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmicos se calcularán cuando proceda. La magnitud de las deformaciones permanentes que puedan presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e \cdot (1 + e_o)] \Delta z \quad (2-6)$$

donde

- $\Delta H$  asentamiento de un estrato de espesor H.  
 $E_o$  relación de vacíos inicial.  
 $\Delta e$  variación de la relación de vacíos bajo incremento de esfuerzo vertical  $\Delta p$  inducido a la profundidad  $z$  por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.  
 $\Delta z$  espesor de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical  $\Delta p$  inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

## 2.4. CIMENTACIONES COMPENSADAS

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca minimizar el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavación del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, totalmente compensada o sobre compensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estudios límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada con un factor de carga unitario.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de ésta deberá sumarse al de la subestructura.

### 2.4.1 ESTADOS LÍMITE DE FALLA

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el inciso 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. Para esto se adoptará una posición conservadora del nivel freático.

Se presentará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el efecto de sismo.

## 2.4.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos al la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmica.
- c) Los movimientos diferidos debido al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en 2.3.2. El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobre compensacion no será superior a 1.5 t/m<sup>2</sup>, a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos

## 2.4.3. PRESIONES SOBRE MUROS EXTERIORES DE LA SUBESTRUCTURA

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y el suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presion horizontal efectiva transmitida por el suelo en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 60 % de la presión vertical actuante a la misma profundidad. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecarga podrán estimarse por medio de la teoria de la elasticidad.

En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante este constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmitan dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas, no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

## 2.5. CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCIÓN

Los pilotes de fricción, es decir, aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral, podrán usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado para reducir asentamientos transfiriendo parte de la carga de la cimentación a estratos más profundos.

### 2.5.1. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de

pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum QF_c < R \quad (2-7)$$

$\sum QF$  suma de los incrementos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

$R$  Capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considerará igual al mayor de los valores siguientes:

- a) capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si este es el valor que rige, la losa o zapatas y las contrarabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total en cada pilote dada por la ecuación (2-8) con  $F_R = 1.0$ . En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calculará como lo señala el inciso 2.3.
- b) La capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:
  - Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
  - Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
  - Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes, calculadas con la ecuación (2-9).

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R \quad (2-8)$$

donde

$F_R = 0.7(1-s/2)$ , factor de resistencia.

$S$  relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote.

- $C_f$  capacidad por adherencia, en ton.  
 $A_L$  área lateral del pilote, en m<sup>2</sup>.  
 $F$  adherencia lateral media pilote-suelo, t/m<sup>2</sup>.

Para los suelos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ecuación (2-8) considerando el grupo o los subgrupos como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

### 2.5.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán explícitamente en cuenta las excentricidades de carga.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos se calcularán, con las normas de diseño por sismo. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto sísmico se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno, y serán mínimas. Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida por la ecuación (2-8).

## 2.6. CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llaman pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro colocados en perforaciones previas.

### 2.6.1. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

Se verificará el cumplimiento de la desigualdad (2-7), siendo  $R$  la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, la que sea menor.

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas se calculará como sigue:

- Para suelos cohesivos

$$C_p = [C_u N_c^* F_R + p_v] A_p \quad (2-9)$$

- Para suelos friccionantes

$$C_p = \left[ p_v N_q^* L_e + p_v \right] A_p \quad (2-10)$$

donde

$C_p$  capacidad por punta, en ton.

$A_p$  área transversal de la pila o del pilote, en m<sup>2</sup>.

$P_v$  presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, en t/m<sup>2</sup>.

$p_v$  presión vertical efectiva a la misma profundidad en, en t/m<sup>2</sup>.

$c_u$  cohesión aparente, en t/m<sup>2</sup>, determinada en ensayo triaxial U.U.

$N_c^*$  coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

$\Phi_u$	0°	5°	10°
$N_c^*$	7	9	13

$\Phi_u$  ángulo de fricción aparente, en grados

$N_q^*$  coeficiente de capacidad de carga definido por

$$N_q^* = N_{min} + L_e (N_{max} - N_{min}) \cdot \left[ 4B \tan(45^\circ + \Phi / 2) \right]$$

cuando  $L_e \cdot B \leq 4 \tan(45^\circ + \Phi / 2)$ , o bien  $N_q^* = N_{max}$

cuando  $L_e \cdot B > 4 \tan(45^\circ + \Phi / 2)$

$\Phi$	20°	25°	30°	35°	0°
$N_{max}$	12.5	26	55	132	350
$N_{min}$	7	11.5	20	39	78

$L_e$  longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, en m.

$B$  ancho o diámetro de los pilotes, en m.

$\Phi$  ángulo de fricción interna, en grados, con la definición del apartado a del subinciso 2.3.1.

$F_{re}$  factor de resistencia igual a 0.35.

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5 m de diámetro, la capacidad así calculada deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

- Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{re} = \left[ (B + 0.5) / 2B \right]^n \quad (2-11)$$

donde

$B$  diámetro de la base del pilote o pila en m (>0.5 m).

$n$  exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso.

- Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplicará por el mismo factor de la ecuación 11 con exponente  $n = 1$ . Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicará por:

$$F_{re} = (B + 1) / (2B + 1) \quad (2-12)$$



- También podrá usarse como alternativa la ecuación (2-10), una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la de penetración estándar, corregida por efecto de escala, como lo indica la expresión (2-11).

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad de carga del suelo para resistir los esfuerzos horizontales inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

### **2.6.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO**

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados abajo del nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida a hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta de la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

### **2.7. PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES**

Las estimaciones analíticas de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta se verificarán mediante pruebas de carga si hay incertidumbres excesivas sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación es de los grupos A o B1. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada.

### **2.8. CIMENTACIONES ESPECIALES**

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación de la autoridad correspondiente. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes normas, en particular ante solicitaciones sísmicas.

### 3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes laterales, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación, deberán determinarse cada combinación de acciones señaladas en 2.1.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo, y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.
- Que los hundimientos diferenciales instantáneos más los diferidos calculados con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes normas.
- Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura-superestructura sean aceptables en términos de las presentes normas.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder resistir los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que presenten durante el proceso de transporte e hincado. Los pilotes deberán resistir estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con un factor de resistencia unitario.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, para consolidación regional, los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. La subestructura deberá diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte como sin él, en este último caso apoyada sólo en los pilotes.

#### 4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de excavaciones se considerarán, los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso de los taludes o paredes libres o ademas de la excavación, falla de los cimientos de las construcciones colindantes y falla de fondo de las excavaciones por corte o por subpresión en estratos subyacentes.
- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores.

##### 4.1. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a la excavación será de 1.5 t/m<sup>2</sup> con un factor de carga unitario.

##### a) Taludes

La seguridad y la estabilidad de excavaciones sin porte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de las excavaciones. También se considerarán mecanismos de extrusión en estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes.

##### b) Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo de cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con el nivel dinámico sustancialmente inferior a l fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en capa impermeable de espesor  $h$ , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato podría levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo  $h$  del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w \quad (4-1)$$

donde

- $h$  espesor de la capa impermeable
- $h_w$  altura piezométrica en el techo inferior de la capa impermeable
- $\gamma_w$  peso volumétrico del agua
- $\gamma_m$  peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor  $h$  sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio

### c) Estabilidad de excavaciones ademas

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablaestacas o muros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general por una masa de suelo que incluya el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que estos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realiza por un método de análisis límite. Se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural requerido para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes, se analizará verificando que:

$$P_v + \sum q F_c < c_u N_c F_R \quad (4-2)$$

donde

- $c_u$  cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenadas, en  $t/m^2$ .
- $N_c$  coeficiente de capacidad de carga definido en 2.3.1. y que depende de la geometría de la excavación. En este caso  $B$  será el ancho de la excavación,  $L$  su longitud y  $D_f$  su profundidad.
- $P_v$  presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación, en  $t/m^2$ .
- $q F_c$  sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga, en  $t/m^2$ .
- $F_R$  factor de resistencia igual a 0.5. Si la falla no afecta a servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7.

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinadas a partir de la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de la sobrecarga debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga

que deban soportar las paredes de las excavaciones durante el periodo de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1.

d) Estabilidad en estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

## 4.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Los valores esperados de movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

a) Expansiones instantáneas y diferidas por descarga.

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ecuación (2-6) a partir de decrementos de esfuerzo vertical calculados mediante la teoría de la elasticidad.

En caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de ancho reducido.

b) Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Estos movimientos horizontales y verticales deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales, en caso necesario.

### **5. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN**

Durante la construcción, se realizarán todas las mediciones requeridas para conocer si ocurre cualquier movimiento imprevisto del suelo que pueda ocasionar daños a la propia construcción, a las edificaciones vecinas o a los servicios públicos.

En las edificaciones con peso unitario mayor de  $5 \text{ t/m}^2$  o que requieran una excavación de más de 2.5 m de profundidad, será obligatorio realizar nivelación después de la construcción, cada mes durante los primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de 5 años para verificar el comportamiento previsto de la cimentaciones y sus alrededores. Posteriormente a este periodo será obligación realizar mediciones cada 5 años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

# CAPITULO VI

## MEMORIA DE CÁLCULO

- 1 MEMORIA DESCRIPTIVA
- 2 ANÁLISIS DE CARGAS PARA EL CUERPO "A"
- 3 REVISIÓN DE LAS COLUMNAS
- 4 DISEÑO DE LA SOLDADURA EN LA BASE DE LAS COLUMNAS
- 5 DISEÑO DE LAS PLACAS DE BASE
- 6 DISEÑO DE LAS ANCLAS
- 7 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DEL CUERPO "A"
- 8 ANÁLISIS DE CARGAS PARA EL CUERPO "B"
- 9 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN PARA EL CUERPO "B"

## CAPÍTULO VI. MEMORIA DE CÁLCULO

### 1. MEMORIA DESCRIPTIVA

En la presente memoria, se resumen los principales cálculos y las bases del diseño estructural de las cubiertas (zona de islas), pertenecientes a la estación de servicio que se ubica en Av. Chimalhuacan esquina con las calles Lago Mask y Lago Mayor, en Cd. Nezahualcoyotl, Estado de México.

Las cubiertas constan de dos cuerpos, que cubren un área aproximada de 702 m<sup>2</sup>, en los cuales se localizarán los dispensarios para abastecimiento de gasolinas magna y nova.

#### 1.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURACIÓN ADOPTADA

El sistema estructural consiste en armaduras tridimensionales a base de tubos de acero A-36, apoyados en columnas circulares del mismo material. El sistema de cubierta es de lamina Pintro calibre 24, con una pendiente del 5% para drenar las aguas pluviales a unas bajadas de tubo de P.V.C., que se encontrarán adosadas a las columnas principales.

Las conexiones de la estructura metálica son soldadas con electrodos de la serie 70-XX, para simplificar la fabricación y garantizar la continuidad de los elementos conectados a momento.

La cimentación se resolvió con zapatas aisladas las cuales reciben a los dados en los que se desplantan las columnas con sus respectivas placas de base.

#### 1.2. ANÁLISIS DE CARGAS

Las cargas empleadas para el diseño estructural se detallan posteriormente en la sección correspondiente en esta memoria de cálculo, y cumplen cabalmente con el reglamento de construcciones en vigor.

#### 1.3. MATERIALES

La calidad de los materiales aparece claramente especificada en los planos estructurales respectivos; sin embargo, a continuación se resumen los más importantes:

- Acero de refuerzo con un esfuerzo mínimo de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Acero estructural en los elementos de las armaduras tridimensionales, columnas, placas de base y placas de conexión de acero A.S.T.M. A-36 con un esfuerzo mínimo de fluencia de  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Soldadura aplicada con las normas A.W.S. vigentes con electrodos de la serie 70-XX.
- Anclas de acero estructural A.S.T.M. A-529 con un esfuerzo mínimo de fluencia  $F_y = 2950 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto estructural, con una resistencia mínima a la compresión de  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ , con agregado máximo de  $\frac{3}{4}$ " 19 mm.



#### 1.4. CRITERIOS DE DISEÑO

El criterio de diseño está basado en los reglamentos y especificaciones que se detallan posteriormente.

Se analizó la estructura como un marco tridimensional con un programa electrónico "STAAD3" el cual está basado en el método de las rigideces y toma en cuenta los efectos de cortante, momentos y carga axial.

El diseño de la estructura metálica se realizó con un post-procesador del mismo programa mediante el criterio de esfuerzos permisibles del A.I.S.C.

Las placas de base y las anclas se diseñaron como vigas sometidas a cargas puntuales y a momento en el centro del claro respectivamente, basadas en el mismo criterio.

Las zapatas aisladas se diseñaron con los criterios de las normas técnicas complementarias del RCDF-93.

#### 1.5. CRITERIO DE DEFORMACIONES

Se limitaron los desplazamientos verticales a un máximo de  $L/240 + 0.5$  cm y los desplazamientos laterales de entrepiso a 0.012 de la altura libre del entrepiso.

#### 1.6. CIMENTACIÓN

La estructura se localiza dentro de la zona III, por consiguiente los coeficientes sísmicos y la capacidad de carga, son las correspondientes a la zona del lago.

Con base en el estudio de mecánica de suelos para el predio en cuestión, se utilizó una capacidad de carga admisible en el suelo de 3 ton/m<sup>2</sup>, y la profundidad de desplante se especificó a 80 cm, ya que el nivel de aguas freáticas se encuentra a esa profundidad.

La cimentación se resolvió con zapatas aisladas considerando, para revisar su estabilidad ante acciones de volteo, el peso de un material de relleno (tepetate) compactado al 90 % de su peso volumétrico óptimo.

#### 1.7. REGLAMENTOS

- Reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 1993 y sus normas técnicas complementarias.
- Manual de construcción con acero del I.M.C.A.(Instituto Mexicano de la Construcción con Acero)

#### 1.8. PLANOS EMITIDOS

- E-1 Plantas de estructuración, cortes, y detalles
- C-1 Cimentación y placas de base

## 1.9 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

## 1.9.1. ARCHIVO DE ENTRADA

STAAD TRUSS

INPUT WIDTH 79

UNIT METER KG

JOINT COORDINATES

10.0.0.; 2.1.0.0.; 3.1.1.0.; 4.0.1.0.; 5.0.5.0.5-1.; 6.2.0.0.  
 7.2.1.0.; 8.1.5.0.5-1.; 9.3.0.0.; 10.3.1.0.; 11.2.5.0.5-1.  
 12.4.0.0.; 13.4.1.0.; 14.3.5.0.5-1.; 15.5.0.0.; 16.5.1.0.  
 17.4.5.0.5-1.; 18.6.0.0.; 19.6.1.0.; 20.5.5.0.5-1.; 21.7.0.0.  
 22.7.1.0.; 23.6.5.0.5-1.; 24.8.0.0.; 25.8.1.0.; 26.7.5.0.5-1.  
 27.9.0.0.; 28.9.1.0.; 29.8.5.0.5-1.; 30.10.0.0.; 31.10.1.0.  
 32.9.5.0.5-1.; 33.1.2.0.; 34.0.2.0.; 35.0.5.1.5-1.; 36.2.2.0.  
 37.1.5.1.5-1.; 38.3.2.0.; 39.2.5.1.5-1.; 40.4.2.0.; 41.3.5.1.5-1.  
 42.5.2.0.; 43.4.5.1.5-1.; 44.6.2.0.; 45.5.5.1.5-1.; 46.7.2.0.  
 47.6.5.1.5-1.; 48.8.2.0.; 49.7.5.1.5-1.; 50.9.2.0.; 51.8.5.1.5-1.  
 52.10.2.0.; 53.9.5.1.5-1.; 54.1.3.0.; 55.0.3.0.; 56.0.5.2.5-1.  
 57.2.3.0.; 58.1.5.2.5-1.; 59.3.3.0.; 60.2.5.2.5-1.; 61.4.3.0.  
 62.3.5.2.5-1.; 63.5.3.0.; 64.4.5.2.5-1.; 65.6.3.0.; 66.5.5.2.5-1.  
 67.7.3.0.; 68.6.5.2.5-1.; 69.8.3.0.; 70.7.5.2.5-1.; 71.9.3.0.  
 72.8.5.2.5-1.; 73.10.3.0.; 74.9.5.2.5-1.; 75.1.4.0.; 76.0.4.0.  
 77.0.5.3.5-1.; 78.2.4.0.; 79.1.5.3.5-1.; 80.3.4.0.; 81.2.5.3.5-1.  
 82.4.4.0.; 83.3.5.3.5-1.; 84.5.4.0.; 85.4.5.3.5-1.; 86.6.4.0.  
 87.5.5.3.5-1.; 88.7.4.0.; 89.6.5.3.5-1.; 90.8.4.0.; 91.7.5.3.5-1.  
 92.9.4.0.; 93.8.5.3.5-1.; 94.10.4.0.; 95.9.5.3.5-1.; 96.1.5.0.  
 97.0.5.0.; 98.0.5.4.5-1.; 99.2.5.0.; 100.1.5.4.5-1.; 101.3.5.0.  
 102.2.5.4.5-1.; 103.4.5.0.; 104.3.5.4.5-1.; 105.5.5.0.; 106.4.5.4.5-1.  
 107.6.5.0.; 108.5.5.4.5-1.; 109.7.5.0.; 110.6.5.4.5-1.; 111.8.5.0.  
 112.7.5.4.5-1.; 113.9.5.0.; 114.8.5.4.5-1.; 115.10.5.0.; 116.9.5.4.5-1.  
 117.1.6.0.; 118.0.6.0.; 119.0.5.5.5-1.; 120.2.6.0.; 121.1.5.5.5-1.  
 122.3.6.0.; 123.2.5.5.5-1.; 124.4.6.0.; 125.3.5.5.5-1.; 126.5.6.0.  
 127.4.5.5.5-1.; 128.6.6.0.; 129.5.5.5.5-1.; 130.7.6.0.; 131.6.5.5.5-1.  
 132.8.6.0.; 133.7.5.5.5-1.; 134.9.6.0.; 135.8.5.5.5-1.; 136.10.6.0.  
 137.9.5.5.5-1.; 138.1.7.0.; 139.0.7.0.; 140.0.5.6.5-1.; 141.2.7.0.  
 142.1.5.6.5-1.; 143.3.7.0.; 144.2.5.6.5-1.; 145.4.7.0.; 146.3.5.6.5-1.  
 147.5.7.0.; 148.4.5.6.5-1.; 149.6.7.0.; 150.5.5.6.5-1.; 151.7.7.0.  
 152.6.5.6.5-1.; 153.8.7.0.; 154.7.5.6.5-1.; 155.9.7.0.; 156.8.5.6.5-1.  
 157.10.7.0.; 158.9.5.6.5-1.; 159.1.8.0.; 160.0.8.0.; 161.0.5.7.5-1.  
 162.2.8.0.; 163.1.5.7.5-1.; 164.3.8.0.; 165.2.5.7.5-1.; 166.4.8.0.  
 167.3.5.7.5-1.; 168.5.8.0.; 169.4.5.7.5-1.; 170.6.8.0.; 171.5.5.7.5-1.  
 172.7.8.0.; 173.6.5.7.5-1.; 174.8.8.0.; 175.7.5.7.5-1.; 176.9.8.0.  
 177.8.5.7.5-1.; 178.10.8.0.; 179.9.5.7.5-1.; 180.1.9.0.; 181.0.9.0.  
 182.0.5.8.5-1.; 183.2.9.0.; 184.1.5.8.5-1.; 185.3.9.0.; 186.2.5.8.5-1.  
 187.4.9.0.; 188.3.5.8.5-1.; 189.5.9.0.; 190.4.5.8.5-1.; 191.6.9.0.  
 192.5.5.8.5-1.; 193.7.9.0.; 194.6.5.8.5-1.; 195.8.9.0.; 196.7.5.8.5-1.  
 197.9.9.0.; 198.8.5.8.5-1.; 199.10.9.0.; 200.9.5.8.5-1.; 201.1.10.0.  
 202.0.10.0.; 203.0.5.9.5-1.; 204.2.10.0.; 205.1.5.9.5-1.; 206.3.10.0.  
 207.2.5.9.5-1.; 208.4.10.0.; 209.3.5.9.5-1.; 210.5.10.0.  
 211.4.5.9.5-1.; 212.6.10.0.; 213.5.5.9.5-1.; 214.7.10.0.  
 215.6.5.9.5-1.; 216.8.10.0.; 217.7.5.9.5-1.; 218.9.10.0.  
 219.8.5.9.5-1.; 220.10.10.0.; 221.9.5.9.5-1.; 222.1.11.0.; 223.0.11.0.  
 224.0.5.10.5-1.; 225.2.11.0.; 226.1.5.10.5-1.; 227.3.11.0.  
 228.2.5.10.5-1.; 229.4.11.0.; 230.3.5.10.5-1.; 231.5.11.0.  
 232.4.5.10.5-1.; 233.6.11.0.; 234.5.5.10.5-1.; 235.7.11.0.  
 236.6.5.10.5-1.; 237.8.11.0.; 238.7.5.10.5-1.; 239.9.11.0.  
 240.8.5.10.5-1.; 241.10.11.0.; 242.9.5.10.5-1.; 243.1.12.0.  
 244.0.12.0.; 245.0.5.11.5-1.; 246.2.12.0.; 247.1.5.11.5-1.  
 248.3.12.0.; 249.2.5.11.5-1.; 250.4.12.0.; 251.3.5.11.5-1.  
 252.5.12.0.; 253.4.5.11.5-1.; 254.6.12.0.; 255.5.5.11.5-1.

256 7. 12. 0.; 257 6.5 11.5 -1.; 258 8 12 0.; 259 7.5 11 5 -1.  
 260 9. 12. 0.; 261 8.5 11.5 -1.; 262 10. 12. 0.; 263 9.5 11 5 -1.  
 264 1. 13. 0.; 265 0. 13. 0.; 266 0.5 12.5 -1.; 267 2. 13. 0.  
 268 1.5 12.5 -1.; 269 3. 13. 0.; 270 2.5 12.5 -1.; 271 4. 13. 0.  
 272 3.5 12.5 -1.; 273 5. 13. 0.; 274 4.5 12.5 -1.; 275 6. 13. 0.  
 276 5.5 12.5 -1.; 277 7. 13. 0.; 278 6.5 12.5 -1.; 279 8. 13. 0.  
 280 7.5 12.5 -1.; 281 9. 13. 0.; 282 8.5 12.5 -1.; 283 10. 13. 0.  
 284 9.5 12.5 -1.; 285 1. 14. 0.; 286 0. 14. 0.; 287 0.5 13.5 -1.  
 288 2. 14. 0.; 289 1.5 13.5 -1.; 290 3. 14. 0.; 291 2.5 13.5 -1.  
 292 4. 14. 0.; 293 3.5 13.5 -1.; 294 5. 14. 0.; 295 4.5 13.5 -1.  
 296 6 14. 0.; 297 5.5 13.5 -1.; 298 7. 14. 0.; 299 6.5 13.5 -1.  
 300 8 14. 0.; 301 7.5 13.5 -1.; 302 9. 14. 0.; 303 8.5 13.5 -1.  
 304 10. 14 0.; 305 9.5 13.5 -1.; 306 1. 15. 0.; 307 0. 15. 0.  
 308 0.5 14.5 -1.; 309 2. 15 0.; 310 1.5 14.5 -1.; 311 3. 15. 0.  
 312 2 5 14.5 -1.; 313 4. 15. 0.; 314 3.5 14.5 -1.; 315 5. 15. 0.  
 316 4.5 14 5 -1.; 317 6. 15. 0.; 318 5.5 14.5 -1.; 319 7. 15. 0.  
 320 6 5 14.5 -1.; 321 8. 15. 0.; 322 7.5 14.5 -1.; 323 9. 15. 0.  
 324 8 5 14 5 -1.; 325 10. 15. 0.; 326 9.5 14.5 -1.; 327 1. 16. 0.  
 328 0 16. 0.; 329 0.5 15 5 -1.; 330 2 16 0.; 331 1.5 15 5 -1.  
 332 3 16 0.; 333 2 5 15 5 -1.; 334 4 16 0.; 335 3.5 15 5 -1.  
 336 5 16 0.; 337 4 5 15 5 -1.; 338 6 16 0.; 339 5 5 15 5 -1.  
 340 7 16 0.; 341 6 5 15 5 -1.; 342 8 16 0.; 343 7.5 15 5 -1.  
 344 9 16 0.; 345 8 5 15 5 -1.; 346 10 16 0.; 347 9.5 15 5 -1.  
 348 1 17 0.; 349 0 17 0.; 350 0 5 16 5 -1.; 351 2. 17 0.  
 352 1 5 16 5 -1.; 353 3 17 0.; 354 2 5 16 5 -1.; 355 4. 17. 0.  
 356 3 5 16 5 -1.; 357 5. 17. 0.; 358 4 5 16 5 -1.; 359 6. 17. 0.  
 360 5 5 16 5 -1.; 361 7. 17. 0.; 362 6 5 16 5 -1.; 363 8. 17. 0.  
 364 7 5 16 5 -1.; 365 9. 17. 0.; 366 8 5 16 5 -1.; 367 10. 17. 0.  
 368 9 5 16 5 -1.; 369 5. 3. -2.; 370 5. 5. -2.; 371 5. 14. -2.; 372 5. 12. -2.

MEMORABILIDADES

1 1 2; 2 2 3; 3 3 4; 4 4 1; 5 1 5; 6 2 5; 7 5 3; 8 5 4; 9 2 6; 10 6 7; 11 7 3  
 12 2 8; 13 6 8; 14 8 7; 15 8 3; 16 6 9; 17 9 10; 18 10 7; 19 6 11; 20 9 11  
 21 11 10; 22 11 7; 23 9 12; 24 12 13; 25 13 10; 26 9 14; 27 12 14; 28 14 13  
 29 14 10; 30 12 15; 31 15 16; 32 16 13; 33 12 17; 34 15 17; 35 17 16; 36 17 13  
 37 15 18; 38 18 19; 39 19 16; 40 15 20; 41 18 20; 42 20 19; 43 20 16; 44 18 21  
 45 21 22; 46 22 19; 47 18 23; 48 21 23; 49 23 22; 50 23 19; 51 21 24; 52 24 25  
 53 25 22; 54 21 26; 55 24 26; 56 26 25; 57 26 22; 58 24 27; 59 27 28; 60 28 25  
 61 24 29; 62 27 29; 63 29 28; 64 29 25; 65 27 30; 66 30 31; 67 31 28; 68 27 32  
 69 30 32; 70 32 31; 71 32 28; 72 5 8; 73 8 11; 74 11 14; 75 14 17; 76 17 20  
 77 20 23; 78 23 26; 79 26 29; 80 29 32; 81 3 33; 82 33 34; 83 34 4; 84 4 35  
 85 3 35; 86 35 33; 87 35 34; 88 7 36; 89 36 33; 90 3 37; 91 7 37; 92 37 36  
 93 37 33; 94 10 38; 95 38 36; 96 7 39; 97 10 39; 98 39 38; 99 39 36; 100 13 40  
 101 40 38; 102 10 41; 103 13 41; 104 41 40; 105 41 38; 106 16 42; 107 42 40  
 108 13 43; 109 16 43; 110 43 42; 111 43 40; 112 19 44; 113 44 42; 114 16 45  
 115 19 45; 116 45 44; 117 45 42; 118 22 46; 119 46 44; 120 19 47; 121 22 47  
 122 47 46; 123 47 44; 124 25 48; 125 48 46; 126 22 49; 127 25 49; 128 49 48  
 129 49 46; 130 28 50; 131 50 48; 132 25 51; 133 28 51; 134 51 50; 135 51 48  
 136 31 52; 137 52 50; 138 28 53; 139 31 53; 140 53 52; 141 53 50; 142 35 37  
 143 37 39; 144 39 41; 145 41 43; 146 43 45; 147 45 47; 148 47 49; 149 49 51  
 150 51 53; 151 5 35; 152 8 37; 153 11 39; 154 14 41; 155 17 43; 156 20 45  
 157 23 47; 158 26 49; 159 29 51; 160 32 53; 161 33 54; 162 54 55; 163 55 34  
 164 34 56; 165 33 56; 166 56 54; 167 56 55; 168 36 57; 169 57 54; 170 33 58  
 171 36 58; 172 58 57; 173 58 54; 174 38 59; 175 59 57; 176 36 60; 177 38 60  
 178 60 59; 179 60 57; 180 40 61; 181 61 59; 182 38 62; 183 40 62; 184 62 61  
 185 62 59; 186 42 63; 187 63 61; 188 40 64; 189 42 64; 190 64 63; 191 64 61  
 192 44 65; 193 65 63; 194 42 66; 195 44 66; 196 66 65; 197 66 63; 198 46 67  
 199 67 65; 200 44 68; 201 46 68; 202 68 67; 203 68 65; 204 48 69; 205 69 67  
 206 46 70; 207 48 70; 208 70 69; 209 70 67; 210 50 71; 211 71 69; 212 48 72  
 213 50 72; 214 72 71; 215 72 69; 216 52 73; 217 73 71; 218 50 74; 219 52 74  
 220 74 73; 221 74 71; 222 56 58; 223 58 60; 224 60 62; 225 62 64; 226 64 66

227 66 68; 228 68 70; 229 70 72; 230 72 74; 231 54 75; 232 75 76; 233 76 55  
 234 55 77; 235 54 77; 236 77 75; 237 77 76; 238 57 78; 239 78 75; 240 54 79  
 241 57 79; 242 79 78; 243 79 75; 244 59 80; 245 80 78; 246 57 81; 247 59 81  
 248 81 80; 249 81 78; 250 61 82; 251 82 80; 252 59 83; 253 61 83; 254 83 82  
 255 83 80; 256 63 84; 257 84 82; 258 61 85; 259 63 85; 260 85 84; 261 85 82  
 262 65 86; 263 86 84; 264 63 87; 265 65 87; 266 87 86; 267 87 84; 268 67 88  
 269 88 86; 270 65 89; 271 67 89; 272 89 88; 273 89 86; 274 69 90; 275 90 88  
 276 67 91; 277 69 91; 278 91 90; 279 91 88; 280 71 92; 281 92 90; 282 69 93  
 283 71 93; 284 93 92; 285 93 90; 286 73 94; 287 94 92; 288 71 95; 289 73 95  
 290 95 94; 291 95 92; 292 77 99; 293 79 81; 294 81 83; 295 83 85; 296 85 87  
 297 87 89; 298 89 91; 299 91 93; 300 93 95; 301 56 77; 302 58 79; 303 60 81  
 304 62 83; 305 64 85; 306 66 87; 307 68 89; 308 70 91; 309 72 93; 310 74 95  
 311 75 96; 312 96 97; 313 97 76; 314 76 98; 315 75 98; 316 98 96; 317 98 97  
 318 78 99; 319 99 96; 320 75 100; 321 78 100; 322 100 99; 323 100 96  
 324 80 101; 325 101 99; 326 78 102; 327 80 102; 328 102 101; 329 102 99  
 330 82 103; 331 103 101; 332 80 104; 333 82 104; 334 104 103; 335 104 101  
 336 84 105; 337 105 103; 338 82 106; 339 84 106; 340 106 105; 341 106 103  
 342 86 107; 343 107 105; 344 84 108; 345 86 108; 346 108 107; 347 108 105  
 348 88 109; 349 109 107; 350 86 110; 351 88 110; 352 110 109; 353 110 107  
 354 90 111; 355 111 109; 356 88 112; 357 90 112; 358 112 111; 359 112 109  
 360 92 113; 361 113 111; 362 90 114; 363 92 114; 364 114 113; 365 114 111  
 366 94 115; 367 115 113; 368 92 116; 369 94 116; 370 116 115; 371 116 113  
 372 98 100; 373 100 102; 374 102 104; 375 104 106; 376 106 108; 377 108 110  
 378 110 112; 379 112 114; 380 114 116; 381 96 117; 382 117 118; 383 118 97  
 384 97 119; 385 96 119; 386 119 117; 387 119 118; 388 99 120; 389 120 117  
 390 96 121; 391 99 121; 392 121 120; 393 121 117; 394 101 122; 395 122 120  
 396 99 123; 397 101 123; 398 123 122; 399 123 120; 400 103 124; 401 124 122  
 402 101 125; 403 103 125; 404 125 124; 405 125 122; 406 105 126; 407 126 122  
 408 103 127; 409 105 127; 410 127 126; 411 127 124; 412 107 128; 413 128 126  
 414 105 129; 415 107 129; 416 129 128; 417 129 126; 418 109 130; 419 130 128  
 420 107 131; 421 109 131; 422 131 130; 423 131 128; 424 111 132; 425 132 130  
 426 109 133; 427 111 133; 428 133 132; 429 133 130; 430 113 134; 431 134 132  
 432 111 135; 433 113 135; 434 135 134; 435 135 132; 436 115 136; 437 136 134  
 438 113 137; 439 115 137; 440 137 136; 441 137 134; 442 119 121; 443 121 123  
 444 123 125; 445 125 127; 446 127 129; 447 129 131; 448 131 133; 449 133 135  
 450 135 137; 451 98 119; 452 100 121; 453 102 123; 454 104 125; 455 106 127  
 456 108 129; 457 110 131; 458 112 133; 459 114 135; 460 116 137; 461 117 138  
 462 138 139; 463 139 118; 464 118 140; 465 117 140; 466 140 138; 467 140 139  
 468 120 141; 469 141 138; 470 117 142; 471 120 142; 472 142 141; 473 142 138  
 474 122 143; 475 143 141; 476 120 144; 477 122 144; 478 144 143; 479 144 141  
 480 124 145; 481 145 143; 482 122 146; 483 124 146; 484 146 145; 485 146 143  
 486 126 147; 487 147 145; 488 124 148; 489 126 148; 490 148 147; 491 148 145  
 492 128 149; 493 149 147; 494 126 150; 495 128 150; 496 150 149; 497 150 147  
 498 130 151; 499 151 149; 500 128 152; 501 130 152; 502 152 151; 503 152 149  
 504 132 153; 505 153 151; 506 130 154; 507 132 154; 508 154 153; 509 154 151  
 510 134 155; 511 155 153; 512 132 156; 513 134 156; 514 156 155; 515 156 153  
 516 136 157; 517 157 155; 518 134 158; 519 136 158; 520 158 157; 521 158 155  
 522 140 142; 523 142 144; 524 144 146; 525 146 148; 526 148 150; 527 150 152  
 528 152 154; 529 154 156; 530 156 158; 531 138 159; 532 159 160; 533 160 139  
 534 139 161; 535 138 161; 536 161 159; 537 161 160; 538 141 162; 539 162 159  
 540 138 163; 541 141 163; 542 163 162; 543 163 159; 544 143 164; 545 164 162  
 546 141 165; 547 143 165; 548 165 164; 549 165 162; 550 145 166; 551 166 164  
 552 143 167; 553 145 167; 554 167 166; 555 167 164; 556 147 168; 557 168 166  
 558 145 169; 559 147 169; 560 169 168; 561 169 166; 562 149 170; 563 170 168  
 564 147 171; 565 149 171; 566 171 170; 567 171 168; 568 151 172; 569 172 170  
 570 149 173; 571 151 173; 572 173 172; 573 173 170; 574 153 174; 575 174 172  
 576 151 175; 577 153 175; 578 175 174; 579 175 172; 580 155 176; 581 176 174  
 582 153 177; 583 155 177; 584 177 176; 585 177 174; 586 157 178; 587 178 176  
 588 155 179; 589 157 179; 590 179 178; 591 179 176; 592 161 163; 593 163 165  
 594 165 167; 595 167 169; 596 169 171; 597 171 173; 598 173 175; 599 175 177  
 600 177 179; 601 140 161; 602 142 163; 603 144 165; 604 146 167; 605 148 169  
 606 150 171; 607 152 173; 608 154 175; 609 156 177; 610 158 179; 611 159 180

612 180 181, 613 181 160, 614 160 182, 615 159 182, 616 182 180, 617 182 181  
 618 162 183, 619 183 180, 620 159 184, 621 162 184, 622 184 183, 623 184 180  
 624 164 185, 625 185 183, 626 162 186, 627 164 186, 628 186 185, 629 186 183  
 630 166 187, 631 187 185, 632 164 188, 633 166 188, 634 188 187, 635 188 185  
 636 168 189, 637 189 187, 638 166 190, 639 168 190, 640 190 189, 641 190 187  
 642 170 191, 643 191 189, 644 168 192, 645 170 192, 646 192 191, 647 192 189  
 648 172 193, 649 193 191, 650 170 194, 651 172 194, 652 194 193, 653 194 191  
 654 174 195, 655 195 193, 656 172 196, 657 174 196, 658 196 195, 659 196 193  
 660 176 197, 661 197 195, 662 174 198, 663 176 198, 664 198 197, 665 198 195  
 666 178 199, 667 199 197, 668 176 200, 669 178 200, 670 200 199, 671 200 197  
 672 182 184, 673 184 186, 674 186 188, 675 188 190, 676 190 192, 677 192 184  
 678 194 196, 679 196 198, 680 198 200, 681 180 201, 682 201 202, 683 202 181  
 684 181 203, 685 180 203, 686 203 201, 687 203 202, 688 183 204, 689 204 201  
 690 180 205, 691 183 205, 692 205 204, 693 205 201, 694 185 206, 695 206 204  
 696 183 207, 697 185 207, 698 207 206, 699 207 204, 700 187 208, 701 208 206  
 702 185 209, 703 187 209, 704 209 208, 705 209 206, 706 189 210, 707 210 208  
 708 187 211, 709 189 211, 710 211 210, 711 211 208, 712 191 212, 713 212 210  
 714 189 213, 715 191 213, 716 213 212, 717 213 210, 718 193 214, 719 214 212  
 720 191 215, 721 193 215, 722 215 214, 723 215 212, 724 195 216, 725 216 214  
 726 193 217, 727 195 217, 728 217 216, 729 217 214, 730 197 218, 731 218 216  
 732 195 219, 733 197 219, 734 219 218, 735 219 216, 736 199 220, 737 220 218  
 738 197 221, 739 199 221, 740 221 220, 741 221 218, 742 203 205, 743 205 207  
 744 207 209, 745 209 211, 746 211 213, 747 213 215, 748 215 217, 749 217 219  
 750 219 221, 751 182 203, 752 184 205, 753 186 207, 754 188 209, 755 190 211  
 756 192 213, 757 194 215, 758 196 217, 759 198 219, 760 200 221, 761 201 222  
 762 222 223, 763 223 202, 764 202 224, 765 201 224, 766 224 222, 767 224 223  
 768 204 225, 769 225 222, 770 201 226, 771 204 226, 772 226 225, 773 226 222  
 774 206 227, 775 227 225, 776 204 228, 777 206 228, 778 228 227, 779 228 225  
 780 208 229, 781 229 227, 782 206 230, 783 208 230, 784 230 229, 785 230 227  
 786 210 231, 787 231 229, 788 208 232, 789 210 232, 790 232 231, 791 232 229  
 792 212 233, 793 233 231, 794 210 234, 795 212 234, 796 234 233, 797 234 231  
 798 214 235, 799 235 233, 800 212 236, 801 214 236, 802 236 235, 803 236 233  
 804 216 237, 805 237 235, 806 214 238, 807 216 238, 808 238 237, 809 238 235  
 810 218 239, 811 239 237, 812 216 240, 813 218 240, 814 240 239, 815 240 237  
 816 220 241, 817 241 239, 818 218 242, 819 220 242, 820 242 241, 821 242 239  
 822 224 226, 823 226 228, 824 228 230, 825 230 232, 826 232 234, 827 234 236  
 828 236 238, 829 238 240, 830 240 242, 831 222 243, 832 243 244, 833 244 223  
 834 223 245, 835 222 245, 836 245 243, 837 245 244, 838 225 246, 839 246 243  
 840 222 247, 841 225 247, 842 247 246, 843 247 243, 844 227 248, 845 248 246  
 846 225 249, 847 227 249, 848 249 248, 849 249 246, 850 229 250, 851 250 248  
 852 227 251, 853 229 251, 854 251 250, 855 251 248, 856 231 252, 857 252 250  
 858 229 253, 859 231 253, 860 253 252, 861 253 250, 862 233 254, 863 254 252  
 864 231 255, 865 233 255, 866 255 254, 867 255 252, 868 235 256, 869 256 254  
 870 233 257, 871 235 257, 872 257 256, 873 257 254, 874 237 258, 875 258 256  
 876 235 259, 877 237 259, 878 259 258, 879 259 256, 880 239 260, 881 260 258  
 882 237 261, 883 239 261, 884 261 260, 885 261 258, 886 241 262, 887 262 260  
 888 239 263, 889 241 263, 890 263 262, 891 263 260, 892 245 247, 893 247 249  
 894 249 251, 895 251 253, 896 253 255, 897 255 257, 898 257 259, 899 259 261  
 900 261 263, 901 224 245, 902 226 247, 903 228 249, 904 230 251, 905 232 253  
 906 234 255, 907 236 257, 908 238 259, 909 240 261, 910 242 263, 911 243 264  
 912 264 265, 913 265 244, 914 244 266, 915 243 266, 916 266 264, 917 266 265  
 918 246 267, 919 267 264, 920 243 268, 921 246 268, 922 268 267, 923 268 264  
 924 248 269, 925 269 267, 926 246 270, 927 248 270, 928 270 269, 929 270 267  
 930 250 271, 931 271 269, 932 248 272, 933 250 272, 934 272 271, 935 272 269  
 936 252 273, 937 273 271, 938 250 274, 939 252 274, 940 274 273, 941 274 271  
 942 254 275, 943 275 273, 944 252 276, 945 254 276, 946 276 275, 947 276 273  
 948 256 277, 949 277 275, 950 254 278, 951 256 278, 952 278 277, 953 278 275  
 954 258 279, 955 279 277, 956 256 280, 957 258 280, 958 280 279, 959 280 277  
 960 260 281, 961 281 279, 962 258 282, 963 260 282, 964 282 281, 965 282 279  
 966 262 283, 967 283 281, 968 260 284, 969 262 284, 970 284 283, 971 284 281  
 972 266 286, 973 268 270, 974 270 272, 975 272 274, 976 274 276, 977 276 278  
 978 278 280, 979 280 282, 980 282 284, 981 264 285, 982 285 286, 983 286 265

984 265 287; 985 264 287; 986 287 285; 987 287 286; 988 267 288; 989 288 285  
990 264 289; 991 267 289; 992 289 288; 993 289 285; 994 269 290; 995 290 288  
996 267 291; 997 269 291; 998 291 290; 999 291 288; 1000 271 292; 1001 292 290  
1002 269 293; 1003 271 293; 1004 293 292; 1005 293 290; 1006 273 294  
1007 294 292; 1008 271 295; 1009 273 295; 1010 295 294; 1011 295 292  
1012 275 296; 1013 296 294; 1014 273 297; 1015 275 297; 1016 297 296  
1017 297 294; 1018 277 298; 1019 298 296; 1020 275 299; 1021 277 299  
1022 299 298; 1023 299 296; 1024 279 300; 1025 300 298; 1026 277 301  
1027 279 301; 1028 301 300; 1029 301 298; 1030 281 302; 1031 302 300  
1032 279 303; 1033 281 303; 1034 303 302; 1035 303 300; 1036 283 304  
1037 304 302; 1038 281 305; 1039 283 305; 1040 305 304; 1041 305 302  
1042 287 289; 1043 289 291; 1044 291 293; 1045 293 295; 1046 295 297  
1047 297 299; 1048 299 301; 1049 301 303; 1050 303 305; 1051 266 287  
1052 268 289; 1053 270 291; 1054 272 293; 1055 274 295; 1056 276 297  
1057 278 299; 1058 280 301; 1059 282 303; 1060 284 305; 1061 285 306  
1062 306 307; 1063 307 286; 1064 286 308; 1065 285 308; 1066 308 306  
1067 308 307; 1068 288 309; 1069 309 306; 1070 285 310; 1071 288 310  
1072 310 309; 1073 310 306; 1074 290 311; 1075 311 309; 1076 288 312  
1077 290 312; 1078 312 311; 1079 312 309; 1080 292 313; 1081 313 311  
1082 290 314; 1083 292 314; 1084 314 313; 1085 314 311; 1086 294 315  
1087 315 313; 1088 292 316; 1089 294 316; 1090 316 315; 1091 316 313  
1092 296 317; 1093 317 315; 1094 294 318; 1095 296 318; 1096 318 317  
1097 318 315; 1098 298 319; 1099 319 317; 1100 296 320; 1101 298 320  
1102 320 319; 1103 320 317; 1104 300 321; 1105 321 319; 1106 298 322  
1107 300 322; 1108 322 321; 1109 322 319; 1110 302 323; 1111 323 321  
1112 300 324; 1113 302 324; 1114 324 323; 1115 324 321; 1116 304 325  
1117 325 323; 1118 302 326; 1119 304 326; 1120 326 325; 1121 328 323  
1122 308 310; 1123 310 312; 1124 312 314; 1125 314 316; 1126 316 318  
1127 318 320; 1128 320 322; 1129 322 324; 1130 324 326; 1131 306 327  
1132 327 328; 1133 328 307; 1134 307 329; 1135 306 329; 1136 329 327  
1137 329 328; 1138 309 330; 1139 330 327; 1140 306 331; 1141 309 331  
1142 331 330; 1143 331 327; 1144 311 332; 1145 332 330; 1146 309 333  
1147 311 333; 1148 333 332; 1149 333 330; 1150 313 334; 1151 334 332  
1152 311 335; 1153 313 335; 1154 335 334; 1155 335 332; 1156 315 336  
1157 336 334; 1158 313 337; 1159 315 337; 1160 337 336; 1161 337 334  
1162 317 338; 1163 338 336; 1164 315 339; 1165 317 339; 1166 339 338  
1167 339 336; 1168 319 340; 1169 340 338; 1170 317 341; 1171 319 341  
1172 341 340; 1173 341 338; 1174 321 342; 1175 342 340; 1176 319 343  
1177 321 343; 1178 343 342; 1179 343 340; 1180 323 344; 1181 344 342  
1182 321 345; 1183 323 345; 1184 345 344; 1185 345 342; 1186 325 346  
1187 346 344; 1188 323 347; 1189 325 347; 1190 347 346; 1191 347 344  
1192 329 331; 1193 331 333; 1194 333 335; 1195 335 337; 1196 337 339  
1197 339 341; 1198 341 343; 1199 343 345; 1200 345 347; 1201 308 329  
1202 310 331; 1203 312 333; 1204 314 335; 1205 316 337; 1206 318 339  
1207 320 341; 1208 322 343; 1209 324 345; 1210 326 347; 1211 327 348  
1212 348 349; 1213 349 328; 1214 328 350; 1215 327 350; 1216 350 348  
1217 350 349; 1218 330 351; 1219 351 348; 1220 327 352; 1221 330 352  
1222 352 351; 1223 352 348; 1224 332 353; 1225 353 351; 1226 330 354  
1227 332 354; 1228 354 353; 1229 354 351; 1230 334 355; 1231 355 353  
1232 332 356; 1233 334 356; 1234 356 355; 1235 356 353; 1236 336 357  
1237 357 355; 1238 334 358; 1239 336 358; 1240 358 357; 1241 358 355  
1242 338 359; 1243 359 357; 1244 336 360; 1245 338 360; 1246 360 359  
1247 360 357; 1248 340 361; 1249 361 359; 1250 338 362; 1251 340 362  
1252 362 361; 1253 362 359; 1254 342 363; 1255 363 361; 1256 340 364  
1257 342 364; 1258 364 363; 1259 364 361; 1261 365 363; 1262 342 366  
1263 344 366; 1264 366 365; 1265 366 363; 1266 346 367; 1267 367 365  
1268 344 368; 1269 346 368; 1270 368 367; 1271 368 365; 1272 350 352  
1273 352 354; 1274 354 356; 1275 356 358; 1276 358 360; 1277 360 362  
1278 362 364; 1279 364 366; 1280 366 368; 1281 329 350; 1282 331 352  
1283 333 354; 1284 335 356; 1285 337 358; 1286 339 360; 1287 341 362  
1288 343 364; 1289 345 366; 1290 347 368; 1291 287 308; 1292 289 310  
1293 291 312; 1294 293 314; 1295 295 316; 1296 297 318; 1297 299 320

1298 301 322; 1299 303 324; 1300 305 326; 1301 245 266; 1302 247 268  
 1303 249 270; 1304 251 272; 1305 253 274; 1306 255 276; 1307 257 278  
 1308 259 280; 1309 261 282; 1310 263 284; 1311 203 224; 1312 205 226  
 1313 207 228; 1314 209 230; 1315 211 232; 1316 213 234; 1317 215 236  
 1318 217 238; 1319 219 240; 1320 221 242; 1321 161 182; 1322 163 184  
 1323 165 186; 1324 167 188; 1325 169 190; 1326 171 192; 1327 173 194  
 1328 175 196; 1329 177 198; 1330 179 200; 1331 119 140; 1332 121 142  
 1333 123 144; 1334 125 146; 1335 127 148; 1336 129 150; 1337 131 152  
 1338 133 154; 1339 135 156; 1340 137 158; 1341 77 98; 1342 79 100; 1343 81 102  
 1344 83 104; 1345 85 106; 1346 87 108; 1347 89 110; 1348 91 112; 1349 93 114  
 1350 95 116; 1351 35 56; 1352 37 58; 1353 39 60; 1354 41 62; 1355 43 64  
 1356 45 66; 1357 47 68; 1358 49 70; 1359 51 72; 1360 53 74; 1361 64 369  
 1362 66 369; 1363 87 369; 1364 85 369; 1365 106 370; 1366 108 370  
 1367 127 370; 1368 129 370; 1369 318 371; 1370 318 371; 1371 295 371  
 1372 297 371; 1373 253 372; 1374 255 372; 1375 276 372; 1376 274 372  
 1377 344 365

## MEMBER PROPERTY AMERICAN

532 539 545 551 557 563 569 575 581 587 611 TO 613 618 619 624 625 630 631 -  
 636 637 642 643 648 649 654 655 660 661 666 667 672 TO 683 688 689 694 695 -  
 700 701 706 707 712 713 718 719 724 725 730 731 736 737 742 TO 763 768 769 -  
 774 775 780 781 786 787 792 793 798 799 804 805 810 811 816 817 822 TO 833 -  
 836 839 844 845 850 851 856 857 862 863 868 869 874 875 880 881 886 887 -  
 892 TO 913 918 919 924 925 930 931 936 937 942 943 948 949 954 955 960 961 -  
 966 967 972 TO 983 988 989 994 995 1000 1001 1006 1007 1012 1013 1018 1019 -  
 1024 1025 1030 1031 1036 1037 1042 TO 1063 1068 1069 1074 1075 1080 1081 -  
 1086 1087 1092 1093 1098 1099 1104 1105 1110 1111 1116 1117 1122 TO 1133 -  
 1138 1139 1144 1145 1150 1151 1156 1157 1162 1163 1168 1169 1174 1175 1180 -  
 1181 1186 1187 1192 TO 1213 1218 1219 1224 1225 1230 1231 1236 1237 1242 -  
 1243 1248 1249 1254 1255 1261 1266 1267 1272 TO 1319 -  
 1320 TABLE ST PIPE OD 0.06032 ID 0.05766  
 1377 TABLE ST PIPE OD 0.06032 ID 0.05766  
 1 TO 4 9 TO 11 16 TO 18 23 TO 25 30 TO 32 37 TO 39 44 TO 46 51 TO 53 -  
 58 TO 60 65 TO 67 72 TO 83 88 89 94 95 100 101 106 107 112 113 118 119 124 -  
 125 130 131 136 137 142 TO 163 168 169 174 175 180 181 186 187 192 193 198 -  
 199 204 205 210 211 216 217 222 TO 233 238 239 244 245 250 251 256 257 262 -  
 263 268 269 274 275 280 281 286 287 292 TO 301 303 TO 313 318 319 324 325 -  
 330 331 336 337 342 343 348 349 354 355 360 361 366 367 372 TO 383 388 389 -  
 394 395 400 401 406 407 412 413 418 419 424 425 430 431 436 437 442 TO 463 -  
 468 469 474 475 480 481 486 487 492 493 498 499 504 505 510 511 516 517 -  
 522 TO 531 533 538 544 550 556 562 568 574 580 586 592 TO 610 1321 TO 1359 -  
 1360 TABLE ST PIPE OD 0.06032 ID 0.05766  
 1361 TO 1376 TABLE ST PIPE OD 0.048 ID 0.041  
 614 TO 617 620 TO 623 626 TO 629 632 TO 635 638 TO 641 644 TO 647 650 TO 653 -  
 656 TO 659 662 TO 665 668 TO 671 684 TO 687 690 TO 693 696 TO 699 702 TO 705 -  
 708 TO 711 714 TO 717 720 TO 723 726 TO 729 732 TO 735 738 TO 741 764 TO 767 -  
 770 TO 773 776 TO 779 782 TO 785 788 TO 791 794 TO 797 800 TO 803 806 TO 809 -  
 812 TO 815 818 TO 821 834 TO 837 840 TO 843 846 TO 849 852 TO 855 858 TO 861 -  
 864 TO 867 870 TO 873 876 TO 879 882 TO 885 888 TO 891 914 TO 917 920 TO 923 -  
 926 TO 929 932 TO 935 938 TO 941 944 TO 947 950 TO 953 956 TO 959 962 TO 965 -  
 968 TO 971 984 TO 987 990 TO 993 996 TO 999 1002 TO 1005 1008 TO 1011 -  
 1014 TO 1017 1020 TO 1023 1026 TO 1029 1032 TO 1035 1038 TO 1041 -  
 1064 TO 1067 1070 TO 1073 1076 TO 1079 1082 TO 1085 1088 TO 1091 -  
 1094 TO 1097 1100 TO 1103 1106 TO 1109 1112 TO 1115 1118 TO 1121 -  
 1134 TO 1137 1140 TO 1143 1146 TO 1149 1152 TO 1155 1158 TO 1161 -  
 1164 TO 1167 1170 TO 1173 1176 TO 1179 1182 TO 1185 1188 TO 1191 -  
 1214 TO 1217 1220 TO 1223 1226 TO 1229 1232 TO 1235 1238 TO 1241 -  
 1244 TO 1247 1250 TO 1253 1256 TO 1259 1262 TO 1265 1268 TO 1270 -  
 1271 TABLE ST PIPX10  
 5 TO 8 12 TO 15 19 TO 22 26 TO 29 33 TO 36 40 TO 43 47 TO 50 54 TO 57 -  
 61 TO 64 68 TO 71 84 TO 87 90 TO 93 96 TO 99 102 TO 105 108 TO 111 -

114 TO 117 120 TO 123 126 TO 129 132 TO 135 138 TO 141 164 TO 167 170 TO 173 -  
 176 TO 179 182 TO 185 188 TO 191 194 TO 197 200 TO 203 206 TO 209 212 TO 215 -  
 218 TO 221 234 TO 237 240 TO 243 246 TO 249 252 TO 255 258 TO 261 264 TO 267 -  
 270 TO 273 276 TO 279 282 TO 285 288 TO 291 302 314 TO 317 320 TO 323 -  
 326 TO 329 332 TO 335 338 TO 341 344 TO 347 350 TO 353 356 TO 359 362 TO 365 -  
 368 TO 371 384 TO 387 390 TO 393 396 TO 399 402 TO 405 408 TO 411 414 TO 417 -  
 420 TO 423 426 TO 429 432 TO 435 438 TO 441 464 TO 467 470 TO 473 476 TO 479 -  
 482 TO 485 488 TO 491 494 TO 497 500 TO 503 506 TO 509 512 TO 515 518 TO 521 -  
 534 TO 537 540 TO 543 546 TO 549 552 TO 555 558 TO 561 564 TO 567 570 TO 573 -  
 576 TO 579 582 TO 585 588 TO 591 TABLE ST PIPX10

CONSTANT

E STEEL ALL

DENSITY STEEL ALL

POISSON STEEL ALL

SUPPORT

371 372 FIXED

369 370 FIXED BUT FZ MX MY MZ

LOAD 1 TODAS

JOINT LOAD

1 TO 372 FZ -65.

1 4 5 34 35 55 56 76 77 97 98 118 119 139 140 160 161 181 182 202 203 223 -

224 244 245 265 266 286 287 307 308 328 329 349 350 FX 154.

1 2 5 6 8 9 11 12 14 15 17 18 20 21 23 24 26 27 29 30 32 FY 255.

PERFORM ANALYSIS

PARAMETER

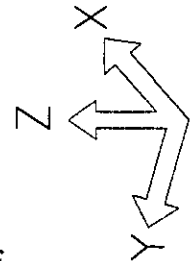
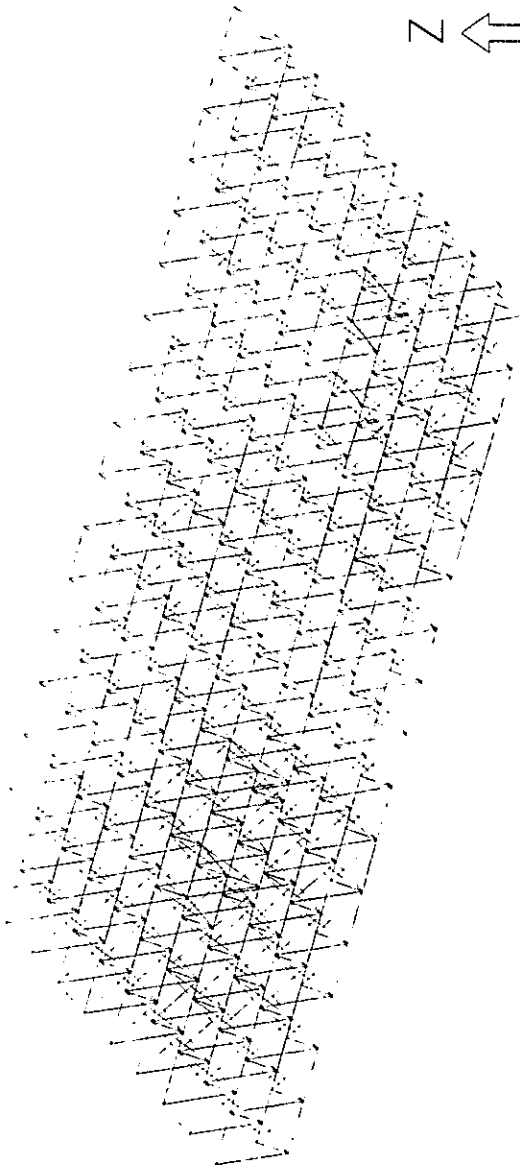
CODE AISC

SELECT ALL

PRINT MEMBER FORCES ALL

\*\*\*\*\* FINISH \*\*\*\*\*





MODELO MATEMATICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO INGENIERIA CIVIL	
PROFESOR Dr. J. J. ...	ASISTENTE ...
MODELO MATEMATICO	
ACTUADO	ASIGNAR DE REVIS
...	...
...	...
...	...

1.9.2. FUERZAS EN LOS ELEMENTOS

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = TRUSS  
 ALL UNITS ARE - KG - METE

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	1	1	121.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2		-121.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1	2	222.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3		-222.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1	3	121.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4		-121.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1	4	222.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1		-222.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1	1	79.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5		-79.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1	2	-126.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	5		126.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	1	5	10.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3		-10.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	1	5	-44.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4		44.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	1	2	-14.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	6		14.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	1	6	222.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	7		-222.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	1	7	-15.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3		15.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	1	2	205.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	8		-205.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	1	6	-353.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	8		353.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	1	8	106.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	7		-106.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	1	8	-39.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3		39.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	1	6	-335.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	9		335.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	1	9	222.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10		-222.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	1	10	-270.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	7		270.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	1	6	432.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	11		-432.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	1	9	-652.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	11		652.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	1	11	258.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10		-258.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	1	11	-118.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	7		118.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	1	9	-899.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12		899.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	1	12	222.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	13		-222.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	1	13	-669.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10		669.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	1	9	731.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	14		-731.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27	1	12	-948.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	14		948.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	1	14	495.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	13		-495.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	1	14	-358.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10		358.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	1	12	-1706.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	15		1706.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	1	15	222.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	16		-222.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1	16	-1265.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	13		1265.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
33	1	12	1028.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	17		-1028.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
34	1	15	-1045.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	17		1045.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	1	17	928.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	16		-928.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
36	1	17	-990.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	13		990.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

37	1	15	-2593.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		18	2593.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38	1	18	222.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		19	-222.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
39	1	19	-2114.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		16	2114.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40	1	15	1125.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		20	-1125.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
41	1	18	729.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		20	-729.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
42	1	20	-744.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		19	744.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
43	1	20	-1189.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		16	1189.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
44	1	18	-2029.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		21	2029.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
45	1	21	222.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		22	-222.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
46	1	22	-1461.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		19	1461.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
47	1	18	-649.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		23	649.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
48	1	21	-1055.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		23	1055.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
49	1	23	-995.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		22	995.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50	1	23	510.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		19	-510.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
51	1	21	-1200.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		24	1200.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
52	1	24	222.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		25	-222.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
53	1	25	-752.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		22	752.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
54	1	21	-976.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		28	976.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
55	1	24	923.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		26	-923.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
56	1	26	-448.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		25	448.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
57	1	26	421.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		22	-421.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
58	1	24	-479.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		27	479.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
59	1	27	222.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		28	-222.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
60	1	28	-282.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		25	282.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
61	1	24	-843.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		29	843.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
62	1	27	586.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		29	-586.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
63	1	29	-148.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		28	148.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
64	1	29	326.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		25	-326.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
65	1	27	-32.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		30	32.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
66	1	30	222.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		31	-222.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
67	1	31	-32.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		28	32.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
68	1	27	-507.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		32	507.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
69	1	30	79.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		32	-79.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	1	32	78.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		31	-78.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
71	1	32	269.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		28	-269.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
72	1	5	215.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		8	-215.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
73	1	6	383.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		11	-383.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
74	1	11	672.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		14	-672.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
75	1	14	1009.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		17	-1009.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
76	1	17	1072.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

		20	-1072.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
77	1	20	1052.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		23	-1052.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
78	1	23	971.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		26	-971.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
79	1	26	550.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		29	-550.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
80	1	29	161.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		32	-161.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
81	1	3	167.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		33	-167.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
82	1	33	121.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		34	-121.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
83	1	34	153.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		4	-153.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
84	1	4	123.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		35	-123.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
85	1	3	-140.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		35	140.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
86	1	35	188.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		33	-188.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
87	1	35	-251.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		34	251.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
88	1	7	180.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		36	-180.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
89	1	36	30.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		33	-30.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
90	1	3	248.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		37	-248.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
91	1	7	-378.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		37	378.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
92	1	37	341.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		36	-341.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
93	1	37	-290.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		33	290.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
94	1	10	108.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		38	-108.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
95	1	38	-130.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		36	130.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
96	1	7	469.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		39	-469.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
97	1	10	-707.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		39	707.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
98	1	39	541.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		38	-541.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
99	1	39	-384.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		36	384.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
100	1	13	-213.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		40	213.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	1	40	-404.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		38	404.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1	10	886.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		41	-886.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1	13	-1196.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		41	1196.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
104	1	41	800.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		40	-800.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
105	1	41	-579.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		38	579.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
106	1	16	-23.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		42	23.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
107	1	42	-756.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		40	756.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
108	1	13	1760.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		43	-1760.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
109	1	16	-1928.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		43	1928.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
110	1	43	737.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		42	-737.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
111	1	43	-649.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		40	649.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
112	1	19	-1.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		44	1.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
113	1	44	-3288.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		42	3288.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
114	1	16	2269.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		45	-2269.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
115	1	19	1586.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		45	-1586.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

116	1	45	-2050.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		44	2050.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
117	1	45	-1884.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		42	1884.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
118	1	22	-278.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		46	278.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
119	1	46	-568.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		44	568.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
120	1	19	-1271.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		47	1271.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
121	1	22	1903.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		47	-1903.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
122	1	47	-770.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		46	770.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
123	1	47	59.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		44	-59.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
124	1	25	90.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		48	-90.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
125	1	48	62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		46	-62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
126	1	22	-1249.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		49	1249.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
127	1	25	1064.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		49	-1064.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
128	1	49	-490.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		48	490.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
129	1	49	595.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		46	-595.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
130	1	28	288.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		50	-288.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
131	1	50	103.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		48	-103.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
132	1	25	-863.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		51	863.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
133	1	28	494.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		51	-494.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
134	1	51	-265.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		50	265.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
135	1	51	554.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		48	-554.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
136	1	31	253.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		52	-253.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
137	1	52	-32.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		50	32.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
138	1	28	-534.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		53	534.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
139	1	31	1.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		53	-1.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
140	1	53	50.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		52	-50.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
141	1	53	404.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		50	-404.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
142	1	35	32.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		37	-82.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
143	1	37	79.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		39	-79.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
144	1	39	182.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		41	-182.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
145	1	41	465.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		43	-465.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
146	1	43	1405.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		45	-1405.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
147	1	45	1751.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		47	-1751.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
148	1	47	794.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		49	-794.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
149	1	49	293.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		51	-293.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150	1	51	74.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		53	-74.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
151	1	5	249.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		35	-249.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
152	1	8	167.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		37	-167.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
153	1	11	108.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		39	-108.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
154	1	14	110.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		41	-110.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
155	1	17	273.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

		43	-273.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
156	1	20	1301.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		45	-1801.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
157	1	23	618.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		47	-618.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
158	1	26	244.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		49	-244.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
159	1	29	77.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		51	-77.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
160	1	32	-81.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		53	81.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
161	1	33	51.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		54	-51.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
162	1	54	121.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		55	-121.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
163	1	55	-84.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		34	84.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
164	1	34	331.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		56	-331.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
165	1	33	-260.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		56	260.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
166	1	56	372.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		54	-372.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
167	1	56	-522.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		55	522.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
168	1	38	113.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		57	-113.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
169	1	57	192.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		54	-192.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
170	1	33	441.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		58	-441.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
171	1	36	-499.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		58	499.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
172	1	58	634.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		57	-634.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
173	1	58	-658.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		54	658.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
174	1	38	44.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		59	-44.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
175	1	59	199.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		57	-199.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
176	1	36	620.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		60	-620.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
177	1	38	-837.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		60	837.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
178	1	60	982.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		59	-982.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
179	1	60	-845.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		57	845.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
180	1	40	-123.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		61	123.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
181	1	61	-37.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		59	37.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
182	1	38	955.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		62	-955.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
183	1	40	-1191.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		62	1191.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
184	1	62	1442.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		61	-1442.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
185	1	62	-1285.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		59	1285.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
186	1	42	-992.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		63	992.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
187	1	63	-872.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		61	872.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
188	1	40	1120.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		64	-1120.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
189	1	42	-3799.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		64	3799.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
190	1	64	3433.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		63	-3433.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
191	1	64	-2458.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		61	2458.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
192	1	44	-1659.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		65	1659.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
193	1	65	-1062.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		63	1062.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
194	1	42	5026.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		66	-5026.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

195	1	44	5422.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		66	-5422.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
196	1	66	4806.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		65	-4806.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
197	1	66	-747.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		63	747.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
198	1	46	-453.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		67	453.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
199	1	67	-674.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		65	674.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
200	1	44	-3351.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		68	3351.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	1	46	-583.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		68	-1583.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1	68	1048.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		67	-1048.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1	68	643.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		65	-643.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
204	1	48	109.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		69	-109.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
205	1	69	-191.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		67	191.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
206	1	46	-1329.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		70	1329.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
207	1	48	581.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		70	-581.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
208	1	70	350.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		69	-350.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
209	1	70	317.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		67	-317.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
210	1	50	369.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		71	-369.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
211	1	71	-33.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		69	33.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
212	1	48	-564.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		72	564.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
213	1	50	138.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		72	-138.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
214	1	72	121.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		71	-121.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
215	1	72	226.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		69	-226.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
216	1	52	261.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		73	-261.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
217	1	73	-32.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		71	32.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
218	1	50	-197.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		74	197.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
219	1	52	30.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		74	-30.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
220	1	74	21.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		73	-21.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
221	1	74	66.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		71	-66.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
222	1	56	29.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		58	-29.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
223	1	58	-113.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		60	113.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
224	1	60	-264.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		62	264.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
225	1	62	-501.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		64	501.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
226	1	64	-235.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		66	235.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
227	1	66	3291.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		68	-3291.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
228	1	68	1111.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		70	-1111.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
229	1	70	318.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		72	-318.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
230	1	72	74.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		74	-74.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
231	1	54	-213.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		75	213.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
232	1	75	121.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		76	-121.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
233	1	76	-543.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		55	543.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
234	1	55	602.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	77	-602.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
235	1 54	-245.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	77	245.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
236	1 77	113.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	75	-113.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
237	1 77	-549.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	76	549.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
238	1 57	-92.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	78	92.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
239	1 78	122.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	75	-122.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
240	1 54	610.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	79	-610.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
241	1 57	-584.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	79	584.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
242	1 79	339.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	78	-339.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
243	1 79	-444.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	75	444.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
244	1 59	-234.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	80	234.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
245	1 80	109.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	78	-109.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
246	1 57	876.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	81	-876.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
247	1 59	-1233.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	81	1233.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
248	1 81	575.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	50	-575.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
249	1 81	-298.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	78	298.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
250	1 61	-985.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	82	985.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
251	1 82	3.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	80	-3.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
252	1 59	1615.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	83	-1615.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
253	1 61	-2425.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	83	2425.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
254	1 83	596.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	82	-596.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
255	1 83	133.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	80	-133.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
256	1 63	1168.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	84	-1168.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
257	1 84	-480.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	82	480.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
258	1 61	3521.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	85	-3521.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
259	1 63	-3626.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	85	3626.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
260	1 85	3869.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	84	-3869.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
261	1 85	1835.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	82	-1835.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
262	1 65	2757.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	86	-2757.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
263	1 86	-152.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	84	152.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
264	1 63	1019.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	87	-1019.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
265	1 65	-4292.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	87	4292.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
266	1 87	-8975.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	86	8975.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
267	1 87	-6553.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	84	6553.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
268	1 67	627.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	88	-627.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
269	1 88	-173.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	86	173.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
270	1 65	-1077.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	89	1077.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
271	1 67	-413.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	89	413.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
272	1 89	-1500.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	88	1500.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
273	1 89	2911.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	86	-2911.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



274	1	69	543.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		90	-548.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
275	1	90	133.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		88	-133.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
276	1	67	-870.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		91	870.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
277	1	69	-117.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		91	117.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
278	1	91	-450.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		90	450.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
279	1	91	1359.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		88	-1359.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
280	1	71	490.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		92	-490.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
281	1	92	36.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		90	-36.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
282	1	69	-379.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		93	379.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
283	1	71	-80.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		93	80.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
284	1	93	-248.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		92	248.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
285	1	93	628.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		90	-628.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
286	1	73	246.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		94	-246.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
287	1	94	-32.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		92	32.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
288	1	71	-78.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		95	78.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
289	1	73	58.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		95	-58.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
290	1	95	-290.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		94	290.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
291	1	95	181.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		92	-181.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
292	1	77	230.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		79	-230.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
293	1	79	398.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		81	-398.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
294	1	81	902.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		83	-902.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
295	1	83	2382.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		85	-2382.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
296	1	85	2131.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		87	-2131.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
297	1	87	-2353.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		89	2353.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
298	1	89	-823.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		91	823.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
299	1	91	-392.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		93	392.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
300	1	93	-157.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		95	157.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
301	1	58	359.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		77	-359.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
302	1	58	79.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		79	-79.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
303	1	60	-197.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		81	197.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
304	1	62	-262.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		83	262.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
305	1	64	-659.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		85	659.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
306	1	68	1635.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		87	-1635.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
307	1	68	-244.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		89	244.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
308	1	70	-452.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		91	452.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
309	1	72	-507.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		93	507.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
310	1	74	-569.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		95	569.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
311	1	75	-516.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		96	516.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
312	1	96	121.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		97	-121.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
313	1	97	-1025.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	76	1025.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
314	1 76	629.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	98	-629.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
315	1 75	-71.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	98	71.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
316	1 98	14.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	96	-14.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
317	1 98	-652.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	97	652.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
318	1 78	-91.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	99	91.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
319	1 99	-39.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	96	39.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
320	1 75	481.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	100	-481.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
321	1 78	-315.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	100	315.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
322	1 100	292.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	99	-292.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
323	1 100	-537.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	96	537.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
324	1 80	311.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	101	-311.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
325	1 101	-194.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	99	194.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
326	1 79	354.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	102	-354.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
327	1 80	-665.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	102	665.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
329	1 102	972.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	101	-912.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
329	1 102	-681.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	99	681.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
330	1 32	967.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	103	-967.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
331	1 103	-180.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	101	180.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
332	1 80	36.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	104	-36.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
333	1 82	-1150.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	104	1150.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
334	1 104	2190.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	103	-2190.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
335	1 104	-1156.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	101	1156.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
336	1 84	-1055.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	105	1055.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
337	1 105	360.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	103	-360.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
338	1 82	-1202.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	106	1202.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
339	1 84	-3427.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	108	3427.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
340	1 106	4496.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	105	-4496.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
341	1 106	-2481.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	103	2481.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
342	1 36	-2226.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	107	2226.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
343	1 107	1135.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	105	-1135.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
344	1 84	6191.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	108	-6191.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
345	1 86	9415.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	108	-9415.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
346	1 108	5208.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	107	-5208.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
347	1 108	-843.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	105	843.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
348	1 88	479.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	109	-479.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
349	1 109	713.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	107	-713.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
350	1 86	-3271.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	110	3271.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
351	1 88	1490.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	110	-1490.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
352	1 110	670.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	109	-670.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

353	1	110	1031.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		107	-1031.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
354	1	90	659.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		111	-659.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
355	1	111	185.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		109	-185.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
356	1	88	-1270.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		112	1270.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
357	1	90	370.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		112	-370.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
358	1	112	115.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		111	-115.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
359	1	112	704.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		109	-704.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
360	1	92	405.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		113	-405.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
361	1	113	-18.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		111	18.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
362	1	90	-466.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		114	466.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
363	1	92	202.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		114	-202.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
364	1	114	-26.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		113	26.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
365	1	114	209.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		111	-209.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
366	1	94	-23.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		115	23.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
367	1	115	-32.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		113	32.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
368	1	92	-57.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		116	57.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
369	1	94	370.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		116	-370.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
370	1	116	-252.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		115	252.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
371	1	116	-138.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		113	138.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
372	1	98	167.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		100	-167.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
373	1	100	153.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		102	-153.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
374	1	102	-80.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		104	80.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
375	1	104	-962.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		106	962.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
376	1	108	-1866.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		108	1866.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
377	1	108	2532.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		110	-2532.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
378	1	110	734.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		112	-734.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
379	1	112	305.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		114	-305.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
380	1	114	128.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		116	-128.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
381	1	96	-975.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		117	975.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
382	1	117	121.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		118	-121.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
383	1	118	-1590.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		97	1590.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
384	1	97	732.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		119	-732.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
385	1	96	-172.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		119	172.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
386	1	119	-194.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		117	194.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
387	1	119	-444.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		118	444.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
388	1	99	-441.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		120	441.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
389	1	120	-58.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		117	58.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
390	1	96	774.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		121	-774.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
391	1	99	-443.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		121	443.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
392	1	121	-91.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	120	91.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
393	1	121	-320.66	0.00	0.00	0.00	0.00
		117	320.66	0.00	0.00	0.00	0.00
394	1	101	80.16	0.00	0.00	0.00	0.00
		122	-80.16	0.00	0.00	0.00	0.00
395	1	122	-227.16	0.00	0.00	0.00	0.00
		120	227.16	0.00	0.00	0.00	0.00
396	1	99	911.41	0.00	0.00	0.00	0.00
		123	-911.41	0.00	0.00	0.00	0.00
397	1	101	-854.46	0.00	0.00	0.00	0.00
		123	854.46	0.00	0.00	0.00	0.00
398	1	123	254.73	0.00	0.00	0.00	0.00
		122	-254.73	0.00	0.00	0.00	0.00
399	1	123	-390.51	0.00	0.00	0.00	0.00
		120	390.51	0.00	0.00	0.00	0.00
400	1	103	698.58	0.00	0.00	0.00	0.00
		124	-698.58	0.00	0.00	0.00	0.00
401	1	124	-183.66	0.00	0.00	0.00	0.00
		122	183.66	0.00	0.00	0.00	0.00
402	1	101	1177.78	0.00	0.00	0.00	0.00
		125	-1177.78	0.00	0.00	0.00	0.00
403	1	103	-1488.49	0.00	0.00	0.00	0.00
		125	1488.49	0.00	0.00	0.00	0.00
404	1	125	903.03	0.00	0.00	0.00	0.00
		124	-903.03	0.00	0.00	0.00	0.00
405	1	125	-671.98	0.00	0.00	0.00	0.00
		122	671.98	0.00	0.00	0.00	0.00
406	1	105	1894.94	0.00	0.00	0.00	0.00
		126	-1894.94	0.00	0.00	0.00	0.00
407	1	126	323.34	0.00	0.00	0.00	0.00
		124	-323.34	0.00	0.00	0.00	0.00
408	1	103	1857.96	0.00	0.00	0.00	0.00
		127	-1857.96	0.00	0.00	0.00	0.00
409	1	105	-3507.08	0.00	0.00	0.00	0.00
		127	3507.06	0.00	0.00	0.00	0.00
410	1	127	3666.59	0.00	0.00	0.00	0.00
		126	-3666.59	0.00	0.00	0.00	0.00
411	1	127	-1281.54	0.00	0.00	0.00	0.00
		124	1281.54	0.00	0.00	0.00	0.00
412	1	107	2836.18	0.00	0.00	0.00	0.00
		128	-2836.18	0.00	0.00	0.00	0.00
413	1	128	3360.52	0.00	0.00	0.00	0.00
		126	-3360.52	0.00	0.00	0.00	0.00
414	1	105	-66.06	0.00	0.00	0.00	0.00
		129	66.06	0.00	0.00	0.00	0.00
415	1	107	-5686.24	0.00	0.00	0.00	0.00
		129	5686.24	0.00	0.00	0.00	0.00
416	1	129	-6727.28	0.00	0.00	0.00	0.00
		128	6727.28	0.00	0.00	0.00	0.00
417	1	129	-6011.84	0.00	0.00	0.00	0.00
		126	6011.84	0.00	0.00	0.00	0.00
418	1	109	1570.25	0.00	0.00	0.00	0.00
		130	-1570.25	0.00	0.00	0.00	0.00
419	1	130	127.61	0.00	0.00	0.00	0.00
		128	-127.61	0.00	0.00	0.00	0.00
420	1	107	-473.99	0.00	0.00	0.00	0.00
		131	473.99	0.00	0.00	0.00	0.00
421	1	109	-1277.30	0.00	0.00	0.00	0.00
		131	1277.30	0.00	0.00	0.00	0.00
422	1	131	-1703.55	0.00	0.00	0.00	0.00
		130	1703.55	0.00	0.00	0.00	0.00
423	1	131	3375.07	0.00	0.00	0.00	0.00
		128	-3375.07	0.00	0.00	0.00	0.00
424	1	111	893.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		132	-893.00	0.00	0.00	0.00	0.00
425	1	132	-488.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		130	488.00	0.00	0.00	0.00	0.00
426	1	109	-18.72	0.00	0.00	0.00	0.00
		133	18.72	0.00	0.00	0.00	0.00
427	1	111	-326.36	0.00	0.00	0.00	0.00
		133	326.36	0.00	0.00	0.00	0.00
428	1	133	-643.30	0.00	0.00	0.00	0.00
		132	643.30	0.00	0.00	0.00	0.00
429	1	133	909.25	0.00	0.00	0.00	0.00
		130	-909.25	0.00	0.00	0.00	0.00
430	1	113	237.83	0.00	0.00	0.00	0.00
		134	-237.83	0.00	0.00	0.00	0.00
431	1	134	-356.39	0.00	0.00	0.00	0.00
		132	356.39	0.00	0.00	0.00	0.00

432	1	111	81.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		135	-81.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
433	1	113	49.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		135	-49.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
434	1	135	-300.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		134	300.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
435	1	135	91.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		132	-91.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
436	1	115	-262.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		138	262.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
437	1	136	-32.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		134	32.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
438	1	113	195.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		137	-195.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
439	1	115	332.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		137	-332.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
440	1	137	-410.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		136	410.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
441	1	137	-197.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		134	197.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
442	1	119	421.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		121	-421.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
443	1	121	825.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		123	-825.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
444	1	123	1282.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		125	-1282.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
445	1	125	1727.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		127	-1727.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
446	1	127	1565.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		129	-1565.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
447	1	129	-3364.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		131	3364.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
448	1	131	-963.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		133	963.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
449	1	133	-204.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		135	204.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
450	1	135	-30.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		137	30.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
451	1	98	1171.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		119	-1171.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
452	1	100	300.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		121	-300.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
453	1	102	-877.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		123	877.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
454	1	104	-1768.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		125	1768.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
455	1	106	-2390.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		127	2390.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
456	1	108	-4601.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		129	4601.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
457	1	110	-2851.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		131	2851.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
458	1	112	-1929.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		133	1929.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
459	1	114	-1033.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		135	1033.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
460	1	118	-224.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		137	224.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
461	1	117	-1428.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		138	1428.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
462	1	138	121.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		139	-121.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
463	1	139	-1986.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		118	1986.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
464	1	118	524.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		140	-524.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
465	1	117	-12.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		140	12.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
466	1	140	-405.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		138	405.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
467	1	140	-211.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		139	211.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
468	1	120	-867.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		141	867.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
469	1	141	-165.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		138	165.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
470	1	117	581.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		142	-581.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
471	1	120	-75.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

142	75.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
472	1 142 -443.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
141	443.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
473	1 142 -142.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
138	142.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
474	1 122 -293.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
143	293.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
475	1 143 -434.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
141	434.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
476	1 120 636.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
144	-636.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
477	1 122 -161.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
144	161.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
478	1 144 -200.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
143	200.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
479	1 144 -354.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
141	354.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
480	1 124 357.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
145	-357.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
481	1 145 -420.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
143	420.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
482	1 122 658.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
146	-658.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
483	1 124 -243.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
146	243.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
484	1 146 409.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
145	-409.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
485	1 146 -904.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
143	904.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
486	1 126 -52.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
147	52.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
487	1 147 120.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
145	-120.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
488	1 124 701.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
148	-701.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
489	1 126 92.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
148	-92.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
490	1 148 1245.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
147	-1245.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
491	1 148 -2119.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
145	2119.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
492	1 128 66.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
149	-66.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
493	1 149 1088.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
147	-1088.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
494	1 126 2331.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150	-2331.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
495	1 128 2807.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150	-2807.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
496	1 150 -2114.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
149	2114.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
497	1 150 -3104.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
147	3104.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
498	1 130 889.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
151	-889.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
499	1 151 354.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
149	-354.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
500	1 128 624.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
152	-624.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
501	1 130 989.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
152	-989.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
502	1 152 -2038.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
151	2038.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
503	1 152 345.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
149	-345.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
504	1 132 410.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
153	-410.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
505	1 153 -179.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
151	179.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
506	1 130 -116.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
154	116.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
507	1 132 843.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
154	-843.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
508	1 154 -1149.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
153	1149.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
509	1 154 340.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
151	-340.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
510	1 134 -201.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
155	201.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

511	1	155	-209.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		153	209.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
512	1	132	-213.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		156	213.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
513	1	134	737.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		156	-737.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
514	1	156	-637.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		155	637.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
515	1	156	33.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		153	-33.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
516	1	136	-630.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		157	630.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
517	1	157	-32.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		155	32.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
518	1	134	-159.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		158	159.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
519	1	136	489.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		158	-489.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
520	1	158	-371.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		157	371.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
521	1	158	-38.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		155	38.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
522	1	140	442.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		142	-442.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
523	1	142	832.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		144	-832.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
524	1	144	1095.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		146	-1095.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
525	1	146	926.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		148	-926.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
526	1	148	-198.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		150	198.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
527	1	150	-797.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		152	797.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
528	1	152	27.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		154	-27.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
529	1	154	243.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		156	-243.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
530	1	156	129.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		158	-129.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
531	1	138	-1908.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		159	1908.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
532	1	159	121.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		160	-121.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
533	1	160	-2191.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		139	2191.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
534	1	139	291.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		161	-291.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
535	1	138	93.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		161	-93.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
536	1	161	-458.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		159	458.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
537	1	161	-8.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		160	8.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
538	1	141	-1551.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		162	1551.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
539	1	162	-204.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		159	204.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
540	1	138	533.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		163	-533.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
541	1	141	153.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		163	-153.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
542	1	163	-675.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		162	675.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
543	1	163	-91.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		159	91.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
544	1	143	-1228.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		164	1228.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
545	1	164	-578.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		162	578.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
546	1	141	724.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		165	-724.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
547	1	143	257.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		165	-257.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
548	1	165	-649.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		164	649.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
549	1	165	-412.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		162	412.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
550	1	145	-1070.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	166	1070.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
551	1	166	-772.46	0.00	0.00	0.00	0.00
	164	772.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
552	1	143	927.23	0.00	0.00	0.00	0.00
	167	-927.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
553	1	145	291.47	0.00	0.00	0.00	0.00
	167	-291.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
554	1	167	-277.16	0.00	0.00	0.00	0.00
	168	277.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
555	1	167	-1021.27	0.00	0.00	0.00	0.00
	164	1021.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
556	1	147	-1602.67	0.00	0.00	0.00	0.00
	168	1602.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
557	1	168	-681.72	0.00	0.00	0.00	0.00
	168	681.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
558	1	145	1497.34	0.00	0.00	0.00	0.00
	169	-1497.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
559	1	147	-22.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	169	22.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
560	1	169	417.04	0.00	0.00	0.00	0.00
	168	-417.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
561	1	169	-1971.74	0.00	0.00	0.00	0.00
	166	1971.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
562	1	149	-1410.50	0.00	0.00	0.00	0.00
	170	1410.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
563	1	170	-459.83	0.00	0.00	0.00	0.00
	168	459.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
564	1	147	1960.80	0.00	0.00	0.00	0.00
	171	-1960.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
565	1	149	1258.07	0.00	0.00	0.00	0.00
	171	-1258.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
566	1	171	-1025.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	170	1025.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
567	1	171	-2273.42	0.00	0.00	0.00	0.00
	168	2273.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
568	1	151	-529.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	172	529.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
569	1	172	-561.47	0.00	0.00	0.00	0.00
	170	561.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
570	1	149	590.46	0.00	0.00	0.00	0.00
	173	-590.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
571	1	151	1423.34	0.00	0.00	0.00	0.00
	173	-1423.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
572	1	173	-1522.05	0.00	0.00	0.00	0.00
	172	1522.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
573	1	173	-571.98	0.00	0.00	0.00	0.00
	170	571.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
574	1	153	-533.05	0.00	0.00	0.00	0.00
	174	533.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
575	1	174	-511.76	0.00	0.00	0.00	0.00
	172	511.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
576	1	151	354.07	0.00	0.00	0.00	0.00
	175	-354.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
577	1	153	1152.84	0.00	0.00	0.00	0.00
	175	-1152.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
578	1	175	-1114.10	0.00	0.00	0.00	0.00
	174	1114.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
579	1	175	-473.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	172	473.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
580	1	155	-786.08	0.00	0.00	0.00	0.00
	176	786.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
581	1	176	-280.17	0.00	0.00	0.00	0.00
	174	280.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
582	1	153	41.95	0.00	0.00	0.00	0.00
	177	-41.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
583	1	155	893.98	0.00	0.00	0.00	0.00
	177	-893.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
584	1	177	-634.10	0.00	0.00	0.00	0.00
	176	634.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
585	1	177	-381.33	0.00	0.00	0.00	0.00
	174	381.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
586	1	157	-965.88	0.00	0.00	0.00	0.00
	178	965.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
587	1	178	-32.62	0.00	0.00	0.00	0.00
	176	32.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
588	1	155	-138.39	0.00	0.00	0.00	0.00
	179	138.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
589	1	157	450.97	0.00	0.00	0.00	0.00
	179	-450.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



590	1	179	-227.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		178	227.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
591	1	179	-165.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		176	165.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
592	1	161	417.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		163	-417.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
593	1	163	811.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		165	-811.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
594	1	165	-1098.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		167	1098.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
595	1	167	1054.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		169	-1054.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
596	1	169	698.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		171	-698.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
597	1	171	476.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		173	-476.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
598	1	173	524.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		175	-524.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
599	1	175	459.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		177	-459.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
600	1	177	215.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		179	-215.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
601	1	140	2131.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		161	-2131.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
602	1	142	1049.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		163	-1049.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
603	1	144	-178.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		165	178.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
604	1	146	-1617.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		167	1617.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
605	1	148	-3324.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		169	3324.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
606	1	150	-5036.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		171	5036.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
607	1	152	-2898.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		173	2898.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
608	1	154	-1551.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		175	1551.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
609	1	156	-433.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		177	433.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
610	1	158	541.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		179	-541.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
611	1	159	-2389.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		180	2389.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
612	1	160	121.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		181	-121.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
613	1	181	-2230.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		160	2230.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
614	1	160	37.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		182	-37.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
615	1	159	97.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		182	-97.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
616	1	182	-416.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		180	416.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
617	1	182	151.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		181	-151.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
618	1	162	-2472.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		183	2472.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
619	1	183	-209.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		180	209.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
620	1	159	530.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		184	-530.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
621	1	162	256.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		184	-256.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
622	1	184	-830.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		183	830.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
623	1	184	-37.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		180	37.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
624	1	164	-2624.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		185	2624.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
625	1	185	-748.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		183	748.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
626	1	162	910.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		186	-910.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
627	1	164	451.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		186	-451.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
628	1	186	-1110.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		185	1110.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
629	1	186	-331.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	183	331 77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
630	1	166 -2939 66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		187 2939 66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
631	1	187 -1349 23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		185 1349 23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
632	1	164 1298 43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		188 -1298 43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
633	1	166 428 51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		188 -428 51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
634	1	188 -970 87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		187 970 87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
635	1	188 -835 44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		185 835 44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
636	1	168 -3150 81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		189 3150 81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
637	1	189 -1811 94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		187 1811 94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
638	1	166 1900 09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		190 -1900 09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
639	1	168 -105 46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		190 105 46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
640	1	190 -139 82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		189 139 82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
641	1	190 -1734 45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		187 1734 45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
642	1	170 -2746 76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		191 2746 76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
643	1	191 -2091 50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		189 2091 50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
644	1	168 2041 39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		192 -2041 39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
645	1	170 940 20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		192 -940 20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
646	1	192 -747 75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		191 747 75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
647	1	192 -2313 54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		189 2313 54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
648	1	172 -2191 30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		193 2191 30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
649	1	193 -1705 13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		191 1705 13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
650	1	170 736 09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		194 -736 09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
651	1	172 1622 07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		194 -1622 07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
652	1	194 -1112 30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		193 1112 30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
653	1	194 -1325 89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		191 1325 89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
654	1	174 -1758 14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		195 1758 14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
655	1	195 -1020 38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		193 1020 38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
656	1	172 452 54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		196 -452 54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
657	1	174 1437 14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		196 -1437 14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
658	1	196 -809 65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		195 809 65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
659	1	196 -1159 36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		193 1159 36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
660	1	176 -1471 44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		197 1471 44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
661	1	197 -396 46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		195 396 46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
662	1	174 137 05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		198 -137 05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
663	1	175 977 46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		198 -977 46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
664	1	198 -444 13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		197 444 13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
665	1	198 -749 07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		195 749 07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
666	1	178 -1184 47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		199 1184 47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
667	1	199 -32 48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		197 32 48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
668	1	176 -98 37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		200 98 37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

659	1	176	307.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		200	-307.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
670	1	200	-41.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		199	41.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
671	1	200	-246.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		197	246.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
672	1	182	381.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		184	-381.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
673	1	184	817.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		186	-817.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
674	1	186	1322.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		188	-1322.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
675	1	188	1733.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		190	-1733.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
676	1	190	1900.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		192	-1900.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
677	1	192	1711.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		194	-1711.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
678	1	194	1261.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		196	-1261.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
679	1	196	716.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		198	-716.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
680	1	198	249.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		200	-249.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
681	1	180	-2792.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		201	2792.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
682	1	201	121.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		202	-121.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
683	1	202	-2138.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		181	2138.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
684	1	181	-72.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		203	72.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
685	1	180	50.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		203	-50.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
686	1	203	-258.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		201	258.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
687	1	203	201.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		202	-201.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
688	1	183	-3453.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		204	3453.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
689	1	204	-159.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		201	159.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
690	1	180	482.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		205	-482.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
691	1	183	210.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		205	-210.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
692	1	205	-792.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		204	792.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
693	1	205	20.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		201	-20.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
694	1	185	-4245.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		206	4245.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
695	1	206	-834.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		204	834.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
696	1	183	1031.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		207	-1031.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
697	1	185	414.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		207	-414.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
698	1	207	-1429.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		206	1429.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
699	1	207	-95.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		204	95.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
700	1	187	-5181.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		208	5181.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
701	1	208	-1943.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		206	1943.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
702	1	185	1611.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		209	-1611.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
703	1	187	444.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		209	-444.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
704	1	209	-1748.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		208	1748.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
705	1	209	-386.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		206	386.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
706	1	189	-5186.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		210	5186.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
707	1	210	-3174.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		208	3174.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
708	1	187	2340.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

		211	-2340.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
709	1	189	-162.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		211	162.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
710	1	211	-823.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		210	823.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
711	1	211	-1433.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		208	1433.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
712	1	191	-4472.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		212	4472.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
713	1	212	-4156.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		210	4156.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
714	1	189	2895.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		213	-2895.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
715	1	191	1260.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		213	-1260.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
716	1	213	-965.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		212	965.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
717	1	213	-3070.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		210	3070.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
718	1	193	-4078.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		214	4078.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
719	1	214	-2786.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		212	2786.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
720	1	191	892.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		215	-892.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
721	1	193	1990.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		215	-1990.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
722	1	215	-659.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		214	659.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
723	1	215	-2304.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		212	2304.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
724	1	195	-3091.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		216	3091.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
725	1	216	-1235.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		214	1235.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
726	1	193	360.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		217	-360.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
727	1	195	1613.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		217	-1613.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
728	1	217	-328.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		216	328.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
729	1	217	-1727.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		214	1727.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
730	1	197	-2067.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		218	2067.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
731	1	218	-353.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		216	353.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
732	1	195	25.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		219	-25.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
733	1	197	929.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		219	-929.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
734	1	219	-186.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		218	186.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
735	1	219	-848.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		216	848.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
736	1	199	-1250.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		220	1250.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
737	1	220	-32.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		218	32.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
738	1	197	-159.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		221	159.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
739	1	199	121.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		221	-121.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
740	1	221	109.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		220	-109.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
741	1	221	-150.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		218	150.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
742	1	203	291.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		205	-291.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
743	1	205	734.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		207	-734.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
744	1	207	1531.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		209	-1531.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
745	1	209	2564.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		211	-2564.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
746	1	211	3337.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		213	-3337.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
747	1	213	3063.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		215	-3063.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

748	1	215	1943.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		217	-1943.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
749	1	217	860.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		219	-860.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
750	1	219	220.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		221	-220.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
751	1	182	2662.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		203	-2662.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
752	1	184	2318.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		205	-2318.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
753	1	186	1800.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		207	-1800.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
754	1	188	852.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		209	-852.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
755	1	190	-289.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		211	289.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
756	1	192	91.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		213	-91.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
757	1	194	736.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		215	-736.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
758	1	196	1287.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		217	-1287.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
759	1	198	1304.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		219	-1304.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
760	1	200	1032.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		221	-1032.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
761	1	201	-3019.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		222	3019.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
762	1	222	121.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		223	-121.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
763	1	223	-2007.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		202	2007.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
764	1	202	-121.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		224	121.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
765	1	201	-45.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		224	45.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
766	1	224	38.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		222	-38.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
767	1	224	50.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		223	-50.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
768	1	204	-4210.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		225	4210.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
769	1	225	-29.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		222	29.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
770	1	201	364.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		226	-364.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
771	1	204	6.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		226	-6.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
772	1	226	-422.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		225	422.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
773	1	226	-28.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		222	28.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
774	1	206	-5760.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		227	5760.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
775	1	227	-677.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		225	677.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
776	1	204	960.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		228	-960.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
777	1	206	111.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		228	-111.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
778	1	228	-1305.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		227	1305.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
779	1	228	154.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		225	-154.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
780	1	208	-7812.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		229	7812.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
781	1	229	-2271.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		227	2271.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
782	1	206	1784.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		230	-1784.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
783	1	208	280.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		230	-280.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
784	1	230	-2445.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		229	2445.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
785	1	230	301.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		227	-301.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
786	1	210	-8399.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		231	8399.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
787	1	231	-4892.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	229	4892.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
788	1	208	2981.70	0.00	0.00	0.00	0.00
		232	-2981.70	0.00	0.00	0.00	0.00
789	1	210	-338.40	0.00	0.00	0.00	0.00
		232	338.40	0.00	0.00	0.00	0.00
790	1	232	-1846.13	0.00	0.00	0.00	0.00
		231	1846.13	0.00	0.00	0.00	0.00
791	1	232	-876.90	0.00	0.00	0.00	0.00
		229	876.90	0.00	0.00	0.00	0.00
792	1	212	-7174.09	0.00	0.00	0.00	0.00
		233	7174.09	0.00	0.00	0.00	0.00
793	1	233	-7778.04	0.00	0.00	0.00	0.00
		231	7778.04	0.00	0.00	0.00	0.00
794	1	210	4312.74	0.00	0.00	0.00	0.00
		234	-4312.74	0.00	0.00	0.00	0.00
795	1	212	2682.38	0.00	0.00	0.00	0.00
		234	-2682.38	0.00	0.00	0.00	0.00
796	1	234	-2414.75	0.00	0.00	0.00	0.00
		233	2414.75	0.00	0.00	0.00	0.00
797	1	234	-4660.22	0.00	0.00	0.00	0.00
		231	4660.22	0.00	0.00	0.00	0.00
798	1	214	-6060.06	0.00	0.00	0.00	0.00
		235	6060.06	0.00	0.00	0.00	0.00
799	1	235	-2517.38	0.00	0.00	0.00	0.00
		233	2517.38	0.00	0.00	0.00	0.00
800	1	212	666.30	0.00	0.00	0.00	0.00
		236	-666.30	0.00	0.00	0.00	0.00
801	1	214	2595.33	0.00	0.00	0.00	0.00
		236	-2595.33	0.00	0.00	0.00	0.00
802	1	238	379.57	0.00	0.00	0.00	0.00
		235	-379.57	0.00	0.00	0.00	0.00
803	1	236	-3723.34	0.00	0.00	0.00	0.00
		233	3723.34	0.00	0.00	0.00	0.00
804	1	216	-4083.56	0.00	0.00	0.00	0.00
		237	4083.56	0.00	0.00	0.00	0.00
805	1	237	-486.71	0.00	0.00	0.00	0.00
		235	486.71	0.00	0.00	0.00	0.00
806	1	214	-131.63	0.00	0.00	0.00	0.00
		238	131.63	0.00	0.00	0.00	0.00
807	1	216	1446.42	0.00	0.00	0.00	0.00
		238	-1446.42	0.00	0.00	0.00	0.00
808	1	238	267.32	0.00	0.00	0.00	0.00
		237	-267.32	0.00	0.00	0.00	0.00
809	1	238	-1661.27	0.00	0.00	0.00	0.00
		235	1661.27	0.00	0.00	0.00	0.00
810	1	218	-2375.70	0.00	0.00	0.00	0.00
		239	2375.70	0.00	0.00	0.00	0.00
811	1	239	57.29	0.00	0.00	0.00	0.00
		237	-57.29	0.00	0.00	0.00	0.00
812	1	216	-191.75	0.00	0.00	0.00	0.00
		240	191.75	0.00	0.00	0.00	0.00
813	1	218	618.98	0.00	0.00	0.00	0.00
		240	-618.98	0.00	0.00	0.00	0.00
814	1	240	47.98	0.00	0.00	0.00	0.00
		239	-47.98	0.00	0.00	0.00	0.00
815	1	240	-554.48	0.00	0.00	0.00	0.00
		237	554.48	0.00	0.00	0.00	0.00
816	1	220	-1194.34	0.00	0.00	0.00	0.00
		241	1194.34	0.00	0.00	0.00	0.00
817	1	241	-32.43	0.00	0.00	0.00	0.00
		239	32.43	0.00	0.00	0.00	0.00
818	1	218	-202.22	0.00	0.00	0.00	0.00
		242	202.22	0.00	0.00	0.00	0.00
819	1	220	-29.47	0.00	0.00	0.00	0.00
		242	29.47	0.00	0.00	0.00	0.00
820	1	242	162.21	0.00	0.00	0.00	0.00
		241	-162.21	0.00	0.00	0.00	0.00
821	1	242	-10.27	0.00	0.00	0.00	0.00
		239	10.27	0.00	0.00	0.00	0.00
822	1	224	127.99	0.00	0.00	0.00	0.00
		226	-127.99	0.00	0.00	0.00	0.00
823	1	228	434.77	0.00	0.00	0.00	0.00
		228	-434.77	0.00	0.00	0.00	0.00
824	1	228	1377.57	0.00	0.00	0.00	0.00
		230	-1377.57	0.00	0.00	0.00	0.00
825	1	230	3113.33	0.00	0.00	0.00	0.00
		232	-3113.33	0.00	0.00	0.00	0.00
826	1	232	4864.21	0.00	0.00	0.00	0.00
		234	-4864.21	0.00	0.00	0.00	0.00

827	1	234	4613.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		236	-4613.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
828	1	236	2149.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		238	-2149.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
829	1	238	717.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		240	-717.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
830	1	240	140.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		242	-140.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
831	1	222	-3043.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		243	3043.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
832	1	243	121.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		244	-121.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
833	1	244	-1998.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		223	1998.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
834	1	223	29.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		245	-29.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
835	1	222	-182.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		245	182.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
836	1	245	254.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		243	-254.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
837	1	245	-181.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		244	181.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
838	1	225	-4461.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		246	4461.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
839	1	246	232.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		243	-232.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
840	1	222	252.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		247	-252.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
841	1	225	-332.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		247	332.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
842	1	247	131.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		246	-131.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
843	1	247	-131.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		243	131.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
844	1	227	-6613.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		248	6613.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
845	1	248	-113.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		246	113.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
846	1	225	679.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		249	-679.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
847	1	227	-606.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		249	606.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
848	1	249	-441.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		248	441.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
849	1	249	289.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		246	-289.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
850	1	229	-10557.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		250	10557.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
851	1	250	-1738.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		248	1738.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
852	1	227	1690.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		251	-1690.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
853	1	229	-723.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		251	723.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
854	1	251	-2243.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		250	2243.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
855	1	251	1197.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		248	-1197.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
856	1	231	-13743.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		252	13743.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
857	1	252	-6835.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		250	6835.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
858	1	229	4128.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		253	-4128.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
859	1	231	-1648.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		253	1648.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
860	1	253	3502.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		252	-3502.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
861	1	253	960.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		250	-960.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
862	1	233	-12218.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		254	12218.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
863	1	254	-7183.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		252	7183.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
864	1	231	8233.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		255	-8233.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
865	1	233	8897.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		255	-8897.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
866	1	255	9160.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

254	-9160.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
867	1 255 -984.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	252 984.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
868	1 235 -7139.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	256 7139.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
869	1 256 -2392.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	254 2392.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
870	1 233 -2679.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	257 2679.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
871	1 235 2147.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	257 -2147.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
872	1 257 4106.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	256 -4106.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
873	1 257 -3653.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	254 3653.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
874	1 237 -4350.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	258 4350.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
875	1 258 -504.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	256 504.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
876	1 235 -785.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	259 785.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
877	1 237 438.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	259 -438.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
878	1 259 1854.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	258 -1854.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
879	1 259 -1587.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	256 1587.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
880	1 239 -2377.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	260 2377.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
881	1 260 4.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	258 -4.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
882	1 237 -71.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	261 71.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
883	1 239 -118.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	261 118.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
884	1 261 817.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	260 -817.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
885	1 261 -706.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	258 706.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
886	1 241 -1094.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	262 1094.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
887	1 262 -32.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	260 32.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
888	1 239 159.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	263 -159.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
889	1 241 -82.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	263 82.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
890	1 263 246.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	262 -246.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
891	1 263 -403.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	260 403.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
892	1 245 62.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	247 -62.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
893	1 247 194.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	249 -194.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
894	1 249 1018.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	251 -1018.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
895	1 251 3408.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	253 -3408.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
896	1 253 1862.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	255 -1862.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
897	1 255 7813.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	257 -7813.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
898	1 257 2674.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	259 -2674.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
899	1 259 769.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	261 -769.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
900	1 261 166.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	263 -166.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
901	1 224 2572.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	245 -2572.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
902	1 226 3252.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	247 -3252.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
903	1 228 3920.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	249 -3920.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
904	1 230 4281.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	251 -4281.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
905	1 232 3712.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	253 -3712.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



906	1	234	9098.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		255	-9098.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
907	1	236	5820.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		257	-5820.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
908	1	238	4038.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		259	-4038.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
909	1	240	2498.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		261	-2498.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
910	1	242	878.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		263	-878.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
911	1	243	-2975.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		264	2975.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
912	1	264	121.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		265	-121.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
913	1	265	-2179.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		244	2179.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
914	1	244	260.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		266	-260.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
915	1	243	-79.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		266	79.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
916	1	266	-278.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		264	278.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
917	1	266	16.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		265	-16.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
918	1	246	-4150.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		267	4150.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
919	1	267	-260.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		264	260.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
920	1	243	35.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		268	-35.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
921	1	246	-515.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		268	515.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
922	1	268	-411.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		267	411.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
923	1	268	811.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		264	-811.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
924	1	248	-6028.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		269	6028.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
925	1	269	-1099.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		267	1099.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
926	1	246	174.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		270	-174.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
927	1	248	-1509.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		270	1509.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
928	1	270	-751.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		269	751.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
929	1	270	2006.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		267	-2006.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
930	1	250	-11638.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		271	11638.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
931	1	271	-2336.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		269	2336.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
932	1	248	832.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		272	-832.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
933	1	250	-3957.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		272	3957.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
934	1	272	-1860.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		271	1860.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
935	1	272	4906.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		269	-4906.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
936	1	252	-11721.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		273	11721.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
937	1	273	-3302.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		271	3302.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
938	1	250	5321.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		274	-5321.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
939	1	252	-3889.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		274	3889.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
940	1	274	13468.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		273	-13468.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
941	1	274	17873.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		271	-17873.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
942	1	254	-7755.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		275	7755.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
943	1	275	-2703.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		273	2703.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
944	1	252	1451.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		276	-1451.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
945	1	254	-3251.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	276	3251.7J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
946	1	276	7663.72	0.00	0.00	0.00	0.00
		275	-7663.72	0.00	0.00	0.00	0.00
947	1	276	2160.60	0.00	0.00	0.00	0.00
		273	-2160.60	0.00	0.00	0.00	0.00
948	1	256	-5114.78	0.00	0.00	0.00	0.00
		277	5114.78	0.00	0.00	0.00	0.00
949	1	277	-2091.70	0.00	0.00	0.00	0.00
		275	2091.70	0.00	0.00	0.00	0.00
950	1	254	-2174.78	0.00	0.00	0.00	0.00
		278	2174.78	0.00	0.00	0.00	0.00
951	1	256	-1755.20	0.00	0.00	0.00	0.00
		278	1755.20	0.00	0.00	0.00	0.00
952	1	278	3711.42	0.00	0.00	0.00	0.00
		277	-3711.42	0.00	0.00	0.00	0.00
953	1	278	139.23	0.00	0.00	0.00	0.00
		275	-139.23	0.00	0.00	0.00	0.00
954	1	258	-3445.42	0.00	0.00	0.00	0.00
		279	3445.42	0.00	0.00	0.00	0.00
955	1	279	-1114.54	0.00	0.00	0.00	0.00
		277	1114.54	0.00	0.00	0.00	0.00
956	1	256	-684.45	0.00	0.00	0.00	0.00
		280	684.45	0.00	0.00	0.00	0.00
957	1	258	-1191.53	0.00	0.00	0.00	0.00
		280	1191.53	0.00	0.00	0.00	0.00
958	1	280	2140.74	0.00	0.00	0.00	0.00
		279	-2140.74	0.00	0.00	0.00	0.00
959	1	280	-344.56	0.00	0.00	0.00	0.00
		277	344.56	0.00	0.00	0.00	0.00
960	1	260	-2071.76	0.00	0.00	0.00	0.00
		281	2071.76	0.00	0.00	0.00	0.00
961	1	281	-404.60	0.00	0.00	0.00	0.00
		279	404.60	0.00	0.00	0.00	0.00
962	1	258	123.08	0.00	0.00	0.00	0.00
		282	-123.08	0.00	0.00	0.00	0.00
963	1	280	-822.53	0.00	0.00	0.00	0.00
		282	822.53	0.00	0.00	0.00	0.00
964	1	282	1165.30	0.00	0.00	0.00	0.00
		281	-1165.30	0.00	0.00	0.00	0.00
965	1	282	-545.27	0.00	0.00	0.00	0.00
		279	545.27	0.00	0.00	0.00	0.00
966	1	282	-926.18	0.00	0.00	0.00	0.00
		283	926.18	0.00	0.00	0.00	0.00
967	1	283	-32.49	0.00	0.00	0.00	0.00
		281	32.49	0.00	0.00	0.00	0.00
968	1	260	488.33	0.00	0.00	0.00	0.00
		284	-488.33	0.00	0.00	0.00	0.00
969	1	282	-166.47	0.00	0.00	0.00	0.00
		284	166.47	0.00	0.00	0.00	0.00
970	1	284	183.92	0.00	0.00	0.00	0.00
		283	-183.92	0.00	0.00	0.00	0.00
971	1	284	-585.39	0.00	0.00	0.00	0.00
		281	585.39	0.00	0.00	0.00	0.00
972	1	268	413.24	0.00	0.00	0.00	0.00
		288	-413.24	0.00	0.00	0.00	0.00
973	1	288	1137.38	0.00	0.00	0.00	0.00
		270	-1137.38	0.00	0.00	0.00	0.00
974	1	270	2950.39	0.00	0.00	0.00	0.00
		272	-2950.39	0.00	0.00	0.00	0.00
975	1	272	7688.44	0.00	0.00	0.00	0.00
		274	-7688.44	0.00	0.00	0.00	0.00
976	1	274	-185.40	0.00	0.00	0.00	0.00
		276	185.40	0.00	0.00	0.00	0.00
977	1	276	2796.30	0.00	0.00	0.00	0.00
		278	-2796.30	0.00	0.00	0.00	0.00
978	1	278	1166.51	0.00	0.00	0.00	0.00
		280	-1166.51	0.00	0.00	0.00	0.00
979	1	280	359.22	0.00	0.00	0.00	0.00
		282	-359.22	0.00	0.00	0.00	0.00
980	1	282	46.93	0.00	0.00	0.00	0.00
		284	-46.93	0.00	0.00	0.00	0.00
981	1	284	-2572.99	0.00	0.00	0.00	0.00
		285	2572.99	0.00	0.00	0.00	0.00
982	1	285	121.49	0.00	0.00	0.00	0.00
		286	-121.49	0.00	0.00	0.00	0.00
983	1	286	-2198.13	0.00	0.00	0.00	0.00
		265	2198.13	0.00	0.00	0.00	0.00
984	1	265	62.82	0.00	0.00	0.00	0.00
		287	-62.82	0.00	0.00	0.00	0.00

985	1	264	-150.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		287	150.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
986	1	287	-105.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		285	105.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
987	1	287	112.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		286	-112.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
988	1	267	-2880.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		288	2880.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
989	1	288	-557.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		285	557.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
990	1	264	-303.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		289	303.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
991	1	267	-576.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		289	576.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
992	1	289	-93.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		288	93.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
993	1	289	893.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		285	-893.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
994	1	269	-2668.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		290	2668.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
995	1	290	-1582.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		288	1582.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
996	1	267	-939.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		291	939.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
997	1	269	-723.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		291	723.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
998	1	291	235.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		292	-235.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
999	1	291	1346.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		288	-1346.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1000	1	271	-1403.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		292	1403.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1001	1	292	-2290.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		280	2290.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1002	1	269	-3351.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		293	3351.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1003	1	271	716.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		293	-716.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1004	1	293	1595.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		292	-1595.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1005	1	293	959.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		290	-959.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1006	1	273	-1007.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		294	1007.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1007	1	294	-680.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		292	680.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1008	1	271	-16650.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		295	16650.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1009	1	273	-12694.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		295	12694.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1010	1	295	3234.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		294	-3234.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1011	1	295	-4911.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		292	4911.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1012	1	275	-1416.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		296	1416.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1013	1	296	677.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		294	-677.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1014	1	273	-2854.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		297	2854.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1015	1	275	-6875.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		297	6875.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1016	1	297	3248.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		296	-3248.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1017	1	297	-3335.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		294	3335.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1018	1	277	-2398.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		298	2398.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1019	1	298	-1204.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		296	1204.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1020	1	275	-847.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		299	847.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1021	1	277	-2474.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		299	2474.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1022	1	299	2857.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		298	-2857.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1023	1	299	385.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		296	-385.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1024	1	279	-2175.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	300	2175.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1025	1	300	-1227.97	0.00	0.00	0.00	0.00
	298	1227.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1026	1	277	-812.74	0.00	0.00	0.00	0.00
	301	812.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1027	1	279	-1231.61	0.00	0.00	0.00	0.00
	301	1231.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1028	1	301	2129.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	300	-2129.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1029	1	301	-164.50	0.00	0.00	0.00	0.00
	295	164.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1030	1	281	-1630.72	0.00	0.00	0.00	0.00
	302	1630.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1031	1	302	-609.56	0.00	0.00	0.00	0.00
	300	609.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1032	1	279	-284.27	0.00	0.00	0.00	0.00
	303	284.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1033	1	281	-669.70	0.00	0.00	0.00	0.00
	303	669.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1034	1	303	1354.26	0.00	0.00	0.00	0.00
	302	-1354.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1035	1	303	-480.24	0.00	0.00	0.00	0.00
	300	480.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1036	1	283	-808.61	0.00	0.00	0.00	0.00
	304	808.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1037	1	304	-32.51	0.00	0.00	0.00	0.00
	302	32.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1038	1	281	169.36	0.00	0.00	0.00	0.00
	305	-169.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1039	1	283	-104.17	0.00	0.00	0.00	0.00
	305	104.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1040	1	305	378.47	0.00	0.00	0.00	0.00
	304	-378.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1041	1	305	-522.79	0.00	0.00	0.00	0.00
	302	522.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1042	1	287	329.96	0.00	0.00	0.00	0.00
	289	-329.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1043	1	289	844.27	0.00	0.00	0.00	0.00
	291	-844.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1044	1	291	1209.86	0.00	0.00	0.00	0.00
	293	-1209.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1045	1	293	-710.54	0.00	0.00	0.00	0.00
	295	710.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1046	1	295	6980.95	0.00	0.00	0.00	0.00
	297	-6980.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1047	1	297	1958.59	0.00	0.00	0.00	0.00
	299	-1958.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1048	1	299	1613.27	0.00	0.00	0.00	0.00
	301	-1613.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1049	1	301	847.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	303	-847.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1050	1	303	258.25	0.00	0.00	0.00	0.00
	305	-258.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1051	1	266	2661.44	0.00	0.00	0.00	0.00
	287	-2661.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1052	1	268	2860.87	0.00	0.00	0.00	0.00
	289	-2860.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1053	1	270	2954.93	0.00	0.00	0.00	0.00
	291	-2954.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1054	1	272	2583.62	0.00	0.00	0.00	0.00
	293	-2583.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1055	1	274	1238.10	0.00	0.00	0.00	0.00
	295	-1238.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1056	1	276	953.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	297	-953.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1057	1	278	2242.18	0.00	0.00	0.00	0.00
	299	-2242.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1058	1	280	2288.10	0.00	0.00	0.00	0.00
	301	-2288.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1059	1	282	1836.76	0.00	0.00	0.00	0.00
	303	-1836.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1060	1	284	1269.14	0.00	0.00	0.00	0.00
	305	-1269.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1061	1	285	-1961.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	306	1961.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1062	1	306	121.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	307	-121.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1063	1	307	-2138.41	0.00	0.00	0.00	0.00
	286	2138.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

1064	1	286	-33.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		308	33.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1065	1	285	-686.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		308	686.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1066	1	308	16.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		306	-16.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1067	1	308	624.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		307	-624.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1068	1	288	-1889.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		309	1889.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1069	1	309	-247.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		306	247.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1070	1	285	-22.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		310	22.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1071	1	288	-1122.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		310	1122.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1072	1	310	-124.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		309	124.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1073	1	310	1188.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		306	-1188.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1074	1	290	-1724.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		311	1724.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1075	1	311	-690.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		309	690.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1076	1	288	-51.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		312	51.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1077	1	290	-1062.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		312	1062.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1078	1	312	-501.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		311	501.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1079	1	312	1536.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		309	-1536.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1080	1	292	-1335.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		313	1335.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1081	1	313	-982.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		311	982.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1082	1	290	-53.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		314	53.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1083	1	292	416.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		314	-416.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1084	1	314	-2246.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		313	2246.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1085	1	314	1803.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		311	-1803.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1086	1	294	892.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		315	-892.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1087	1	315	-2328.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		313	2328.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1088	1	292	2978.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		316	-2978.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1089	1	294	-1531.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		316	1531.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1090	1	316	5395.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		315	-5395.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1091	1	316	4059.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		313	-4059.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1092	1	296	1518.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		317	-1518.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1093	1	317	1426.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		315	-1426.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1094	1	294	1712.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		318	-1712.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1095	1	296	-6514.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		318	6514.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1096	1	318	-2480.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		317	2480.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1097	1	318	-8008.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		315	8008.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1098	1	298	-231.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		319	231.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1099	1	319	-263.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		317	263.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1100	1	296	1960.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		320	-1960.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1101	1	298	-2846.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		320	2846.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1102	1	320	175.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		319	-175.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1103	1	320	631.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	317	-631.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1104	1 300	-860.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	321	860.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1105	1 321	-711.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	319	711.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1106	1 298	232.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	322	-232.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1107	1 300	-1332.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	322	1332.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1108	1 322	790.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	321	-790.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1109	1 322	228.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	319	-228.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1110	1 302	-984.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	323	984.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1111	1 323	-455.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	321	455.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1112	1 300	-237.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	324	237.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1113	1 302	-607.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	324	607.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1114	1 324	756.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	323	-756.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1115	1 324	9.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	321	-9.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1116	1 304	-532.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	325	532.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1117	1 325	-32.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	323	32.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1118	1 302	-144.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	326	144.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1119	1 304	-298.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	326	298.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1120	1 326	383.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	325	-383.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1121	1 326	-20.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	323	20.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1122	1 308	668.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	310	-668.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1123	1 310	1654.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	312	-1654.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1124	1 312	2898.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	314	-2898.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1125	1 314	4360.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	316	-4360.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1126	1 316	1173.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	318	-1173.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1127	1 318	-2301.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	320	2301.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1128	1 320	-153.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	322	153.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1129	1 322	255.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	324	-255.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1130	1 324	101.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	326	-101.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1131	1 306	-7010.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	327	7010.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1132	1 327	121.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	328	-121.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1133	1 328	-1661.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	307	1661.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1134	1 307	-544.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	329	544.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1135	1 306	-428.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	329	428.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1136	1 329	-141.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	327	141.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1137	1 329	1035.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	328	-1035.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1138	1 309	-769.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	330	769.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1139	1 330	-583.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	327	583.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1140	1 306	-696.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	331	696.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1141	1 309	-378.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	331	378.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1142	1 331	-383.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	330	383.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

1143	1	331	1378.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		327	-1378.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1144	1	311	-693.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		332	693.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1145	1	332	-1001.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		330	1001.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1146	1	309	-954.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		333	954.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1147	1	311	183.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		333	-183.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1148	1	333	-633.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		332	633.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1149	1	333	1324.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		330	-1324.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1150	1	313	111.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		334	-111.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1151	1	334	-1107.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		332	1107.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1152	1	311	-1405.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		335	1405.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1153	1	313	637.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		335	-637.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1154	1	335	-794.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		334	794.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1155	1	325	1483.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		332	-1483.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1156	1	315	359.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		335	-359.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1157	1	326	-346.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		334	346.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1158	1	313	-2370.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		337	2370.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1159	1	315	-757.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		337	757.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1160	1	327	2391.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		336	-2391.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1161	1	337	857.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		334	-857.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1162	1	317	-24.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		333	24.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1163	1	338	339.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		336	-339.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1164	1	315	1449.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		339	-1449.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1165	1	317	451.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		339	-451.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1166	1	339	851.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		338	-851.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1167	1	339	-2331.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		336	2331.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1168	1	319	66.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		340	-66.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1169	1	340	404.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		338	-404.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1170	1	317	1478.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		341	-1478.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1171	1	319	-684.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		341	684.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1172	1	341	-52.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		340	52.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1173	1	341	-820.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		338	820.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1174	1	321	-239.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		342	239.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1175	1	342	109.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		340	-109.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1176	1	319	359.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		343	-359.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1177	1	321	-436.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		343	436.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1178	1	343	25.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		342	-25.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1179	1	343	-28.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		340	28.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1180	1	323	-416.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		344	416.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1181	1	344	-42.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		342	42.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1182	1	321	-284.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	345	284.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1183	1 323	-198.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	345	198.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1184	1 345	135.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	344	-135.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1185	1 345	267.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	342	-267.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1186	1 325	-251.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	346	251.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1187	1 346	-32.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	344	32.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1188	1 323	-456.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	347	456.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1189	1 325	-304.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	347	304.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1190	1 347	307.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	346	-307.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1191	1 347	373.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	344	-373.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1192	1 329	587.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	331	-587.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1193	1 331	1176.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	333	-1176.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1194	1 333	1510.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	335	-1510.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1195	1 335	1606.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	337	-1606.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1196	1 337	239.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	339	-239.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1197	1 339	-656.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	341	656.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1198	1 341	-256.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	343	256.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1199	1 343	16.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	345	-16.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1200	1 345	35.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	347	-35.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1201	1 308	2067.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	329	-2067.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1202	1 310	1272.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	331	-1272.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1203	1 312	752.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	333	-752.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1204	1 314	793.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	335	-793.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1205	1 316	3788.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	337	-3788.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1206	1 318	-2079.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	339	2079.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1207	1 320	-1129.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	341	1129.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1208	1 322	-213.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	343	213.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1209	1 324	432.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	345	-432.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1210	1 326	1025.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	347	-1025.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1211	1 327	-32.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	348	32.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1212	1 348	-694.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	349	694.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1213	1 349	-848.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	328	848.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1214	1 328	-955.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	350	955.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1215	1 327	-682.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	350	682.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1216	1 350	-520.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	348	520.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1217	1 350	2078.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	349	-2078.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1218	1 330	-32.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	351	32.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1219	1 351	-1152.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	348	1152.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1220	1 327	-474.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	352	474.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1221	1 330	-88.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	352	88.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



1222	1	352	-115.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		351	115.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1223	1	352	600.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		348	-600.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1224	1	332	-32.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		353	32.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1225	1	353	-1279.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		351	1279.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1226	1	330	-773.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		354	773.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1227	1	332	543.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		354	-543.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1228	1	354	-45.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		353	45.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1229	1	354	195.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		351	-195.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1230	1	334	-32.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		355	32.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1231	1	355	-1348.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		353	1348.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1232	1	332	-1313.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		356	1313.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1233	1	334	1030.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		356	-1030.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1234	1	355	78.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		355	-78.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1235	1	356	124.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		353	-124.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1236	1	336	-32.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		357	32.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1237	1	357	-1317.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		355	1317.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1238	1	334	-814.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		358	814.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1239	1	336	-776.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		358	776.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1240	1	358	1510.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		357	-1510.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1241	1	358	1.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		355	-1.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1242	1	338	-32.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		359	32.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1243	1	359	-116.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		357	116.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1244	1	336	1296.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		360	-1296.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1245	1	338	-730.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		360	730.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1246	1	360	784.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		359	-784.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1247	1	360	-1430.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		357	1430.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1248	1	340	-32.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		361	32.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1249	1	361	491.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		359	-491.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1250	1	338	780.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		362	-780.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1251	1	340	-270.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		362	270.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1252	1	362	115.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		361	-115.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1253	1	362	-705.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		359	705.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1254	1	342	-32.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		363	32.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1255	1	363	553.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		361	-553.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1256	1	340	430.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		364	-430.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1257	1	342	-171.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		364	171.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1258	1	364	-302.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		363	302.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1259	1	364	-35.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		361	35.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1261	1	365	273.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		363	-273.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1262	1	342	-42.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	366	42.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1263	1 344	-83.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	366	83.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1264	1 366	-335.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	365	335.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1265	1 366	382.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	363	-382.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1266	1 348	-32.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	367	32.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1267	1 367	-32.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	365	32.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1268	1 344	-346.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	368	346.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1269	1 346	-228.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	368	228.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1270	1 368	79.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	367	-79.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1271	1 368	415.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	365	-415.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1272	1 350	1103.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	352	-1103.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1273	1 352	1238.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	354	-1238.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1274	1 354	799.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	356	-799.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1275	1 356	-138.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	358	138.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1276	1 358	-770.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	360	770.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1277	1 360	-848.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	362	848.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1278	1 362	-753.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	364	753.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1279	1 364	-398.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	366	398.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1280	1 366	-88.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	368	88.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1281	1 329	1304.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	350	-1304.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1282	1 331	427.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	352	-427.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1283	1 333	155.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	354	-155.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1284	1 335	198.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	356	-198.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1285	1 337	1266.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	358	-1266.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1286	1 339	-494.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	360	494.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1287	1 341	-449.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	362	449.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1288	1 343	-243.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	364	243.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1289	1 345	70.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	366	-70.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1290	1 347	436.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	368	-436.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1291	1 287	2622.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	308	-2622.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1292	1 289	2174.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	310	-2174.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1293	1 291	1629.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	312	-1629.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1294	1 293	464.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	314	-464.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1295	1 295	2574.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	318	-2574.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1296	1 297	992.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	318	-992.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1297	1 299	-438.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	320	438.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1298	1 301	651.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	322	-651.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1299	1 303	1090.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	324	-1090.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1300	1 305	1354.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	326	-1354.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1301	1 245	2480.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	266	-2480.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

1302	1	247	3220.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		268	-3220.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1303	1	249	4011.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		270	-4011.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1304	1	251	5103.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		272	-5103.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1305	1	253	36.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		274	-36.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1308	1	255	2390.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		276	-2390.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1307	1	257	5418.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		278	-5418.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1308	1	259	3787.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		280	-3787.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1309	1	261	2375.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		282	-2375.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1310	1	263	973.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		284	-973.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1311	1	203	2677.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		224	-2677.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1312	1	205	2916.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		226	-2916.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1313	1	207	3013.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		228	-3013.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1314	1	209	2562.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		230	-2562.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1315	1	211	1521.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		232	-1521.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1316	1	213	3354.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		234	-3354.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1317	1	215	3123.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		236	-3123.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1318	1	217	2932.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		238	-2932.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1319	1	219	2117.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		240	-2117.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1320	1	221	1034.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		242	-1034.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1321	1	161	2479.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		182	-2479.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1322	1	163	1643.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		184	-1643.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1323	1	165	656.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		186	-656.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1324	1	167	-590.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		188	590.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1325	1	169	-1787.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		190	1787.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1326	1	171	-2375.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		192	2375.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1327	1	173	-1221.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		194	1221.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1328	1	175	-287.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		196	287.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1329	1	177	362.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		198	-362.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1330	1	179	829.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		200	-829.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1331	1	119	1660.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		140	-1660.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1332	1	121	603.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		142	-603.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1333	1	123	-599.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		144	599.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1334	1	125	-1989.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		146	1989.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1335	1	127	-3704.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		148	3704.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1336	1	129	-9265.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		150	9265.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1337	1	131	-4248.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		152	4248.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1338	1	133	-2178.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		154	2178.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1339	1	135	-894.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		156	894.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1340	1	137	239.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		158	-239.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1341	1	77	683.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

98	-683.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1342	1 79	132.34	0.00	0.00	0.00	0.00
	100	-132.34	0.00	0.00	0.00	0.00
1343	1 81	-456.49	0.00	0.00	0.00	0.00
	102	456.49	0.00	0.00	0.00	0.00
1344	1 83	-891.03	0.00	0.00	0.00	0.00
	104	891.03	0.00	0.00	0.00	0.00
1345	1 85	-712.90	0.00	0.00	0.00	0.00
	106	712.90	0.00	0.00	0.00	0.00
1346	1 87	-1004.30	0.00	0.00	0.00	0.00
	108	1004.30	0.00	0.00	0.00	0.00
1347	1 89	-1429.89	0.00	0.00	0.00	0.00
	110	1429.89	0.00	0.00	0.00	0.00
1348	1 91	-1226.54	0.00	0.00	0.00	0.00
	112	1226.54	0.00	0.00	0.00	0.00
1349	1 93	-850.37	0.00	0.00	0.00	0.00
	114	850.37	0.00	0.00	0.00	0.00
1350	1 95	-511.93	0.00	0.00	0.00	0.00
	116	511.93	0.00	0.00	0.00	0.00
1351	1 35	268.45	0.00	0.00	0.00	0.00
	56	-268.45	0.00	0.00	0.00	0.00
1352	1 37	93.15	0.00	0.00	0.00	0.00
	58	-93.15	0.00	0.00	0.00	0.00
1353	1 39	-52.85	0.00	0.00	0.00	0.00
	60	52.85	0.00	0.00	0.00	0.00
1354	1 41	-102.05	0.00	0.00	0.00	0.00
	62	102.05	0.00	0.00	0.00	0.00
1355	1 43	168.65	0.00	0.00	0.00	0.00
	64	-168.65	0.00	0.00	0.00	0.00
1356	1 45	4982.17	0.00	0.00	0.00	0.00
	66	-4982.17	0.00	0.00	0.00	0.00
1357	1 47	1167.13	0.00	0.00	0.00	0.00
	68	-1167.13	0.00	0.00	0.00	0.00
1358	1 49	126.09	0.00	0.00	0.00	0.00
	70	-126.09	0.00	0.00	0.00	0.00
1359	1 51	-191.37	0.00	0.00	0.00	0.00
	72	191.37	0.00	0.00	0.00	0.00
1360	1 53	-464.48	0.00	0.00	0.00	0.00
	74	464.48	0.00	0.00	0.00	0.00
1361	1 64	-1624.58	0.00	0.00	0.00	0.00
	369	1624.58	0.00	0.00	0.00	0.00
1362	1 66	14587.53	0.00	0.00	0.00	0.00
	369	-14587.53	0.00	0.00	0.00	0.00
1363	1 87	-18721.89	0.00	0.00	0.00	0.00
	369	18721.89	0.00	0.00	0.00	0.00
1364	1 85	5679.24	0.00	0.00	0.00	0.00
	369	-5679.24	0.00	0.00	0.00	0.00
1365	1 106	-2535.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	370	2535.11	0.00	0.00	0.00	0.00
1366	1 108	20051.32	0.00	0.00	0.00	0.00
	370	-20051.32	0.00	0.00	0.00	0.00
1367	1 127	815.78	0.00	0.00	0.00	0.00
	370	-815.78	0.00	0.00	0.00	0.00
1368	1 129	-18411.58	0.00	0.00	0.00	0.00
	370	18411.58	0.00	0.00	0.00	0.00
1369	1 318	-12211.34	0.00	0.00	0.00	0.00
	371	12211.34	0.00	0.00	0.00	0.00
1370	1 316	10981.17	0.00	0.00	0.00	0.00
	371	-10981.17	0.00	0.00	0.00	0.00
1371	1 295	-30941.57	0.00	0.00	0.00	0.00
	371	30941.57	0.00	0.00	0.00	0.00
1372	1 297	-9737.79	0.00	0.00	0.00	0.00
	371	9737.79	0.00	0.00	0.00	0.00
1373	1 253	7020.27	0.00	0.00	0.00	0.00
	372	-7020.27	0.00	0.00	0.00	0.00
1374	1 255	25386.09	0.00	0.00	0.00	0.00
	372	-25386.09	0.00	0.00	0.00	0.00
1375	1 276	8103.88	0.00	0.00	0.00	0.00
	372	-8103.88	0.00	0.00	0.00	0.00
1376	1 274	32853.57	0.00	0.00	0.00	0.00
	372	-32853.57	0.00	0.00	0.00	0.00
1377	1 344	-32.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	365	32.52	0.00	0.00	0.00	0.00

\*\*\*\*\* END OF TABLE ANALYSIS RESULT \*\*\*\*\*

## 2. ANÁLISIS DE CARGAS CUERPO "A"

### 2.1. CARGA MUERTA

#### 2.1.1. Superestructura

Concepto	Longitud	kg/ml	kg/pza	requerido	Total kg
C S tubo 2" ced. 30	1.00	3.95	3.95	367.00	1,449.65
C I tubo 2" ced. 30	1.00	3.95	3.95	315.00	1,244.25
D A tubo 1 1/2" ced. 40	1.22	4.05	4.94	16.00	79.04
D tubo 1" ced. 30	1.22	1.50	1.83	680.00	1,244.40
				<b>suma</b>	<b>4,017.34</b>

C S = Cuerda superior

C I = Cuerda inferior

D A = Diagonales de apoyo

D = Diagonales

#### 2.1.2. Techado

Lamina pinto cal. 24	=	6 kg/m <sup>2</sup>
Accesorios y fijación	=	5 kg/m <sup>2</sup>
<b>Suma</b>	=	<b>11 kg/m<sup>2</sup></b>

Área por cubrir = (17mx10m) = 170 m<sup>2</sup>

$$W_{\text{lamina}} = (11 \text{ kg/m}^2)(170 \text{ m}^2) = 1,870.00 \text{ kg}$$

#### 2.1.3. Faldón perimetral

faldón perimetral = 20 kg/ml

perímetro de faldón = 10+10+17+2 = 39 ml

$$W_{\text{faldón}} = (39 \text{ ml})(20 \text{ kg/ml}) = 780.00 \text{ kg}$$

#### 2.1.4. Columnas

Concepto	Longitud	kg/ml	kg/pza	requerido	Total kg
Tubo 14" ced. 30	4.50	81.33	365.98	4.00	1,463.92
				<b>suma</b>	<b>1,463.92</b>

**CARGA MUERTA TOTAL W<sub>CM</sub> = 8,131.26 kg**

## 2.2. CARGA VIVA INSTANTANEA

Para pendiente menor al 5 %

$$W_a = 70 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área en la que actuará la carga} = (10 \text{ m})(17 \text{ m}) = 170 \text{ m}^2$$

$$\text{CARGA VIVA INSTANTANEA } W_a = (70 \text{ kg/m}^2)(170 \text{ m}^2) = 11.900 \text{ kg}$$

## 2.3. VIENTO (analizado en dos direcciones ortogonales)

De la expresión:

$$p = C_p C_z k p_o \quad (1)$$

Donde:

$p$  = presión del viento a una altura  $h$

$C_p$  = factor de presión

Caso II: para paredes aisladas y anuncios

$$C_p = 1.3 + \frac{m}{50} < 1.7 \quad (2)$$

$$m = \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}}$$

Para la dirección perpendicular al eje longitudinal  $m = \frac{17}{1} = 17$

Sustituyendo en (2)

$$C_p = 1.3 + \frac{17}{50} < 1.7$$

$$C_p = 1.64 < 1.7 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Para la dirección perpendicular al eje transversal  $m = \frac{10}{50} = 10$

Sustituyendo en (2)

$$C_p = 1.3 + \frac{10}{50} < 1.7$$

$$C_p = 1.5 < 1.7 \quad \therefore \text{Cumple}$$

$C_z$  = factor correctivo por altura

$C_z = 1.0$  (para alturas menores a 10 m)

$k$  = factor correctivo por condiciones de exposición. La estructura pertenece a la Zona B (urbana y suburbana)

De la tabla 1 del Capítulo III

$$k = 1.00$$

$p_o$  = presión básica de diseño

$p_o = 35 \text{ kg/m}^2$  para estructuras pertenecientes al Grupo A

Para dirección perpendicular al eje longitudinal

Sustituyendo en (1)

$$C_p = 1.64$$

$$C_z = 1.00$$

$$k = 1.00$$

$$p_o = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$p = (1.64)(1.00)(1.00)(35) = 57.40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área sobre la que actúa el viento} = (17 \text{ m})(1 \text{ m}) = 17 \text{ m}^2$$

$$\text{CARGA DE VIENTO } W_{v \text{ long}} = (17 \text{ m}^2)(57.40 \text{ kg/m}^2) = 975.80 \text{ kg}$$

Para dirección perpendicular al eje transversal

Sustituyendo en (1)

$$C_p = 1.50$$

$$C_z = 1.00$$

$$k = 1.00$$

$$p_o = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$p = (1.50)(1.00)(1.00)(35) = 52.50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área sobre la que actúa el viento} = (10 \text{ m})(1 \text{ m}) = 10 \text{ m}^2$$

$$\text{CARGA DE VIENTO } W_{v \text{ trans}} = (10 \text{ m}^2)(52.50 \text{ kg/m}^2) = 525.00 \text{ kg}$$

#### 2.4. SISMO (analizado en dos direcciones ortogonales)

$$F_s = W \frac{c}{Q} \quad (3)$$

donde:

$F_s$  = fuerza sísmica a una altura  $h$

$W$  = masa sobre la que actúa  $F_s$

$c$  = coeficiente sísmico (Zona III  $c=0.4$  pero por pertenecer al Grupo A,  $c$  se incrementará un 50 % )

$$c = (0.4)(1.5) = 0.6$$

$Q$  = factor de comportamiento sísmico

$Q = 1.00$  para nuestra estructura

Para dirección al eje longitudinal y transversal

$W$  = Carga muerta total (incluyendo columnas)

$$W = 8131.26 \text{ kg}$$

$$c = 0.60$$

$$Q = 1.00$$

Sustituyendo en (3)

$$F_s = 8,131.26 \frac{0.60}{1.00} = 4,878.75 \text{ kg}$$

**CARGA POR SISMO  $W_s=4,879 \text{ kg}$**

## 2.5. COMBINACIÓN DE CARGAS

Del R.C.D.F. art. 188 fracción II

Para combinaciones que incluyan acciones permanentes (WCM), variables con sus valores instantáneos ( $W_a$ ), y únicamente una acción accidental (en caso de combinación)\*, tenemos:

Cargas permanentes sin incluir columnas	6,667.34 kg
Cargas variables con su valor instantáneo	11,900.00 kg
Cargas accidentales (sismo)	4879.00 kg

Afectadas por un factor de carga (art. 194) según la fracción II del art. 188 F.C.=1.1

CARGA		F.C.	TOTAL
Cargas permanentes sin incluir columnas	6,667.34 kg	1.1	7,334.08 kg
Cargas variables con su valor instantáneo	11,900.00 kg	1.1	13,090.00 kg
Cargas accidentales (sismo)	4879.00 kg	1.1	5,366.90 kg

### 2.5.1. Cargas gravitacionales

$$W_{CM} + W_a = 20,425 \text{ kg}$$

### 2.5.2. Cargas laterales

$$W_s = 5,367 \text{ kg}$$

\* Como se combinan sismo y viento, y el primero da las acciones más desfavorables a la estructura se utilizará para la combinación de cargas.



### 3. REVISIÓN DE LAS COLUMNAS

La sección transversal deberá cumplir con las disposiciones de la sección 6 (para secciones circulares 6.2.3.)

#### 3.1. REVISIÓN POR COMPRESIÓN AXIAL

Los elementos en compresión axial, son totalmente efectivos cuando:

$$\frac{\text{Díam. ext.}}{\text{esp. de pared}} < \frac{232,000}{F_y}$$

$$\frac{35.6}{0.953} < \frac{232,000}{2,530}$$

37.35 < 91.69 ∴ Cumple

3.1.1. Según la sección 5  $\frac{kl}{r} < C_c$ , donde

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

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 (2,039,000)}{2530}} = 126.13$$

$l$  = longitud efectiva = 450 cm

$r$  = radio de giro = 12.24 cm

$k = 2.1$  (de tablas según la condición de los apoyos)

$$\frac{kl}{r} = \frac{2.1(450)}{12.24} < 126.13$$

77.20 < 126.13 ∴ Cumple

3.1.2. Cálculo del esfuerzo permisible  $F_a$  (sección 2.1.3.)

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(kl/r)}{8C_c} - \frac{(kl/r)^3}{8(C_c)^3}}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{77.20^2}{2(126.13)^2}\right] 2,530}{\frac{5}{3} + \frac{3(77.20)}{8(126.13)} - \frac{77.20^3}{8(126.13)^3}} = 1,100.97 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.1.3. Cálculo del esfuerzo actuante

$$\text{CM} = 6,667.34 \text{ kg}$$

$$\text{Wpo po.} = 1,463.92 \text{ kg}$$

$$\text{Wa} = 11,900.00 \text{ kg}$$

$$\text{Suma} = 20,031.26 \text{ kg}$$

$$\frac{20,031.26 \text{ kg}}{4 \text{ columnas}} = 5007.8 \text{ kg} \approx 5008 \text{ kg / columna}$$

De la expresión  $f_a = \frac{P}{A}$

$$f_a = \frac{20,031.26 \text{ kg}}{103.61 \text{ cm}^2} = 48.33 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Comparando  $F_a$  con  $f_a$

$1,100 > 48.33$   $\therefore$  pasa por compresión axial

## 3.2. REVISIÓN POR FLEXIÓN

### 3.2.1. Cálculo del esfuerzo permisible

$$F_b = 0.66 F_y$$

$$F_b = 0.66(2530) = 1,669.8 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.2.2. Cálculo del esfuerzo actuante

$$f_b = \frac{Mc}{I}$$

donde:

$M$  = momento flexionante máximo =  $(Fs)(h) = (5,367)(450) = 2,415,150 \text{ kg-cm}$

$c$  = distancia desde el eje neutro hasta las fibras extremas =  $35.6/2 = 17.8 \text{ cm}$

$I$  = momento de inercia de la sección transversal =  $78,844.22 \text{ cm}^4$

$$f_b = \frac{2,415,150(17.8)}{78,844.22} = 545.24 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Comparando  $F_b$  con  $f_b$

$$1,669.80 > 545.24 \quad \therefore \text{pasa por flexión}$$

### 3.3. REVISANDO POR FLEXIÓN Y COMPRESIÓN (FLEXOCOMPRESIÓN)

Con la fórmula de esfuerzos combinados

$$\text{Se cumplirá } \frac{f_a}{F_a} \leq 0.15$$

$$\frac{48.33}{1,100} = 0.044 < 0.15 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Se podrá usar la fórmula

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

$$\frac{48.33}{1,100} + \frac{545.24}{1,669.80} + \frac{545.24}{1,669.80} \leq 1.0$$

$$0.04 + 0.33 + 0.33 \leq 1.0$$

$0.7 < 1.0 \quad \therefore$  La columna pasa y es adecuada

#### 4. DISEÑO DE LA SOLDADURA EN LA BASE DE LAS COLUMNAS

$$V = F_s = 5,367 \text{ kg}$$

$V$  = fuerza cortante en la base de las columnas

Para una soldadura de aproximadamente el espesor del tubo de las columnas,  $e = 5/16''$

Empleando electrodos de la serie 70XX

El esfuerzo admisible por cortante  $F_{vs} = 0.3(F_s)$  en  $\text{klb/pg}^2$

Donde:

$F_s$  = esfuerzo máximo de fluencia de los electrodos, para la serie 70XX  $f_s = 70 \text{ kl/pg}^2$

$$F_{vs} = 0.3(70) = 21 \text{ klb/pg}^2$$

De la fórmula:

$$F_{vs} = q = 14,850 a L$$

Donde:

$$a = 5/16'' = 0.3125''$$

$L$  = longitud de la soldadura

$$F_{vs} = \text{fuerza cortante} = 5,367 \text{ kg} = 11,832.01 \text{ lb}$$

Para 1'' de longitud

$$q = 14,850(0.3125'')(1'') = 4,640.62 \text{ klb/pg}$$

donde:

$q$  = fuerza cortante que puede resistir una pulgada de longitud de soldadura

La longitud necesaria es:

$$L = \frac{F_{vs}}{q}$$

$$L = \frac{11,832.01 \text{ lb}}{4,640.62 \text{ lb/pg}} = 2.55 \text{ pg} = 6.47 \text{ cm}$$

$$\text{El perímetro de la columna} = 2\pi r = 2\pi(17.8 \text{ cm}) = 111.84 \text{ cm}$$

Comparando el perímetro con la longitud necesaria

$111.84 > 6.47$  ∴ por lo tanto se colocará una soldadura de 8 mm alrededor de la columna para unir la con la placa de base.

### 5. DISEÑO DE LAS PLACAS DE BASE

$$\text{Área del dado} = (70)(70) = 4,900 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de la placa} = (55)(55) = 3,025 \text{ cm}^2$$

#### 5.1. ESFUERZO PERMISIBLE EN EL CONCRETO

$F_p = 0.25 f'c$  si la placa cubre el 100 % del área de concreto

$F_p = 0.375 f'c$  si la placa cubre el 33 % o menos del área de concreto

Con una regla de tres

$$4,900 \text{ cm}^2 \quad 100\%$$

$$3,025 \text{ cm}^2 \quad X$$

$$X = \frac{(3,025)(100\%)}{4,900} = 61.73\%$$

∴ se usará un  $F_p = 0.25 f'c$

$$F_p = 0.25(200) = 50 \text{ kg/cm}^2$$

#### 5.2. CÁLCULO DEL ESFUERZO ACTUANTE EN EL CONCRETO

De la fórmula  $f_p = \frac{P}{A}$

$$f_p = \frac{5,008 \text{ kg}}{3,025 \text{ cm}^2} = 1.66 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando  $F_p$  con  $f_p$

$50 > 1.66$  ∴ El concreto resiste

#### 5.3. ESFUERZO PERMISIBLE DE FLEXIÓN EN LA PLACA DE BASE

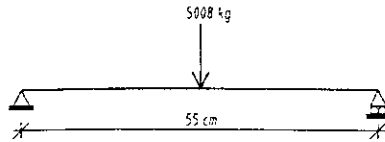
$$F_b = 0.66 F_y = 0.66(2530) = 1,669.8 \text{ kg/cm}^2$$

#### 5.4. CÁLCULO DEL ESFUERZO ACTUANTE DE FLEXIÓN

Con la fórmula de la escuadría

$$fb = \frac{Mc}{I}$$

Diseñándola como viga con carga concentrada en el centro del claro:



$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{(5,008 \text{ kg})(55 \text{ cm})}{4} = 68,860 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Para placa de 7/8" de espesor = 2.2 cm

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(55)(2.2)^3}{12} = 48.80 \text{ cm}^4$$

$$c = 1.1 \text{ cm}$$

sustituyendo

$$fb = \frac{68,860(1.1)}{48.80} = 1,552.1 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Comparando  $f^a$  con  $f_b$

$$1,669.8 > 1,552.17$$

∴ Las dimensiones de las placas de base serán de 55cm x 55cm x 7/8".

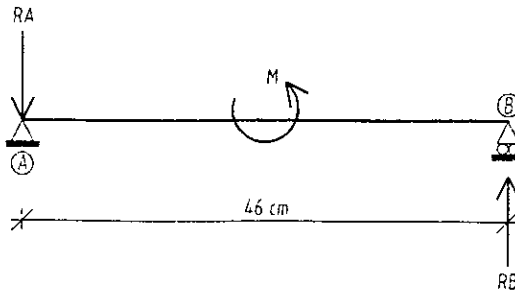
## 6. DISEÑO DE LAS ANCLAS

### 6.1. CÁLCULO DE LA FUERZA DE TENSIÓN EN LAS ANCLAS

#### 6.1.1 Cálculo del momento de diseño

$$M = (5366.9 \text{ kg})(450 \text{ cm}) = 2,415,105 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Diseñándola como viga con momento al centro del claro.



$$R_A = R_B = \frac{M}{L} = \frac{2,415,105 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2}{46 \text{ cm}} = 52,502.28 \text{ kg}$$

### 6.2. CÁLCULO DEL ESFUERZO PERMISIBLE DE TENSIÓN

$$F_t = 0.60 F_c$$

$$F_t = 0.60(2950) = 1,770 \text{ kg/cm}^2$$

### 6.3. CÁLCULO DEL ÁREA REQUERIDA

De la fórmula  $F_t = \frac{P}{A} \Rightarrow A = \frac{P}{F_t}$

$$A = \frac{52,503 \text{ kg}}{1,770 \text{ kg/cm}^2} = 29.66 \text{ cm}^2$$

El área por ancla será

$$A = \frac{29.66 \text{ cm}^2}{3 \text{ anclas}} = 9.88 \text{ cm}^2 \text{ ancla}$$

Area requerida	Área de diseño
9.88 cm <sup>2</sup>	9.57 cm <sup>2</sup>

**6.4. CÁLCULO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO**

$$L_d = 0.04 \frac{A_s F_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$L_d = 0.04 \frac{(9.57)(2,950)}{\sqrt{200}} = 79.8 \approx 80 \text{ cm}$$

Se emplearán anclas de acero A-529 de  $\phi=1 \frac{3}{8}$ " de 80 cm de longitud.



## 7. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Se propone un área de 3m x 4m

### 7.1. CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL SUELO

#### 7.1.1. Cálculo de la masa que actuará en el suelo

Peso propio

Dados	$(0.70*0.70*0.70)(2.4)(2)=$	1.64 ton
Contratrabe	$(0.15*0.20*4.00)(2.4)(1)=$	0.29 ton
Plantilla	$(0.25*3.00*4.00)(2.4)(1)=$	7.20 ton
	<b>Suma=</b>	<b>9.13 ton</b>

Relleno

Dados	$(0.70*0.70*0.70)(1.625)(2)=$	-1.11 ton
Tepetate comp. 90%	$(0.55*3.00*4.00)(1.625)(1)=$	10.72 ton
	<b>Suma=</b>	<b>9.61 ton</b>
<b><math>\Sigma P =</math></b>		<b>18.75 ton</b>

#### 7.1.2. Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{M}{\Sigma P} \leq \frac{b}{6}$$

donde b = ancho de la zapata en el plano de giro.

$$M_{tot} = F_s(h) = (5367\text{kg})(450\text{cm}) = 2,415,150 \text{ kg-cm}$$

Momento que resisten las dos columnas en la zapata

$$M = 2,415,150/2 = 1,207,575 \text{ kg-cm}$$

$$e = \frac{1,207,575 \text{ kg-cm}}{18750 \text{ kg}} = 64.4 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{300}{6} = 50 \text{ cm}$$

Comparando

64.4 > 50 ∴ No aplica la escuadría

Se empleará la fórmula siguiente para calcular la presión:

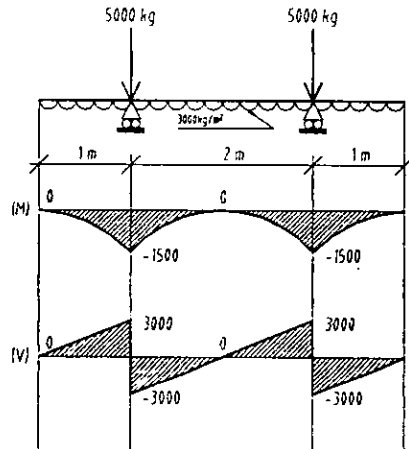
$$p = \frac{2P}{3b\left(\frac{a}{2} - e\right)}; P = \text{carga que soportan las dos columnas}$$

$$p = \frac{2(5008 \times 2)}{(3 \times 300)\left(\frac{400}{2} - 64.4\right)} = 0.246 \text{ kg/cm}^2 = 2.460 \text{ kg/m}^2$$

2.460 < 3000 (capacidad de carga del suelo) ∴ el suelo resiste

## 7.2. DISEÑO DEL ARMADO DE LAS ZAPATAS

7.2.1. Se diseñarán como vigas simplemente apoyadas



$$M_{m\acute{a}x} = 1500 \text{ kg-cm}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 3000 \text{ kg}$$

### 7.2.2. Constantes de cálculo

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$fc = 0.5 f'c = 0.5(200) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs = 0.5 f_y = 0.5(4200) = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 10,000 \sqrt{f'c}$$

$$Es = 2,100,000$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,100,000}{10,000\sqrt{200}} = 14.85$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2200}{14.85 \times 100}} = 0.41$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.41}{3} = 0.86$$

$$K = \frac{f_c}{2} j k = \frac{100}{2} \times 0.86 \times 0.41 = 17.63$$

7.2.3 Cálculo del peralte efectivo d

d =  $\frac{\sqrt{M_u}}{k' b}$ , si se analiza por un metro de zapata b=100 cm

$$d = \frac{\sqrt{150000}}{1.63 \times 100} = 9.22 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \quad \therefore \text{Bien}$$

7.2.4 Cálculo del área de acero por flexión

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{150000}{2100 \times 0.86 \times 20} = 4.15 \text{ cm}^2$$

revisando con acero mínimo para flexión

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} 100 \times 20 = 4.71 \text{ cm}^2 \quad \text{ml} \quad \therefore \text{Ríge}$$

se usaran Vars. # 4 @ 25

7.2.5 Cálculo del acero por distribución

$$\% \text{Asd} = 67\%$$

$$\text{Asd} = 0.67(4.71) = 3.15 \text{ cm}^2$$

Vars. # 4 @ 25

Se colocará el armado por flexión en ambos lechos de la plantilla de la zapata.

7.2.6 Cálculo del acero por cortante que resistirán las contratraves

De la expresión:

$$v = \frac{Vu}{\phi b d}$$

Donde:

$v$  = esfuerzo cortante en el elemento

$Vu$  = fuerza cortante última

$\phi$  = 0.85 (para cortante)

$$v = \frac{3000}{0.85 \times 20 \times 35} = 5.04 \text{ kg/cm}^2$$

Nota: Se considerara como que el concreto no toma cortante.

7.2.7 Separación y área de acero por cortante

$$A_v = \frac{(Vu - Vc) h s}{f_y} = \frac{(3000 - 0) 100 s}{4200} = 0.024 s$$

considerando la separación como  $d/2$

separación mínima =  $35/2 = 17.5 \approx 18$  cm

$$A_v = 0.024(18) = 0.432 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Se colocarán estribos del # 2.5 @ 18 cm

### 7.3. REVISIÓN DE LOS DADOS DE ANCLAJE

Las dimensiones del dado son 0.7m x 0.7m x 0.7m

7.3.1. Se revisará como columna corta

por acero mínimo

$$p = \frac{A_s}{A_g}$$

Donde:

$A_s$  = área de acero

$A_g$  = área de concreto

Con 8 Vars. # 6

$$A_s = (2.85 \text{ cm}^2/\text{var})(6 \text{ vars}) = 22.80 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{22.80}{70 \times 70} = 0.0046$$

$$\text{Para acero mínimo } \rho > \frac{20}{f_y} = \frac{20}{4200} = 0.0047$$

$$\text{Para acero máximo } \rho < 0.06$$

Comparando

$$0.0047 \approx 0.0046 < 0.06 \therefore \text{ Se acepta}$$

### 7.3.2. Acero para estribos

Se deberá cumplir con la condición siguiente:

$$P_u < 0.7 f^* c + 2000 A_s$$

$$P_u = \text{Carga última que soporta el dado} = 5008 \text{ kg}$$

$$5008 \text{ kg} < 0.7(0.8 \times 200) + (2000 \times 28.8)$$

$$5008 \text{ kg} < 57,712 \text{ kg} \therefore \text{ Cumple}$$

Fuerza cortante que toma el concreto

$$V_c = 1.7 R b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f^* c}; \text{ para } \rho < 0.01 \text{ multiplicado por } 1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}$$

$$V_c = 0.517 R b d \sqrt{f^* c}; \text{ para } \rho \geq 0.01$$

Como  $\rho = 0.0046 < 0.01$ , se usará la primera expresión

$$V_c = 0.8(70 \times 65)[0.2 + (30 \times 0.0046)]\sqrt{0.8 \times 200} = 15,562.45$$

$$15,562.45 \times \left[ 1 + 0.007 \frac{5008}{70 \times 70} \right] = 15673.78 \text{ kg}$$

$V_u = F_s = 5367 \text{ kg} < V_c = 15673.78 \therefore$  no necesita acero por cortante, pero se colocarán por reglamento estribos.

Vars # 2.5 @ 25

**8. ANÁLISIS DE CARGAS CUERPO "B"****8.1. CARGA MUERTA**

## 8.1.1. Superestructura

Concepto	Longitud	kg/ml	kg/pza	requerido	Total kg
C.S. tubo 2" ced. 30	1.00	3.95	3.95	72.00	284.40
C.I. tubo 2" ced. 30	1.00	3.95	3.95	56.00	221.20
D.A. tubo 1 1/2" ced. 40	1.22	4.05	4.94	8.00	39.52
D. tubo 1" ced. 30	1.22	1.50	1.83	256.00	468.48
				<b>suma</b>	<b>1,013.60</b>

C S = Cuerda superior

C I = Cuerda inferior

D A = Diagonales de apoyo

D = Diagonales

## 8.1.2. Techado

Lamina pinto cal. 24	=	6 kg/m <sup>2</sup>
Accesorios y fijación	=	5 kg/m <sup>2</sup>
<b>Suma</b>	=	<b>11 kg/m<sup>2</sup></b>

Área por cubrir = (8m x 8m) = 64 m<sup>2</sup>

$$W_{\text{lamina}} = (11 \text{ kg/m}^2)(64 \text{ m}^2) = 704.00 \text{ kg}$$

## 8.1.3. Faldón perimetral

faldón perimetral = 20 kg/ml

perímetro de faldón = 8+8+8+2 = 26 ml

$$W_{\text{faldón}} = (26 \text{ ml})(20 \text{ kg/ml}) = 520.00 \text{ kg}$$

## 8.1.4. Columnas

Concepto	Longitud	kg/ml	kg/pza	requerido	Total kg
Tubo 14" ced. 30	4.50	81.33	365.98	2.00	731.96
				<b>suma</b>	<b>731.96</b>

**CARGA MUERTA TOTAL  $W_{CM} = 2,969.56 \text{ kg}$**

## 8.2. CARGA VIVA INSTANTANEA

Para pendiente menor al 5 %

$$W_s = 70 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área en la que actuará la carga} = (8 \text{ m})(8 \text{ m}) = 64 \text{ m}^2$$

$$\underline{\underline{\text{CARGA VIVA INSTANTANEA } W_a = (70 \text{ kg/m}^2)(64 \text{ m}^2) = 4,480.00 \text{ kg}}}$$

## 8.3. VIENTO (analizado en dos direcciones ortogonales)

De la expresión:

$$p = C_p \bar{C}_z k p_o \quad (1)$$

Donde:

$p$  = presión del viento a una altura  $h$

$C_p$  = factor de presión

Caso II: para paredes aisladas y anuncios

$$C_p = 1.3 + \frac{m}{50} < 1.7 \quad (2)$$

$$m = \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}}$$

Para la dirección perpendicular al eje transversal y longitudinal  $m = \frac{8}{1} = 8$

Sustituyendo en (2)

$$C_p = 1.3 + \frac{8}{50} < 1.7$$

$$C_p = 1.46 < 1.7 \quad \therefore \text{Cumple}$$

$\bar{C}_z$  = factor correctivo por altura

$\bar{C}_z = 1.0$  (para alturas menores a 10 m)

$k$  = factor correctivo por condiciones de exposición. La estructura pertenece a la Zona B (urbana y suburbana)

De la tabla I del Capítulo III

$$k = 1.00$$

$p_o$  = presión básica de diseño

$p_o = 35 \text{ kg/m}^2$  para estructuras pertenecientes al Grupo A

Para dirección perpendicular al eje transversal y longitudinal

Sustituyendo en (1)

$$C_p = 1.64$$

$$C_z = 1.00$$

$$k = 1.00$$

$$\rho_0 = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$\rho = (1.46)(1.00)(1.00)(35) = 51.10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área sobre la que actúa el viento} = (8 \text{ m})(1 \text{ m}) = 8 \text{ m}^2$$

$$\text{CARGA DE VIENTO } W_{V, \text{trans y long}} = (8 \text{ m}^2)(51.10 \text{ kg/m}^2) = 408.80 \text{ kg}$$

#### 8.4. SISMO (analizado en dos direcciones ortogonales)

$$F_s = W \frac{c}{Q} \quad (3)$$

donde

$F_s$  = fuerza sísmica a una altura  $h$

$W$  = masa sobre la que actúa  $F_s$

$c$  = coeficiente sísmico (Zona III  $c=0.4$  pero por pertenecer al Grupo A,  $c$  se incrementará un 50 %)

$$c = (0.4)(1.5) = 0.6$$

$Q$  = factor de comportamiento sísmico

$Q = 1.00$  para nuestra estructura

Para dirección al eje longitudinal y transversal

$W$  = Carga muerta total (incluyendo columnas)

$$W = 2,969.56 \text{ kg}$$

$$c = 0.60$$

$$Q = 1.00$$

Sustituyendo en (3)

$$F_s = 2,969.56 \frac{0.60}{1.00} = 1,781.73 \text{ kg}$$

$$\text{CARGA POR SISMO } W_s = 1,782 \text{ kg}$$



## 8.5. COMBINACIÓN DE CARGAS

Del R.C.D.F. art. 188 fracción II:

Para combinaciones que incluyan acciones permanentes (WCM), variables con sus valores instantáneos (Wa), y únicamente una acción accidental (en caso de combinación)\*, tenemos:

Cargas permanentes sin incluir columnas	2,237.60 kg
Cargas variables con su valor instantáneo	4,480 kg
Cargas accidentales (sismo)	1,782 kg

Afectadas por un factor de carga (art. 194) según la fracción II del art. 188 F.C.=1.1

CARGA		F.C.	TOTAL
Cargas permanentes sin incluir columnas	2,238 kg	1.1	2,461.8 kg
Cargas variables con su valor instantáneo	4,480 kg	1.1	4,928 kg
Cargas accidentales (sismo)	1,782 kg	1.1	1,960.2 kg

8.5.1. Cargas gravitacionales

$$W_{cm} + W_a = 7,389.8 \text{ kg}$$

8.5.2. Cargas laterales

$$W_s = 1,960.2 \text{ kg}$$

\* Como se combinan sismo y viento, y el primero da las acciones más desfavorables a la estructura se utilizará para la combinación de cargas.

### 9. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Se propone un área de 2m x 4m

#### 9.1. CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL SUELO

9.1.1. Cálculo de la masa que actuará en el suelo

Peso propio

Dados	$(0.70*0.70*0.70)(2.4)(2)=$	1.64 ton
Contratrabe	$(0.15*0.20*4.00)(2.4)(1)=$	0.29 ton
Plantilla	$(0.25*2.00*4.00)(2.4)(1)=$	4.80 ton
	<b>Suma=</b>	<b>6.73 ton</b>

Relleno

- Dados	$(0.70*0.70*0.70)(1.625)(2)=$	-1.11 ton
Tepetate comp. 90%	$(0.55*2.00*4.00)(1.625)(1)=$	7.15 ton
	<b>Suma=</b>	<b>6.04 ton</b>

	<b>ΣP =</b>	<b>12.77 ton</b>
--	-------------	------------------

9.1.2. Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{M}{\Sigma P} \leq \frac{b}{6}$$

donde b = ancho de la zapata en el plano de giro.

$$M_{tot} = F_s(h) = (1,960.2\text{kg})(450\text{cm}) = 882,090 \text{ kg-cm}$$

Momento que resisten las dos columnas en la zapata

$$M = 882,090/2 = 441,045 \text{ kg-cm}$$

$$e = \frac{441,045 \text{ kg-cm}}{12,770 \text{ kg}} = 34.53 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{200}{6} = 33.33 \text{ cm}$$

Comparando

34.53 > 33.33 ∴ No aplica la escuadría

Se empleará la fórmula siguiente para calcular la presión:

$$p = \frac{2P}{3b\left(\frac{a}{2} - e\right)}; P = \text{carga que soportan las dos columnas}$$

$$p = \frac{2(3724.78 \times 2)}{(3 \times 200)\left(\frac{400}{2} - 34.53\right)} = 0.15 \text{ kg/cm}^2 = 1,500 \text{ kg/m}^2$$

1.500 < 3000 (capacidad de carga del suelo)  $\therefore$  el suelo resiste

**POR FACILIDADES EN OBRA EL DISEÑO DE LAS ANCLAS, PLACAS DE BASE, Y ARMADO DE LA CIMENTACIÓN SERÁ EL MISMO QUE PARA EL CUERPO "A".**

**GENERALIDADES :**  
 A NOTACIONES: EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD EN CENTIMETROS.  
 ELEVACIONES: REFERIDAS AL NIVEL DE PISO TERMINADO EN METROS.  
 VERIFICAR DIMENSIONES Y NIVELES CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS VER CIMENTACION EN PLANO C-2

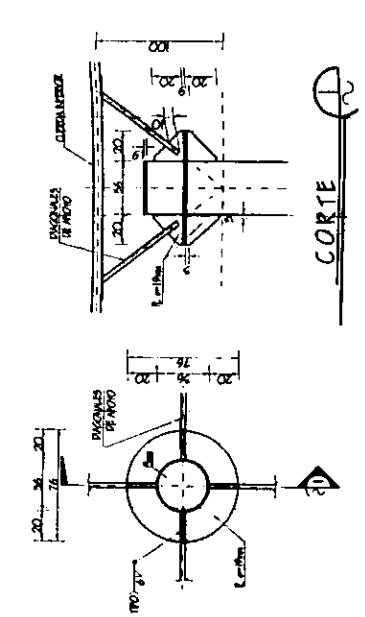
**ESTRUCTURA DE ACERO**  
 1. TODA LA ESTRUCTURA METALICA IRA PINTADA DE TALLER DE ACIQUERO A LAS NORMAS OFICIALES VIGENTES.

2. EL ACERO ESTRUCTURAL DE TUBOS, COLUMNAS Y PLACAS DE CONEXIONES SERA ACERO A-36 CON ESFUERZO DE FLUENCIA MINIMO DE  $f_y = 23.30 \text{ kg/cm}^2$

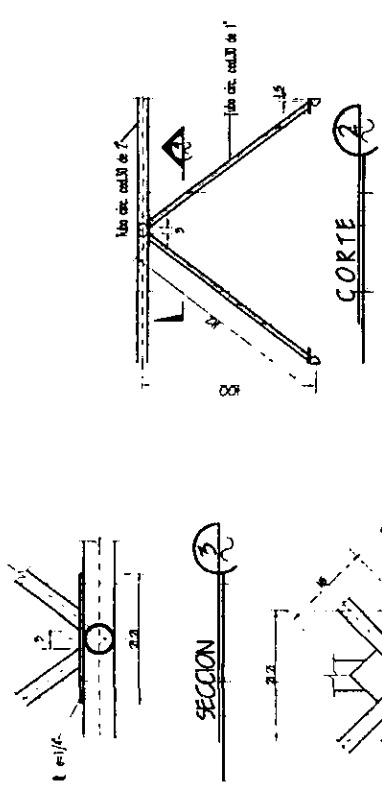
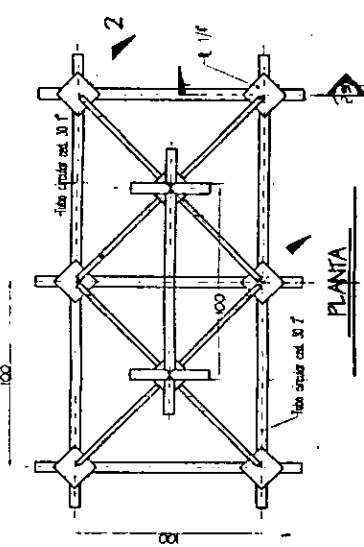
3. TODA LA SOLDADURA SERA CON ELECTRODOS DE LA SERIE 70-XX APLICADA DE ACUERDO A LAS NORMAS A.S.S. VIGENTES

4. LAS SOLDADURAS DEBERAN PROBARSE MEDIANTE ALGUN ENSAYE NO DESTRUCTIVO, COMO ULTRASONIDO, RADIOGRAFAS, ETC. PARA ASEGURAR SU CALIDAD

TIPO	PERFIL
C.S.	OC 60 x 2.66 (CED 30)
C.I.	OC 60 x 2.66 (CED 30)
D.	OC 33 x 1.90 (CED 30)
D.A.	OC 33 x 3.38 (CED 40)

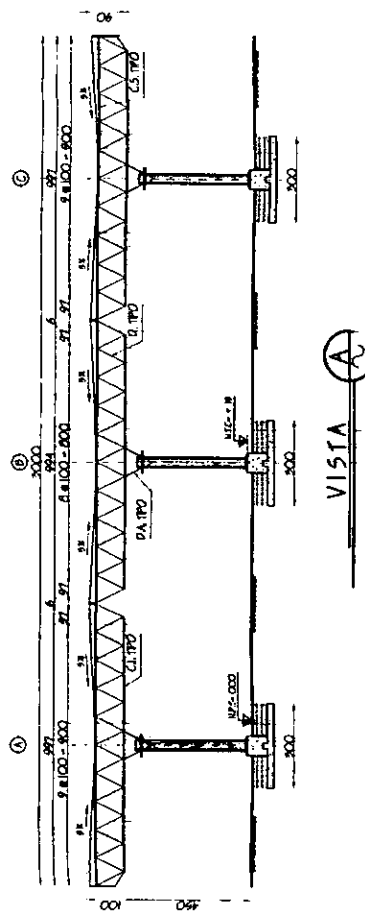


DETALLE DE APOYOS  
 5/ESC.

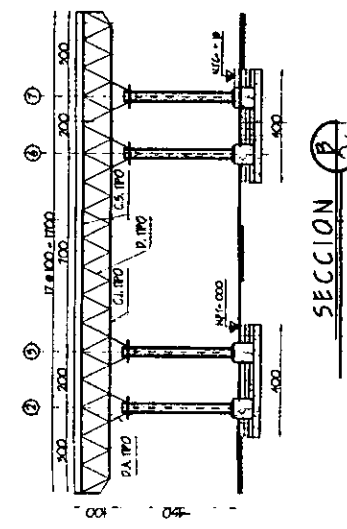


VISTA  
 5/ESC.

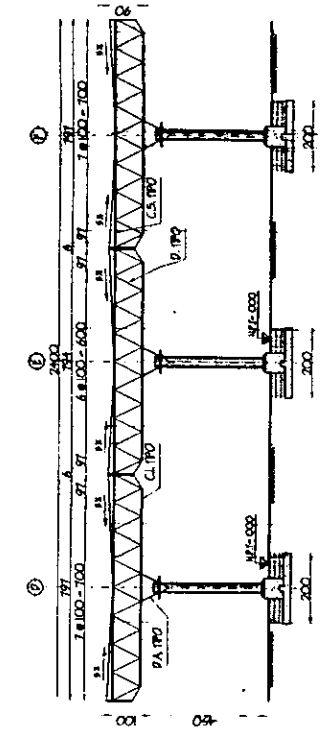
DETALLES DE CONEXION  
 5/ESC.



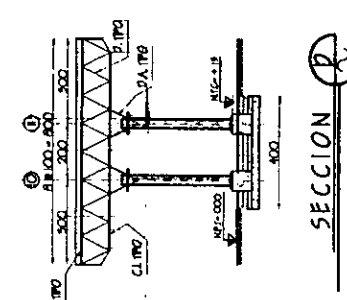
VISTA  
 5/ESC.



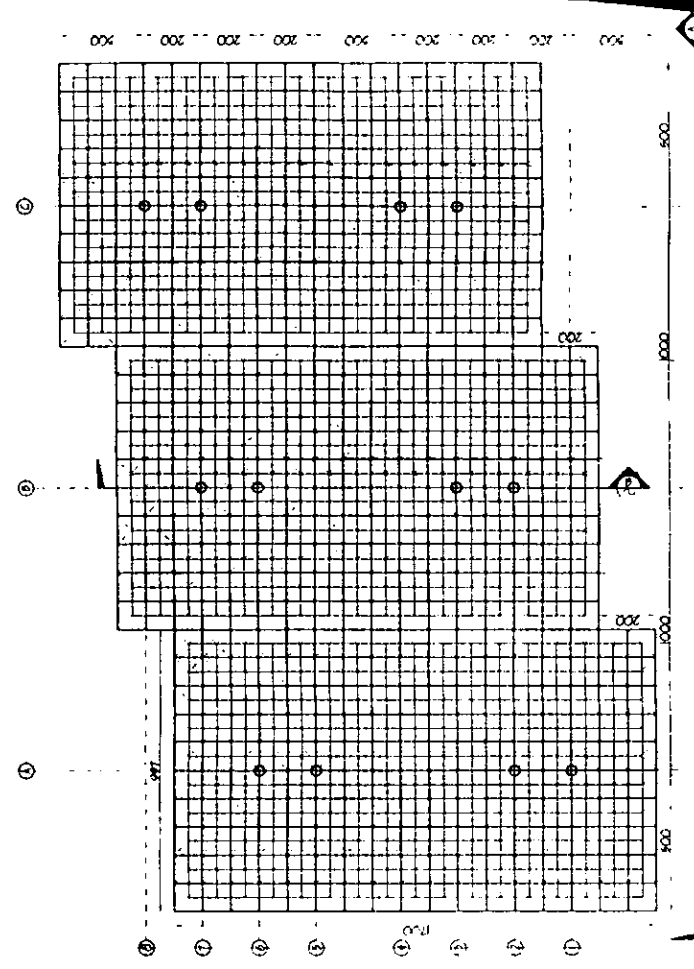
SECCION  
 5/ESC.



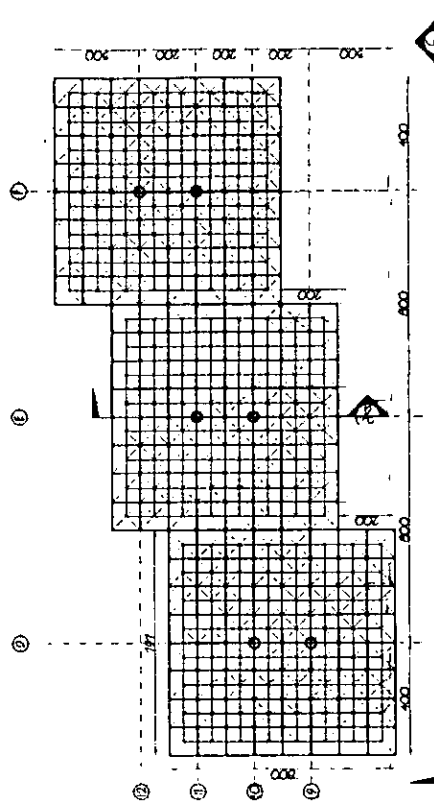
VISTA  
 5/ESC.



SECCION  
 5/ESC.



PLANTA DEL CUERPO "A"  
 ESC. 1/200



PLANTA DEL CUERPO "B"  
 ESC. 1/200

**INGENIERIA NACIONAL ANTONIO DE MEXICO**  
 E. N. S. B. A. B. A. G. O. N

ANEXO DE DISEÑO Y FABRICACION DE ESTRUCTURAS METALICAS PARA EL SECTOR INDUSTRIAL Y CIVIL EN EL ESTADO DE GUATEMALA, C.A.

PROYECTO: DISEÑO Y FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA PARA EL SECTOR INDUSTRIAL Y CIVIL EN EL ESTADO DE GUATEMALA, C.A.

CLIENTE: S.A. B. A. G. O. N

PROYECTISTA: J. A. B. A. G. O. N

REVISOR: P. A. B. A. G. O. N

FECHA: 1 DE 3 PÁGS. NO. 001

**NOTAS GENERALES**

**GENERALIDADES:**

DIMENSIONES: EN CENTIMETROS, EXCEPTO EN LAS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.  
 MATERIALES: DEBERAN CUMPLIR CON LA ÚLTIMA EDICIÓN DE LAS NORMAS OFICIALES MEXICANAS (NOM)  
 SE HAAN REFERENCIA PARTICULAR A LAS SIGUIENTES NORMAS:

- NOM C-1 CEMENTO
- NOM C-111 AGREGADOS PÉTRICOS
- NOM C-122 AGUA
- NOM C-205 ARMADO
- NOM B-48 y 248 ACERO DE REFUERZO

CONCRETO: SE EMPLEARÁ CONCRETO  $f'_{c} = 200 \text{ kg/cm}^2$ . EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ZAPATA, ESTA COMPACTADA NO SERÁ MEJOR DE CLASE CON REQUEMIMIENTO DE 3 A 10 CM. Y AGREGADO GRUESO CON TAMAÑO DE 3/4".

EN CASO DE QUE SE REQUIERA USAR ARMADOS PARA EL CONCRETO, SE DEBERÁN JUSTIFICAR OPORTUNAMENTE LA CANTIDAD Y DISTRIBUCIÓN DE ESTOS PRODUCTOS, PRESENTANDO AL RESPECTIVO PRUEBAS SATISFACTORIAS DE SU DUREZA CON LOS AGREGADOS Y EL CEMENTO QUE VA A EMPLEAR.

ARMADURA: SE TENDRÁ ESPECIAL CUIDADO EN LA UNIFORMIDAD DE LAS VARILLAS PARA EVITAR QUE TENGAN DADO SIENDO ANTES DE DEPOSITAR EL CONCRETO. LOS EMPALMES SERÁN TRANSPARENTES O SOLDADOS Y SE LOCALIZARÁN SEGÚN COMIDAS, PROCEDIMIENTOS EN LO POSIBLE, QUE QUEDEN CONTRA EL VIENTO.

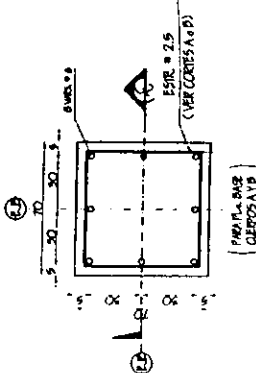
**RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN**

LAS DIMENSIONES SERÁN LAS UNIFORMES MENOS EL DESPLANTE DE LAS ZAPATAS DEBERÁ HACERSE A LA ELECCIÓN INDICADA EN EL DISEÑO QUE OBTIENE LA EFECTIVIDAD NORMAL DE TRABAJO A LA COMPRESIÓN DE  $3.0 \text{ kg/cm}^2$ . LAS ZAPATAS DEBERÁN MARCARSE DE DEPLANTAMIENTO SOBRE RELLENOS, BASURA, MATERIA ORGÁNICA, O CUALQUIER OTRO MATERIAL QUE NO SEA EL TERRENO NATURAL.

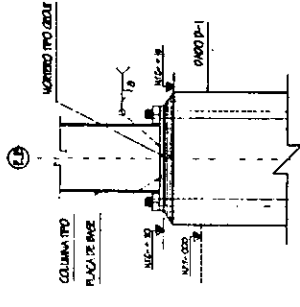
EN CASO DE QUE SE TENGAN QUE EMPLEAR RELLENOS PARA ALCANZAR LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE INDICADA SE HARÁ POR CAPAS HORIZONTALES DE ESPESOR NO MAYOR A 30 CM, COMPACTADAS COMO MÍNIMO AL 90 % DE SU PESO VOLUMÉTRICO ÓPTIMO.

LA CHUBLA SE RETIRARÁ COMO MÍNIMO A LOS 4 DÍAS DE EFECTUARSE EL COLADO.

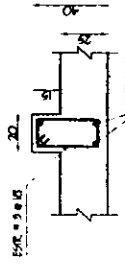
**DADO (TIPO)**  
ESC. 1:50



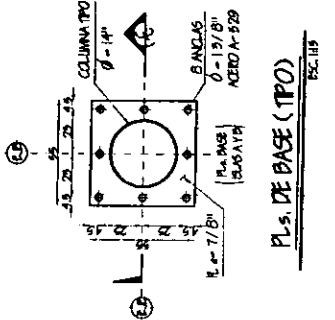
**CORTE**



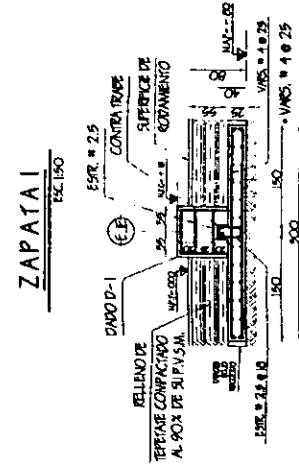
**CONTRA VIENTO**  
ESC. 1:50



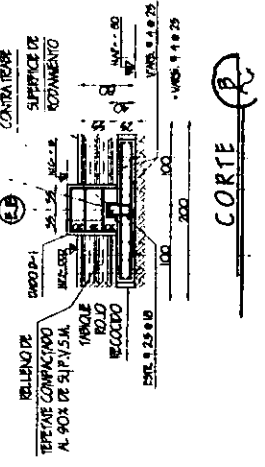
**PLA. DE BASE (TIPO)**  
ESC. 1:15



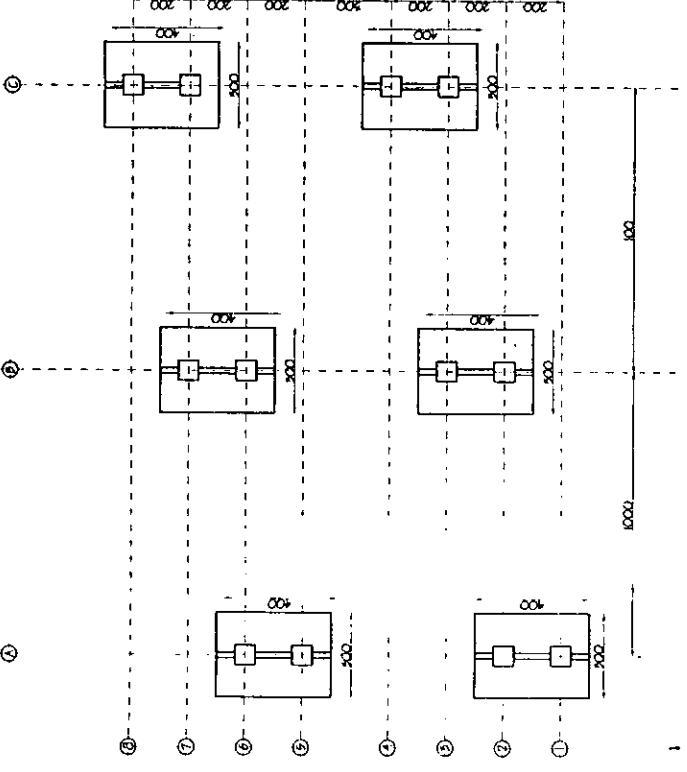
**CORTE A**



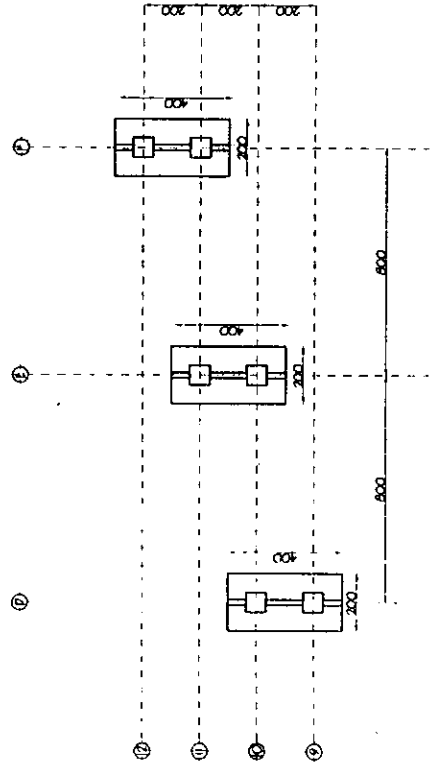
**CORTE B**



**PLANTA DEL CLERPO "A"**  
ESC. 1:100



**PLANTA DEL CLERPO "B"**  
ESC. 1:100



**TABLA DE REFUERZO**

Varilla	a	b	c	d	e	f
36	8	10	30	10	30	20
44	8	10	30	18	18	20
54	10	10	30	18	40	25
64	15	15	30	20	70	45
84	20	—	45	45	115	70
104	30	—	60	60	160	100
124	38	—	70	70	200	135

UN NÚMERO CADA SE PUEDE TINGULAR EN UNA MISMA SECCIÓN  
 \* NO SE PERMITIRÁN TRANSPARENTES, SE DEBERÁN CONECTAR CON  
 MEDIANOS O SOLDADURA A TOPE

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**I. N. E. P. ARAÚCANO**

PROFESOR: JAVIER  
 ALUMNO: JAVIER  
 MATERIA: P.A.C.

PROYECTO DE ESTRUCTURA  
 PROYECTO DE ESTRUCTURA DE UN PISO DE CONCRETO Y ACERO EN UN PISO DE CONCRETO, CON ACERO

**ESTRUCTURACION DE LA CIMENTACION**

FECHA: 15/05/2015  
 HOJA 1 DE 3  
 PÁGINA 10 DE 11

# CAPITULO VII. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

■ RECOMENDACIONES

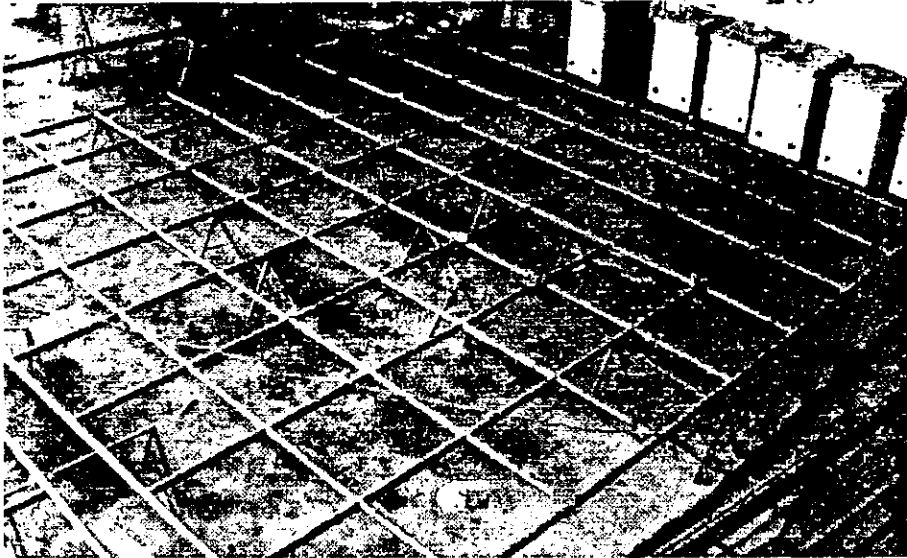
■ CONCLUSIONES

## **CAPÍTULO VII. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES**

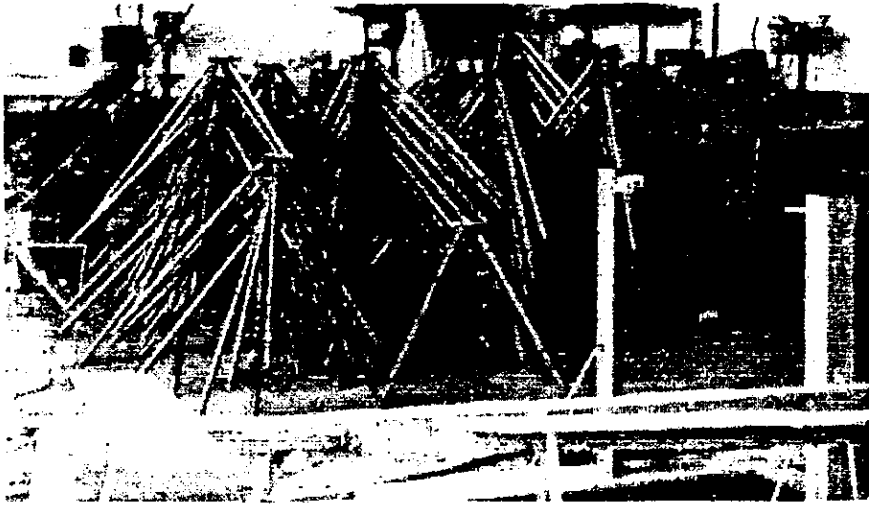
### **I. RECOMENDACIONES**

#### **1.1. FABRICACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA**

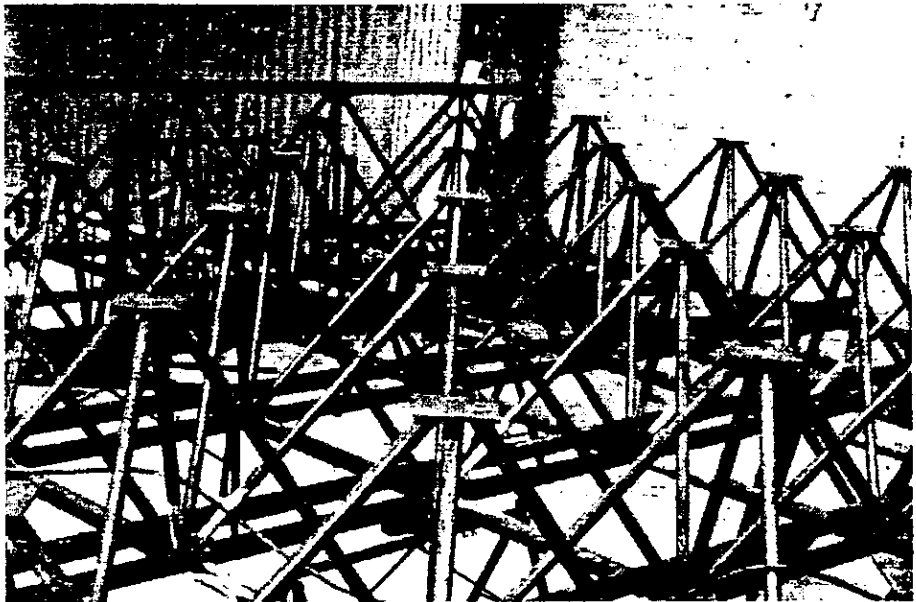
La fabricación de la superestructura, primeramente se hará por módulos o tableros. Se empezará a habilitar el material de las cuerdas superiores a manera de construir una malla de las dimensiones del tablero, en el caso del cuerpo "A" será de 17mx10m, y para el cuerpo "B" será de 8mx8m, cuya distancia entre ejes para la cuadrícula será de 1m entre ejes para ambos sentidos. La fabricación de dichas mallas se hará sobre bancos o caballetes de 0.5m de altura aproximadamente.



Simultáneamente se podrá empezar a habilitar el material para las diagonales, que se armaran y soldarán aparte en forma de "piñas" unidas en el nudo por medio de una placa de 15cmx15cmx3/8", estas "piñas" se podrán soldar sobre el banco donde se arman para facilitar el trabajo de aplicación de soldadura que se describe posteriormente.



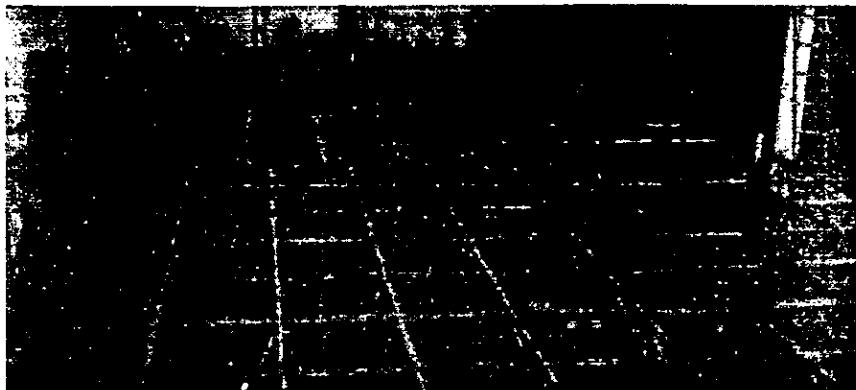
Una vez terminada la malla que formará las cuerdas superiores (que para su fabricación quedará debajo de la inferior) se puntearan las placas de 15cmx15cmx3/8" en cada nudo. Ya fabricadas varias "piñas", se procederá a puntear las mismas sobre la malla cuadrículada a manera de armar las diagonales.





Ya que se terminaron de armar todas las “piñas” sobre la malla que forma la cuerda superior, se armará sobre las mismas, la malla que formará la cuerda inferior para después de haber terminado se aplique la soldadura en todos los nudos del tablero totalmente armado y se proceda a pintar en taller.

Este mismo procedimiento se hará para todos los tableros que forman los respectivos cuerpos “A” y “B”.



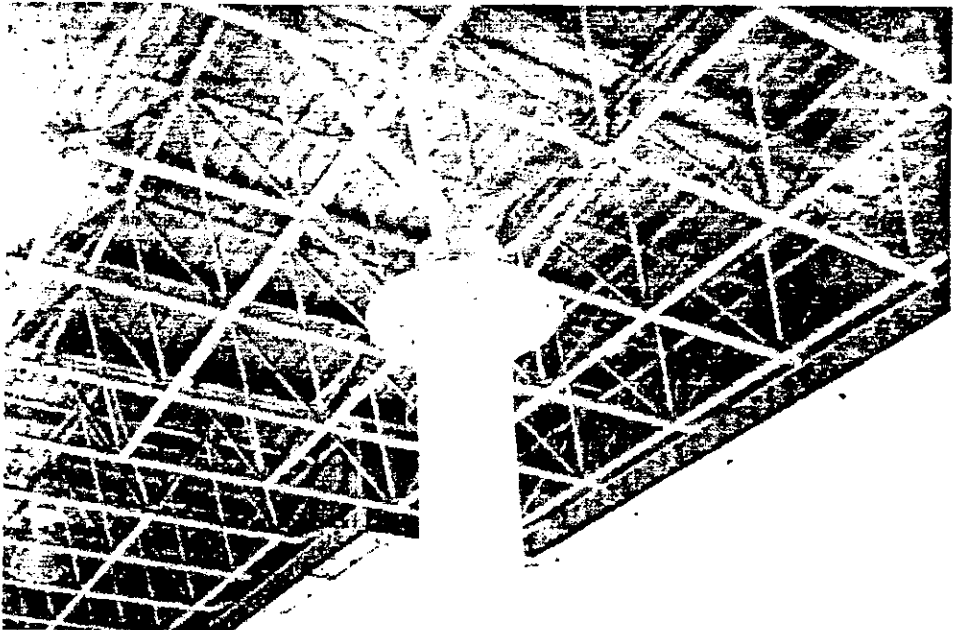
Las columnas se podrán habilitar y en caso de empates se harán con bicel a 45° en ambas piezas a unir, con una separación entre ellas de mínimo 6 mm para garantizar la penetración de la soldadura.



Una vez terminadas se unirán las placas de base teniendo cuidado de que queden bien alineadas y a escuadra.

Las placas base ya deben de estar barrenadas antes de aplicar la soldadura de unión.

También se soldaran a ellas las placas de conexión de las diagonales de apoyo en la parte superior de la columna. Se tendrá especial cuidado en checar correctamente las elevaciones para no dejar la columna ni más larga ni más corta de lo que indica el proyecto.



## 1.2. CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación se construirá, si es posible, antes de que se termine la fabricación de la superestructura.

Las excavaciones serán las mínimas posibles. El desplante de las zapatas deberá hacerse a la elevación indicada en el plano correspondiente o en el estrato que admita un esfuerzo normal de trabajo a la compresión de 3.0 ton/m<sup>2</sup>.

Las zapatas nunca se desplantaran sobre rellenos, basura, materia orgánica o cualquier otro material que no sea el terreno natural. En caso de que se tengan que emplear rellenos para alcanzar la profundidad de desplante indicada, se hará por capas horizontales con espesor no mayor a 30 cm, compactadas como mínimo al 90% de su peso volumétrico óptimo.

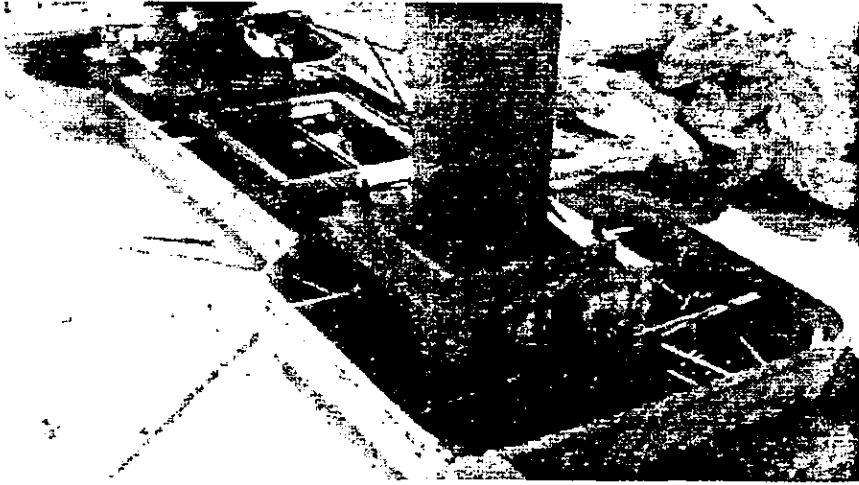


Se tendrá especial cuidado en colocar y alinear las anclas que fijarán a las columnas antes de que se efectúe el colado de las zapatas.

La cimbra se retirará como mínimo a los cuatro días de haberse efectuado el colado.

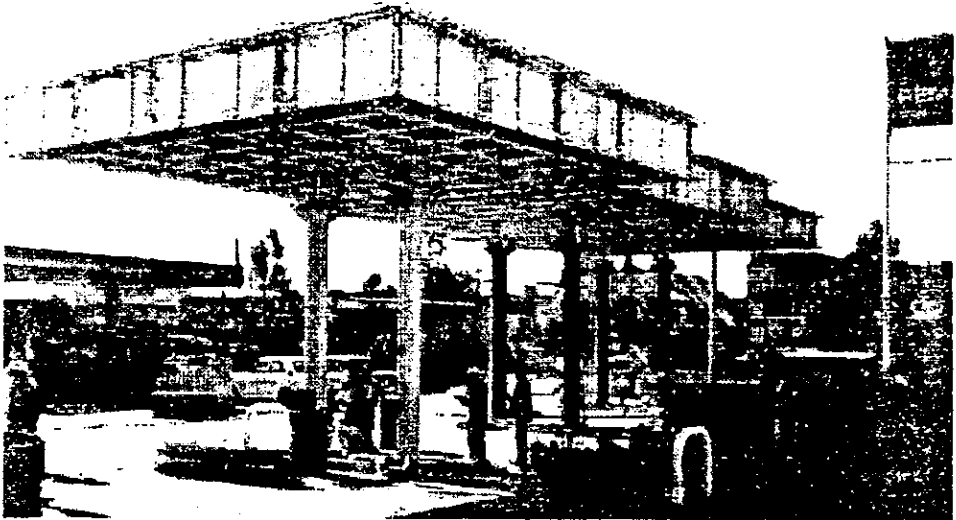
### **1.3. MONTAJE**

Después de transportados los tableros a la obra, y ya construidas las zapatas de cimentación se procederá a colocar y alinear (de preferencia con teodolito o tránsito) las columnas, con cuidado de apretar las tuercas de las anclas para garantizar su continuidad a la cimentación.



Se soldarán las diagonales de apoyo a la superestructura y se colocará con ayuda de una grúa sobre los apoyos para inmediatamente después de alinear los tableros poder soldar a las columnas.

Los trabajos de techado, bajadas de agua, alumbrado y colocación del faldón informativo se podrá colocar inmediatamente después de montada la estructura.



## II. CONCLUSIONES

El objetivo fundamental del ingeniero civil como diseñador de estructuras, es lograr una estructura económica y segura, que cumpla además ciertos requisitos estético. Para alcanzar esta meta el diseñador debe tener un conocimiento completo del comportamiento del material o materiales que empleará, así como del comportamiento de la estructura como tal. El debe saber y hacer que la estructura se comporte a su conveniencia, por ello se podría decir que el diseño estructural es un arte basado en la habilidad creativa, imaginación y experiencia del diseñador. Sin embargo el propietario y/o el usuario deben recibir los mayores beneficios dentro de sus posibilidades económicas, esto requiere el desarrollo de nuevos tipos de estructuras y nuevas técnicas de construcción que se verán favorecidas para su análisis con una herramienta magnífica en nuestra era, "la computadora".

Esta herramienta nos permitirá hacer nuestra estructura lo más óptima posible en cuanto a funcionalidad, economía y estética en un tiempo relativamente corto con un mínimo de esfuerzo, sin olvidar la seguridad que, considero, es el factor más importante en el diseño que ya no se basa en la experiencia del ingeniero, o en estructuras similares con un comportamiento satisfactorio, sino en una teoría (elástica) donde los esfuerzos de trabajo no sobrepasan a los esfuerzos de falla, sin embargo, no se puede hablar de un 100% de seguridad ya que las estructuras están afectadas por cargas de magnitudes impredecibles como ráfagas de viento, avenidas, sismos, etc.

Como resultado de estos fenómenos se llega a la conclusión de que el diseño de las estructuras debe basarse, más que en la economía, y estética en el concepto de seguridad que incluya la probabilidad de falla.