

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**  
**SEDE QUITO**

**FACULTAD DE INGENIERÍAS**

**CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

**Tesis previa a la obtención del título de “INGENIERO MECÁNICO”**

**“DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA PARA  
VIVIENDA DISTRIBUIDA EN TRES PLANTAS. ÁREA TOTAL DE  
321.5m<sup>2</sup>”**

**TOMO I de II**

**AUTORES: CÉSAR STALIN BONILLA COBOS y  
JULIO CÉSAR TAPIA MALDONADO**

**DIRECTOR: INGENIERO FERNANDO LARCO**

**Quito, Marzo 2010**

## **DEDICATORIA**

A mis padres por el apoyo incondicional, el sacrificio y esfuerzo que me brindaron constantemente para la culminación del presente trabajo.

Stalin B.

## **DEDICATORIA**

A mi familia por todo el esfuerzo y la confianza depositada en mi, para realizar y terminar este proyecto de tesis.

Julio T.

## **AGRADECIMIENTO**

A nuestro director de tesis Ing. Fernando Larco por compartir sus conocimientos, el ejemplo, la confianza y el apoyo que nos ha brindado para poder culminar con éxito este proyecto.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b>	<b>I</b>
<b>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b>	<b>II</b>
<b>JUSTIFICACIÓN</b>	<b>IV</b>
<b>OBJETIVOS</b>	<b>V</b>
<b>HIPÓTESIS</b>	<b>VI</b>
<b>ALCANCE</b>	<b>VII</b>
<b>METODOLOGÍA</b>	<b>VIII</b>

## CAPÍTULO I

<b>FUNDAMENTOS TEÓRICOS</b>	<b>1</b>
1.1 Generalidades	1
1.1.1 Acero estructural	1
1.1.1.1 Propiedades del acero estructural	2
1.1.2 Tipos de acero estructural	3
1.1.2.1 Acero ASTM A36	4
1.1.2.2 Acero ASTM A 588 Gr A	4
1.1.2.3 Acero ASTM A 283 Gr C	4
1.1.2.4 Acero ASTM A 572	5
1.1.3 Esfuerzo - deformación del acero estructural	5
1.1.3.1 El esfuerzo	6
1.1.3.2 La deformación	6
1.1.3.3 Región lineal	6
1.1.3.4 Plasticidad perfecta o fluencia	7
1.1.3.5 Endurecimiento por deformación	7
1.1.3.6 Estricción	8
1.1.4 Tipos de perfiles del acero estructural	8
1.1.4.1 Perfiles de acero laminados en caliente	9
1.1.4.2 Perfiles de acero conformados en frío	10
1.2 Tipos de estructuras metálicas	11
1.2.1 Vigas y columnas en celosía	11
1.2.1.1 Ventajas de los miembros en celosía	12
1.2.1.2 Desventajas de los miembros en celosía	12

1.2.2 Vigas y columnas de alma llena con perfiles	12
1.2.2.1 Ventajas de los miembros de alma llena con perfiles	13
1.2.2.2 Desventajas de los miembros de alma llena con perfiles	13
1.2.3 Vigas y columnas de alma llena armadas	14
1.2.3.1 Ventajas de los miembros de alma llena armados	14
1.2.3.2 Desventajas de los miembros de alma llena armados	14
1.3 Cargas de diseño	15
1.3.1 Tipos de cargas de diseño	15
1.3.1.1 Cargas muertas	15
1.3.1.2 Cargas vivas	18
1.3.1.3 Cargas provocadas por el medio ambiente	20
1.4 Métodos aproximados de análisis de estructuras hiperestáticas	26
1.4.1 Análisis de estructuras de edificios para cargas verticales	27
1.4.2 Análisis de estructuras de edificios para cargas horizontales	28
1.5 Áreas tributarias	29
1.5.1 Área tributaria para columnas	29
1.5.2 Área tributaria para vigas	30
1.6 Diseño de miembros a compresión	31
1.6.1 Tipos de perfiles para columnas	32
1.6.2 Fórmulas para columnas	33
1.6.3 Longitudes efectivas en marcos	35
1.6.3.1 Desplazamiento lateral	37
1.6.4 Clasificación de las secciones de acero	39
1.6.4.1 Secciones compactas	39
1.6.4.2 Secciones no compactas	39
1.6.4.3 Secciones esbeltas	40
1.6.5 Elementos no atiesados	41
1.6.6 Elementos atiesados	42
1.6.7 Esfuerzo permisible para cargas axiales a compresión	44
1.7 Diseño de vigas	45
1.7.1 Esfuerzo permisible de vigas	47
1.7.2 Pandeo local del patín PLP	47
1.7.3 Pandeo local del alma PLA	48

1.7.4 Tipos de secciones sometidas a momento flexionante	49
1.7.5 Soporte lateral de vigas	50
1.7.6 Esfuerzo cortante	51
1.7.7 Esfuerzo permisible de corte	52
1.7.8 Atiesadores para vigas	53
1.7.8.1 Atiesadores intermedios	53
1.7.8.2 Atiesadores de apoyo	54
1.7.9 Fluencia local del alma	55
1.7.10 Aplastamiento del alma	57
1.7.11 Limitaciones a las deflexiones de vigas	58
1.8 Miembros bajo fuerzas combinadas	59
1.8.1 Ecuaciones para miembros bajo cargas axiales más flexión	60
1.8.1.1 Primera ecuación para estabilidad	60
1.8.1.1.1 Factor de reducción o modificación	61
1.8.1.2 Segunda ecuación para condiciones de esfuerzo	62
1.8.1.3 Tercera ecuación alternativa	62
1.9 Placas para base de columnas	63
1.9.1 Placas base de columnas resistentes a momentos	63
1.9.1.1 Excentricidad baja	64
1.9.1.2 Excentricidad moderada	65
1.9.1.3 Excentricidad alta	67
1.10 Pernos de anclaje	69
1.10.1 Pernos de anclaje con gancho	70
1.11 Procesos de soldadura	73
1.11.1 Soldadura por arco eléctrico protegido SMAW	73
1.11.2 Soldadura con gas y arco metálico GMAW	74
1.11.3 Tipos de soldadura	76
1.11.3.1 De ranura	76
1.11.3.2 De filete	77
1.11.4 Requisitos de la especificación AISC-ASD para soldaduras	80
1.11.5 Conexiones soldadas	82
1.11.5.1 Ventajas de las conexiones soldadas	82
1.12 Conexiones de miembros	82

1.12.1 Conexiones simples	83
1.12.1.1 Conexiones simples sin asiento	83
1.12.1.2 Conexiones simples con asiento	86
1.12.2 Conexiones semirígidas	87
1.12.3 Conexiones rígidas	88
1.12.4 Conexión entre patín y alma de las vigas.	90
1.12.5 Criterios recomendados de diseño sísmico para nuevos edificios	91
1.12.5.1 Clasificación de marcos con transmisión de momento	92
1.12.5.2 Conexiones a momento precalificadas	93

## **CAPÍTULO II**

<b>ESTUDIO DE ALTERNATIVAS</b>	<b>97</b>
2.1 Proceso de toma de decisión	97
2.1.1 Proceso de Análisis Jerárquico (AHP)	98
2.1.1.1 Pasos a seguir en el Proceso de Análisis Jerárquico	99
2.2 Toma de decisión analizando la constitución de la estructura metálica	102
2.2.1 Estructuración del problema multicriterio	102
2.2.1.1 Definición del problema multicriterio	102
2.2.1.2 Alternativas analizando la constitución de la estructura	103
2.2.1.3 Determinación de criterios	103
2.2.2 Análisis del problema multicriterio	105
2.2.2.1 Jerarquización general del problema multicriterio	105
2.2.2.2 Comparación en pares de los criterios en análisis	106
2.2.2.3 Comparación en pares de las alternativas	106
2.2.2.4 Priorización global para las alternativas	109

## **CAPÍTULO III**

<b>DISEÑO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA</b>	<b>111</b>
3.1 Dimensiones de la estructura	111
3.2 Consideraciones generales para el diseño de la estructura	114
3.3 Determinación de las cargas de diseño	115
3.3.1 Cálculo de cargas muertas	115
3.3.2 Cálculo de cargas vivas	118

3.3.3 Cálculo de cargas ambientales	119
3.4 Análisis de fuerzas por métodos aproximados para marcos	123
3.4.1 Análisis de fuerzas para cargas verticales	123
3.4.2 Análisis de fuerzas para cargas horizontales (laterales)	129
3.5 Cálculo de viga secundaria crítica (VS10)	132
3.6 Cálculo de miembros bajo fuerzas combinadas	138
3.6.1 Cálculo de viga principal crítica (VP1) sismo en sentido X	139
3.6.2 Cálculo de columna crítica (C1) sismo en sentido X	153
3.6.3 Cálculo de columna crítica (C1) sismo en sentido Y	160
3.7 Verificación de las secciones mediante el programa SAP 2000	163
3.7.1 Escoger unidades.	164
3.7.2 Crear la geometría del modelo.	164
3.7.3 Definición y asignación de las propiedades.	165
3.7.4 Asignación de cargas	166
3.7.5 Ejecución del programa	167
3.7.6 Análisis de resultados	169
3.7.6.1 Chequeo por deflexión viga principal I 400 x 4 x 120 x 6	170
3.8 Diseño de la placa base para columna	171
3.9 Diseño de los pernos de anclaje	176
3.10 Diseño de las conexiones soldadas	178
3.10.1 Diseño de las conexiones simples viga principal - viga secundaria	178
3.10.2 Diseño de las conexiones rígidas viga principal - columna	184
3.10.3 Diseño de las conexiones rígidas viga principal - viga principal	189
3.10.4 Cálculo de la soldadura de unión entre alma y patín de las vigas	190
3.10.5 Soldadura de unión entre los canales C para formar las columnas	192
3.10.6 Soldadura de unión entre columna - placa base	192
3.10.7 Verificación de la columna por pandeo local del patín.	194

## **CAPÍTULO IV**

<b>CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE</b>	<b>197</b>
4.1 Generalidades para la planificación de la construcción	197
4.1.1 Cronograma de actividades para la fabricación y el montaje	197
4.1.1.1 Cronograma de actividades para la fabricación	198

4.1.1.2 Cronograma de actividades para el montaje	200
4.1.2 Montaje de la estructura	201

## **CAPÍTULO V**

<b>COSTOS</b>	<b>211</b>
5.1 Consideraciones generales de costos	211
5.2.1 Detalle de materia prima	212
5.2.2 Costo de materiales	217
5.2.3 Costo de consumibles de fabricación	218
5.2.4 Costo de consumibles de montaje	219
5.2.5 Costo de mano de obra de fabricación	220
5.2.6 Costo de mano de obra de montaje	221
5.2.7 Resumen de costos de la estructura	222
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>223</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>225</b>
<b>GLOSARIO</b>	<b>226</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>229</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>232</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Diagrama esfuerzo-deformación idealizado para materiales dúctiles	5
Figura 1.2	Perfiles laminados en caliente	9
Figura 1.3	Perfiles conformados en frío	10
Figura 1.4	Estructura con vigas y columnas en celosía	11
Figura 1.5	Estructura con miembros de alma llena con perfiles laminados	13
Figura 1.6	Estructura con vigas y columnas de alma llena armadas	14
Figura 1.7	Distribución del cortante basal $V$ en la altura de la edificación	25
Figura 1.8	Viga empotrada bajo cargas verticales	28
Figura 1.9	Marcos analizados por el método del portal	29
Figura 1.10	Área tributaria para columnas	30
Figura 1.11	Área tributaria teórica para vigas	30
Figura 1.12	Área tributaria práctica para vigas	31
Figura 1.13	Perfiles utilizados para columnas	33
Figura 1.14	Nomogramas para calcular la longitud efectiva en marcos	36
Figura 1.15	Deflexión horizontal de una edificación con ladeo permitido	38
Figura 1.16	Edificaciones con desplazamiento lateral impedido	39
Figura 1.17	Elementos no atiesados en el patín de perfiles I y T	41
Figura 1.18	Elementos no atiesados de ángulos y canales	42
Figura 1.19	Elementos no atiesados en el alma de perfiles T	42
Figura 1.20	Elementos atiesados en el alma de las secciones	42
Figura 1.21	Elementos atiesados en el alma respecto al peralte de las secciones	43
Figura 1.22	Elementos atiesados en patines de perfiles cuadrados	43
Figura 1.23	Elementos atiesados de tubos estructurales redondos	43
Figura 1.24	Nomenclatura de la sección transversal	45
Figura 1.25	Pandeo local del patín	47
Figura 1.26	Pandeo local del alma de una viga	48
Figura 1.27	Pandeo lateral torsional de una viga	51
Figura 1.28	Atiesadores intermedios	54
Figura 1.29	Atiesadores de apoyo	55
Figura 1.30	Fluencia local del alma	56
Figura 1.31	Aplastamiento del alma	57
Figura 1.32	Placas bases soldadas a columnas	63

Figura 1.33	Análisis de fuerzas para excentricidad baja	64
Figura 1.34	Análisis de fuerzas para excentricidad moderada	66
Figura 1.35	Análisis de fuerzas para excentricidad alta	67
Figura 1.36	Pernos de anclaje	70
Figura 1.37	Longitudes del perno de anclaje tipo L (acero A36)	72
Figura 1.38	Proceso de soldadura por arco eléctrico protegido SMAW	74
Figura 1.39	Proceso de soldadura con gas y arco metálico GMAW	75
Figura 1.40	Nomenclatura para soldadura de ranura	76
Figura 1.41	Nomenclatura para soldadura de filete	78
Figura 1.42	Conexión simple de dos ángulos soldados	84
Figura 1.43	Conexión simple de asiento soldada	86
Figura 1.44	Ejemplo de conexión semirrígida	87
Figura 1.45	Ejemplo de conexión rígida	88
Figura 1.46	Zona común de iniciación de fracturas frágiles	92
Figura 1.47	Conexión con reducción de viga (hueso de perro)	94
Figura 1.48	Conexión con placas soldadas en los patines	95
Figura 2.1	Modelo para proceso de toma de decisiones	97
Figura 2.2	Jerarquización del problema multicriterio	105
Figura 3.1	Terreno donde se construirá la estructura metálica	111
Figura 3.2	Estructura de la vivienda (vista isométrica)	112
Figura 3.3	Estructura de la primera planta de la vivienda (vista isométrica)	112
Figura 3.4	Estructura de la segunda planta de la vivienda (vista isométrica)	113
Figura 3.5	Estructura de la tercera planta de la vivienda (vista isométrica)	113
Figura 3.6	Distribución de cargas en la estructura	124
Figura 3.7	Áreas tributarias de vigas secundarias VS5 y VS10	125
Figura 3.8	Detalle de cargas de la viga principal crítica VP1	126
Figura 3.9	Diagrama de cuerpo libre del tramo central de la viga principal	127
Figura 3.10	Diagramas de corte y momento del tramo central de la viga VP1	128
Figura 3.11	Diagrama de cuerpo libre de los tramos al extremo de la viga VP1	128
Figura 3.12	Diag. corte y momento de los tramos al extremo de la viga VP1	129
Figura 3.13	Análisis de fuerzas de marcos frontales para cargas de sismo	130

Figura 3.14	Análisis de fuerzas de marcos laterales para cargas de sismo	131
Figura 3.15	Sección transversal a ser analizada para viga secundaria	134
Figura 3.16	Sección transversal a ser analizada para viga VP1	140
Figura 3.17	Viga crítica VP1 (1C_1; 1C_2) detallada en los marcos frontales	142
Figura 3.18	Nueva sección transversal a ser analizada para viga VP1	144
Figura 3.19	Esquema de la unión entre alma y patín	150
Figura 3.20	Designación de las dimensiones para analizar la deflexión	152
Figura 3.21	Detalle de la sección transversal a ser analizada para columna	154
Figura 3.22	Columna crítica C1 (C_2; 1C_2) detallada en los marcos frontales	156
Figura 3.23	Columna crítica C1 (C_2; 1C_2) detallada en los marcos laterales	157
Figura 3.24	Geometría del modelo de la estructura metálica	165
Figura 3.25	Asignación de miembros	166
Figura 3.26	Asignación de cargas a los miembros	167
Figura 3.27	Resultados del análisis de cargas (sismo en sentido X)	168
Figura 3.28	Asignación de cargas (sismo en sentido Y)	169
Figura 3.29	Dimensiones asumidas de la placa base	172
Figura 3.30	Línea de ejes para pernos de anclaje	173
Figura 3.31	Distribución de cargas de apoyo de la placa	175
Figura 3.32	Esfuerzos y cargas generados en la placa base	175
Figura 3.33	Distribución de agujeros para pernos de anclaje en la placa base	177
Figura 3.34	Dimensiones a usar para el perno de anclaje	178
Figura 3.35	Soldadura A de la conexión simple	179
Figura 3.36	Dimensiones de la soldadura tipo A	180
Figura 3.37	Soldadura B de la conexión simple	182
Figura 3.38	Dimensiones de la soldadura tipo B	182
Figura 3.39	Destaje de viga secundaria	184
Figura 3.40	Dimensiones del destaje	184
Figura 3.41	Conexión rígida con placas soldadas en los patines WFP	185
Figura 3.42	Dimensiones de las placas conexión columna – viga principal	189
Figura 3.43	Conexión viga principal – viga principal unida a los dos lados	189
Figura 3.44	Conexión viga principal – viga principal unida a un solo lado	190
Figura 3.45	Unión columna – placa base	192
Figura 3.46	Cartela para la unión columna – placa base	194

Figura 3.47	Atiesador de continuidad para columna	195
Figura 4. 1	Placa base y pernos de anclaje	201
Figura 4. 2	Colocación de columnas	202
Figura 4. 3	Construcción de la planta en la cota N+3000	202
Figura 4. 4	Vigas de la planta de ubicación en la cota N+3000	203
Figura 4. 5	Planta de ubicación en la cota N+6000	203
Figura 4. 6	Vigas de la planta de ubicación en la cota N+6000	204
Figura 4. 7	Vigas de la planta de ubicación en la cota N+9000	204
Figura 4. 8	Planta de ubicación en la cota N+9000	205
Figura 4. 9	Armado de volados en la cota N+3000	205
Figura 4. 10	Vigas de volados en las cotas N+3000 y N+6000	206
Figura 4. 11	Conexión típica placa base - columna	206
Figura 4. 12	Conexión típica viga principal columna	207
Figura 4. 13	Conexión típica de dos vigas principales (un solo lado de unión)	207
Figura 4. 14	Conexión típica de dos vigas principales (dos lados de unión)	208
Figura 4. 15	Conexión típica viga principal – viga secundaria	208
Figura 4. 16	Tapa superior de columna	209
Figura 4. 17	Estructura terminada (vista posterior)	209
Figura 4. 18	Estructura terminada (vista lateral)	210
Figura 4. 19	Estructura terminada (vista lateral 2)	210

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1	Cargas muertas mínimas por área levantada	17
Tabla 1.2	Cargas muertas mínimas por área ocupada	18
Tabla 1.3	Cargas vivas mínimas de piso	19
Tabla 1.4	Cargas vivas mínimas en kg/m <sup>2</sup> para cubiertas	20
Tabla 1.5	Coefficiente de exposición $c_e$	22
Tabla 1.6	Coefficientes eólicos para edificios tipo caja	22
Tabla 1.7	Longitudes efectivas de columnas	35
Tabla 1.8	Factores para miembros conectados rígidamente	37
Tabla 1.9	Razones límite ancho/espesor para elementos a compresión	40
Tabla 1.10	Longitud mínima de pernos de anclaje	73
Tabla 1.11	Esfuerzos permisibles para soldaduras	80
Tabla 1.12	Tamaños mínimos de soldadura de filete	81
Tabla 1.13	Coefficientes $C_1$	85
Tabla 2.1	Escala de razón para el AHP	99
Tabla 2.2	Índice de consistencia aleatoria (IC)	102
Tabla 3.1	Resultados de cargas que actúan en el piso	118
Tabla 3.2	Resultado de cargas que actúan en la cubierta	118
Tabla 3.3	Resultados de cargas laterales de sismo y viento	123
Tabla 3.4	Resultados de análisis de cargas verticales en la viga crítica VP1	129
Tabla 3.5	Resultados de columnas desde el nivel N +0.0 hasta el nivel N +3000	131
Tabla 3.6	Resultados de vigas al nivel N +3000 de la estructura	132
Tabla 3.7	Factores de rigidez de columnas y vigas para marcos frontales	156
Tabla 3.8	Factores de rigidez de columnas y vigas para marcos laterales	157
Tabla 3.9	Asignación de los miembros por colores	165
Tabla 4. 1	Cronograma de actividades para la fabricación	198
Tabla 4. 2	Cronograma de actividades para la fabricación (continuación)	199
Tabla 4. 3	Cronograma de actividades para el montaje	200
Tabla 5. 1	Detalle de materia prima	212

Tabla 5. 2	Detalle de materia prima (continuación)	213
Tabla 5. 3	Detalle de materia prima (continuación)	214
Tabla 5. 4	Detalle de materia prima (continuación)	215
Tabla 5. 5	Detalle de materia prima (continuación)	216
Tabla 5. 6	Costo de materiales	217
Tabla 5. 7	Costo de consumibles de fabricación	218
Tabla 5. 8	Costo de consumibles de montaje	219
Tabla 5. 9	Costo de mano de obra de fabricación	220
Tabla 5. 10	Costo de mano de obra de montaje	221
Tabla 5. 11	Resumen de costos de la estructura	222

## NOMENCLATURA

A	área de la sección transversal sometida a la carga axial
a	distancia libre entre rigidizadores transversales
A	distancia sobre la cual la fuerza de apoyo ocurre
A'	distancia entre el perno de anclaje y el centro de la columna
A <sub>1</sub>	área de la placa base
A <sub>2</sub>	área del concreto
A <sub>efectiva</sub>	área efectiva de la viga igual a el espesor del alma por el peralte
A <sub>o</sub>	área de la sección transversal de la probeta
B	ancho de la placa base
b <sub>f</sub>	ancho del patín
c	distancia desde la fibra neutra a la fibra más alejada de la sección
CEC	Código Ecuatoriano de la Construcción
C <sub>m</sub>	coeficiente de suelo
C <sub>m</sub>	factor de modificación
c <sub>p</sub>	coeficiente eólico global
CPE	Código de Práctica Ecuatoriano
C <sub>t</sub>	factor de respuesta estructural
d	diámetro del perno
d	peralte nominal de la viga
D	tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada
e	excentricidad.
E	módulo de elasticidad del material
<i>f</i>	flujo cortante
F' <sub>e</sub>	esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad
f <sub>a</sub>	esfuerzo axial de compresión en el elemento del miembro
F <sub>a</sub>	esfuerzo permisible si solo se tuviesen esfuerzos axiales
f <sub>b</sub>	esfuerzo de flexión
F <sub>b</sub>	esfuerzo permisible si solo se tuviesen esfuerzos por flexión
f' <sub>c</sub>	resistencia a compresión del concreto
f <sub>p</sub>	esfuerzo máximo de apoyo
F <sub>t</sub>	esfuerzo permisible a tensión

$F_u$	esfuerzo último del material del perno
$f_v$	esfuerzo cortante
$F_v$	esfuerzo permisible de corte
$F_y$	esfuerzo de fluencia
$h_n$	altura máxima de la edificación de n pisos
I	factor de tipo de uso e importancia de la estructura
I	momento de inercia de la sección
k	distancia de la cara exterior del patín a la punta del filete en el alma
$k_1$	radio del filete
KL	longitud efectiva del miembro
L	distancia en plg entre puntos de soporte lateral
l	longitud de la soldadura más larga
L	longitud del claro
$l_e$	longitud efectiva de la soldadura de ranura.
$L_h$	longitud del gancho
$l_o$	longitud de la pieza a cualquier carga P
M	momento flexionante
N	largo de la placa base
N	longitud de apoyo mínima para cargas concentradas en los extremos
$N'$	distancia del borde de la placa a la fuerza provocada por el perno
P, $P_a$	carga axial aplicada a la placa base
$P_e$	carga crítica de pandeo
q	carga uniformemente distribuida.
Q	momento estático
$q_b$	presión dinámica del viento
$q_e$	presión estática
R	carga concentrada o reacción en el miembro
R	coeficiente de reducción de respuesta estructural
r	radio de giro de la sección transversal
S	coeficiente de tipo de suelo
S	módulo de sección
T	distancia libre entre patines del alma
T	fuerza a tensión horizontal provocada por el momento

$T$	período de vibración
$t_e$	tamaño efectivo de la garganta igual al tamaño de la soldadura
$t_f$	espesor del patín
$t_w$	espesor del alma
$V$	cortante basal de diseño
$V$	fuerza cortante externa en la sección considerada
$V_b$	valor básico de la velocidad del viento
$W$	carga muerta total de la estructura
$Z$	factor de zona
$\Delta$	deflexión
$\delta_b$	densidad del viento
$\varepsilon$	deformación
$\Phi_E$	coeficiente de configuración estructural en elevación
$\Phi_p$	coeficiente de configuración estructural en planta

## **Resumen:**

La presente tesis abarca el diseño y la construcción de una estructura en acero para vivienda de tres plantas utilizando el método de diseño por esfuerzos permisibles ASD así como normas, códigos y especificaciones de construcción vigentes tanto en el Ecuador como en otros países.

En primera instancia se realiza un estudio de alternativas sobre los tipos de constitución de estructuras metálicas, llegando a determinar que la alternativa por medio de vigas y columnas de alma llena armadas es la más adecuada para este proyecto de tesis, tomando en cuenta criterios de costo, tiempo, estética, entre otros.

El análisis de cargas y fuerzas que actúan en la estructura se realiza por medio de probados métodos aproximados de diseño tanto para cargas laterales como para cargas verticales; de este análisis se parte para realizar el diseño manual de los miembros estructurales críticos, los cuales una vez calculados se verificó a través de un software de ingeniería estructural SAP2000 pues es un método exacto de diseño.

Se realiza una amplia investigación para finalmente utilizar los criterios recomendados de diseño sísmico para nuevos edificios de marcos rígidos con transmisión de momento, que se enfoca principalmente en los nuevos tipos de conexiones entre miembros estructurales para reducir al máximo el riesgo de colapso de las estructuras de acero frente a terremotos.

Una vez aprobados definitivamente a los miembros y elementos calculados mediante métodos aproximados y exactos se procedió a su construcción y montaje, de acuerdo al plano estructural de conjunto y a los planos de taller realizados y anexados todos ellos al final del presente trabajo, los cuales disponen de las dimensiones, listado de materiales y otros datos necesarios para realizar esta labor.

Al final se detalla los costos de la construcción de la estructura, y se cumple así con los objetivos planteados inicialmente para el desarrollo de este trabajo.

**Tema:**

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA PARA VIVIENDA DISTRIBUIDA EN TRES PLANTAS. ÁREA TOTAL DE 321.5 m<sup>2</sup>.

**Planteamiento del problema:**

En la actualidad en el Ecuador, a pesar de que ya están lejos los tiempos en que las obras civiles eran netamente de hormigón, y se ha dado paso a la construcción mixta de estructura de acero con losas y mampostería de cemento que todavía no están lo suficientemente difundidas entre los diseñadores, constructores y la gente en general, por el temor que sin base técnica real, genera este tipo de construcción, frenando así el avance de esta industria que hoy en día goza de un extraordinario nivel técnico y de desarrollo.

El desconocimiento de este sistema de construcción dentro de la realidad nacional origina un pensamiento conservacionista de las personas que construyen sus casas, tendiendo a interpretar que este tipo de estructuras son frágiles y difíciles de decorar, criterios totalmente errados puesto que hoy en día existen grandes estructuras fabricadas en acero y además toda una variedad de materiales para realizar la decoración de estas superficies.

Este pensamiento trae como consecuencia que no se desarrolle con total amplitud proyectos a gran escala, como ya vienen implementando desde muchos años atrás países del primer mundo, proporcionando obras de gran envergadura y de fascinante estética.

En general, este tipo de edificaciones se construyen con elementos lineales ya conocidos en el medio como son: columnas, vigas, viguetas y correas de metal, y los complementos como: placas colaborantes y elementos de fachada. Estos componentes pueden complementarse con otros, como cubiertas de fibrocemento o gypsum, de bloques de hormigón o cerámicos, etc.

Las características técnicas que cumple una estructura metálica son tomadas como referencia del Código Ecuatoriano de la Construcción dictado por el INEN y otras normas, teniendo como base inicial un análisis de cargas sobre la estructura y agrupándolas obedeciendo a su carácter y duración. Estas cargas que se aplican a viviendas y edificios se clasifican como: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

A tal fin y para tener una mejor percepción de las ventajas de la construcción mixta, se propone la construcción de una vivienda en este estilo, planteando para esa necesidad el diseño y construcción de una estructura metálica para vivienda, bajo las condiciones de carga anteriormente clasificadas.

## **Justificación:**

La falta de información y dado que todavía no está completamente difundido estos métodos de construcción, son necesarias conocer las ventajas y desventajas que conlleva principalmente el construir este tipo de vivienda mixta tomando en cuenta las bases técnicas para ser aplicadas tales como cargas colocadas a la estructura, métodos de diseño de vigas y columnas, y programas informáticos de verificación.

Teniendo en cuenta que con el diseño se llega a determinar las formas de una estructura así como los tamaños de las secciones principales y secundarias que deben usarse, es primordial conocer la influencia de elementos prefabricados dentro de este diseño y ampliar conocimientos acerca de los materiales y de los métodos de sujeción que se aplica para unir los diversos miembros de las estructuras.

Considerando que el estilo de la vivienda obedece tendencias actuales, éste tipo de construcción permite acabados en el interior de la vivienda con mejores resultados decorativos, como luz indirecta en los diferentes ambientes y variedad de diseños en techos y paredes.

Con la estructura de acero se optimiza espacios dentro del inmueble dado a que puede manejar más distancia entre columnas sin aumentar significativamente la altura de las vigas, en consecuencia las secciones son menores en los miembros resistentes.

Fundamento no menos importante, es el tiempo de ejecución de la construcción, siendo este más eficiente que las estructuras construidas con hormigón armado, principalmente porque los tiempos de fraguado que demanda el hormigón son extensos. También este tipo de construcción brinda un montaje más limpio debido a que se genera menor cantidad de desperdicios.

## **Objetivos**

### **General:**

Diseñar y construir una estructura metálica para vivienda distribuida en tres plantas con 321.5 m<sup>2</sup> de área total de construcción.

### **Específicos:**

- Analizar las alternativas y criterios de los tipos de constitución de secciones más utilizadas dentro de las estructuras metálicas, para direccionar el diseño.
- Diseñar la estructura tomando en cuenta el análisis de alternativas, los cálculos necesarios, referencias técnicas, normas y estética general del inmueble.
- Elaborar el plano de conjunto y los planos de taller de los elementos que conforman la estructura metálica.
- Realizar la planificación de ejecución del proyecto para la optimización de tiempos en la construcción.
- Construir y armar los componentes necesarios para formar la estructura metálica de acuerdo a las especificaciones de diseño y a la planificación de ejecución.
- Determinar el costo total de la construcción de la estructura metálica para vivienda.

## **Hipótesis**

### **General:**

- El diseño y construcción de una estructura en acero para vivienda brinda todas las garantías y requerimientos regulados, siendo compatible con toda la variedad de acabados existentes en el mercado.

### **Específicas:**

- Para el caso de esta estructura en análisis la alternativa de una estructura constituida por secciones armadas es superior a las constituidas por elementos prefabricados o de alma llena.
- Se logra una eficiente coordinación en la fabricación y el montaje bajo la utilización de planos de taller.
- El tipo de junta soldada cumple satisfactoriamente los requerimientos de carga en este tipo de estructura.
- El método de diseño de elementos finitos y los métodos aproximados son validos para realizar el estudio de los miembros de cualquier estructura.

**Alcance:**

La distribución de espacios y formas de la estructura serán diseñadas, y proporcionadas por el arquitecto, que incluye planos: arquitectónicos, eléctricos y sanitarios, considerando que la estructura está distribuida en tres plantas, la primera planta tiene un área de 122.7 m<sup>2</sup>, la segunda un área de 135.5 m<sup>2</sup> y la tercera con un área de 63.3 m<sup>2</sup>.

Se debe precisar que el diseño y la construcción de la cimentación y obra civil no forman parte de este proyecto de tesis.

El estudio de alternativas está fundamentado en analizar los tipos de constitución de secciones más utilizadas para viviendas y tipos de juntas en estructura metálica, definir los diferentes criterios cuantitativos y cualitativos que afectan directa e indirectamente incluyendo aspectos vitales para tener en cuenta en la toma de decisión, todo este análisis se establece con un modelo o proceso de análisis jerárquico (AHP).

El diseño se basa en determinar las cargas sobre la estructura y realizar el cálculo estructural de las vigas, columnas, juntas, placas y pernos de anclaje, utilizando perfiles y secciones que optimicen el diseño al máximo, teniendo como premisa que estos se encuentren comercialmente en el mercado.

La construcción y montaje consta de columnas, vigas, juntas, placas y pernos de anclaje.

El programa simulador a utilizar es el SAP 2000 y está enfocado en verificar partes críticas del diseño y obtener las deflexiones de la estructura para garantizar que los cálculos realizados estén bien ejecutados.

Se incluye dentro del proyecto la elaboración de los planos estructurales y planos de taller que son de utilidad principalmente en la construcción de la estructura de la vivienda y realizado bajo el programa AUTOCAD.

## **Metodología:**

- **Método deductivo.-** “Es un método de razonamiento que consiste en tomar conclusiones generales para explicaciones particulares. El método se inicia con el análisis de los postulados, teoremas, leyes, principios, de aplicación universal y de comprobada validez, para aplicarlos a soluciones o hechos particulares.”<sup>1</sup>

Por tanto este método se utiliza para el desarrollo del contenido sustentado en información general referente a la construcción de viviendas, logrando determinar varios aspectos específicos para obtener un diseño final del inmueble requerido dentro de los capítulos referentes a las cargas y cálculos de la estructura, también es utilizado para el estudio del proceso jerárquico multicriterios (AHP) usado dentro del capítulo de análisis de alternativas.

- **Método bibliográfico.-** “El método de investigación bibliográfica, es el sistema que se sigue para obtener información contenida en documentos”.<sup>2</sup>

Se usa este método para identificar y acceder a textos, libros y documentos que contengan las tablas, normas, especificaciones, datos y demás ayudas necesarias al momento del estudio de los materiales a utilizarse en el capítulo de análisis de alternativas en el que se pondera de acuerdo a su importancia y utilidad, además en el capítulo referente al análisis de las cargas que va a ser sometida la estructura y principalmente en el capítulo de cálculos de la estructura metálica como tal.

- **Método empírico.-** “Permite efectuar el análisis preliminar de la información, así como verificar y comprobar las concepciones teóricas”.<sup>3</sup>

Una vez ya realizado el diseño de la estructura metálica para vivienda en el capítulo de cálculo de la estructura, se procede al montaje de todos los elementos lineales y de

---

<sup>1</sup> BERNAL, César, *Metodología de la investigación*, 2ª edición, Pearson Educación, México, 2006, pág. 56

<sup>2</sup> EYSSAUTIER, Maurice, *Metodología de la investigación: Desarrollo de la inteligencia*, 5ª edición, Cengage Learning Editores, México, 2006, pág. 92

<sup>3</sup> EYSSAUTIER, Maurice, *Metodología de la investigación: Desarrollo de la inteligencia*, 5ª edición, Cengage Learning Editores, México, 2006, pág. 92

unión, es ahí en donde se logra a través de este método plasmar con total armonía, los lineamientos descritos en los planos y que van a ser alcanzados por el constructor, siguiendo parámetros lógicos de construcción como son la colocación de placas base, luego columnas, vigas y por último correas y comprobando las concepciones teóricas.

# **CAPÍTULO I**

## **FUNDAMENTOS TEÓRICOS**

### **1.1 Generalidades**

La construcción de viviendas cada día es más competitiva lo cual ha impulsado al desarrollo de diferentes técnicas de manufactura; que toman como criterios de diseño disminuir el costo, proteger el medio ambiente, optimización de espacios, etc.

En los países desarrollados el acero se ha posesionado en las últimas décadas como la materia prima fundamental para la construcción de edificios, debido a su gran versatilidad y ahorro importante en el costo final del proyecto; en el Ecuador la utilización de las estructuras de acero aún se encuentra en crecimiento.

El diseño de una estructura metálica puede ser revisado con ayuda de programas informáticos especializados, para minimizar cualquier sobredimensionamiento de materiales, obteniendo como resultado una estructura confiable y económica. Existen diferentes tipos de aleaciones de acero con características particulares, es importante conocer estas cualidades para poder hacer una buena elección el momento de elegir un material u otro.

#### **1.1.1 Acero estructural**

Como se conoce el acero al carbono para estructuras es casi un elemento estructural completo y perfecto. Es posible fabricarlo en una gran variedad de formas y tamaños brindando la suficiente garantía y a un costo relativamente económico. Además al momento de la construcción puede trabajarse y ensamblarse, sin cambiar de modo apreciable sus propiedades físicas, a través de cierto número de técnicas y procedimientos.

Con respecto a la tracción y a la compresión su resistencia es prácticamente la misma. Alrededor de la mitad de su resistencia se comporta elásticamente, por encima de esta zona posee un módulo de elasticidad elevado. Al final de esta zona

inicial de gran rigidez, el acero cede a tensión constante para un alargamiento de 1.5 a 2 por 100, permitiendo así igualarse las tensiones en los puntos en que las cargas, o la fabricación, o el montaje han ocasionado concentración de tensiones. Siguiendo esta zona de fluencia, el material recupera parte de su rigidez original (una pequeña fracción) suficiente para detener lo necesario el grado de aumento de deformación en muchos casos.<sup>4</sup>

#### **1.1.1.1 Propiedades del acero estructural**

Cuando se selecciona un material para construir un edificio en estructura metálica, es necesario conocer sus propiedades mecánicas, así como su capacidad para soportar esfuerzos.

Las propiedades mecánicas de los materiales que resultan ser características particulares que permiten diferenciar un material de otros se determinan en diferentes pruebas de laboratorio. A continuación se describe las propiedades mecánicas del acero estructural.

##### **a) Alta resistencia**

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras; esto es de gran importancia ya que se minimizan los costos de materiales y fabricación.

##### **b) Elasticidad**

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente.

---

<sup>4</sup> NORRIS Charles y otro, *Análisis Elemental de Estructuras*, 4ª edición, McGraw Hill, México, 1982, pág. 30

### **c) Durabilidad**

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán mucho tiempo. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

### **d) Ductilidad**

Es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos.

### **e) Tenacidad**

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Además el acero es un material capaz de absorber energía en grandes cantidades.<sup>5</sup>

## **1.1.2 Tipos de acero estructural**

Existe una variedad de aceros estructurales que por su composición química afecta sobre las propiedades del mismo tales como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura, etc.

El acero estructural más usado es el ASTM A 36 pero hay muchos otros aceros y su demanda va en aumento<sup>6</sup>. Es necesario hacer una descripción de los aceros estructurales existentes en el mercado local con sus aplicaciones más comunes, para determinar a cuál de ellos se inclina considerando el caso que se esté trabajando. La consideración más relevante al momento de escoger el tipo de acero para este caso en particular, es el costo de los perfiles tomando en cuenta otros factores como el peso, tamaños, deflexiones y mantenimiento.

---

<sup>5</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 38

<sup>6</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 15

Aunque los precios de los aceros aumentan con el incremento de los puntos de fluencia, el porcentaje de incremento en los precios no es mayor que el porcentaje de incremento de los puntos de fluencia. En consecuencia, el uso de aceros más resistentes resultará económico en miembros a tensión.<sup>7</sup>

#### **1.1.2.1 Acero ASTM A36**

Es un acero al carbono, utilizado en construcción de estructuras metálicas, puentes, torres de energía, torres para comunicación y edificaciones remachadas, atornilladas o soldadas, herrajes eléctricos y señalización. Es de mediana resistencia y buena soldabilidad, adecuado para la fabricación de vigas soldadas para edificios, bases de columnas y columnas. El esfuerzo de fluencia para este acero es de 2531 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **1.1.2.2 Acero ASTM A 588 Gr A**

Es un acero estructural de alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica para construcción soldada, remachada o atornillada proyectados principalmente para ser utilizados en edificaciones y puentes soldados donde los ahorros en peso o la durabilidad agregada son importantes. La resistencia a la corrosión atmosférica de este acero en la mayoría de los ambientes es sustancialmente mejor que la de los aceros estructurales al carbono. El esfuerzo de fluencia para este acero es de 3515 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **1.1.2.3 Acero ASTM A 283 Gr C**

Tiene las mismas especificaciones y usos del acero ASTM A 36, la diferencia radica en que es un acero laminado en caliente de bobina y el largo de la plancha que se necesita es bajo pedido.

---

<sup>7</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 20

#### 1.1.2.4 Acero ASTM A 572

Para esta especificación existe cinco grados de acero estructural de alta resistencia y de baja aleación. Los Grados 42, 50, y 55 están previstos para estructuras remachadas, atornilladas o soldadas. Los Grados 60 y 65 están previstos para construcciones remachadas o atornilladas de puentes, o para construcciones remachadas, atornilladas o soldadas en otras aplicaciones.

Si el estudio de alternativas determina que la estructura se realice con perfiles de alma llena laminados o con celosía, necesariamente se utilizará el acero ASTM A36 para construir, debido a que es el único que existe en el mercado local para ese tipo de perfiles, mientras si resultan ser vigas y columnas armadas se considerará las opciones en aceros estructurales anteriormente descritas.

#### 1.1.3 Esfuerzo - deformación del acero estructural

La capacidad de los materiales para soportar esfuerzos se obtiene con pruebas o ensayos en los que se les aplican cargas (tensión, compresión, torsión) y se observa su comportamiento. El acero ante pruebas de tensión se comporta como un material dúctil y es graficado en un diagrama llamado de esfuerzo – deformación, siendo una característica importante del material en análisis. La figura 1.1 muestra un diagrama esfuerzo – deformación idealizado para materiales dúctiles.

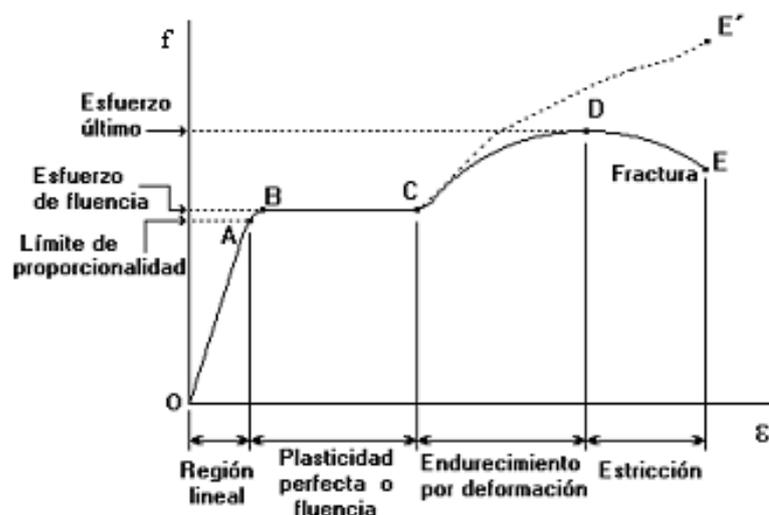


Figura 1.1 Diagrama esfuerzo-deformación idealizado para materiales dúctiles

A continuación se describe las regiones y puntos de importancia que intervienen en el diagrama esfuerzo – deformación de acuerdo a la figura 1.1.

### 1.1.3.1 El esfuerzo

El esfuerzo  $f$  se refiere a la carga aplicada dividida para el área de la sección transversal:

$$f = \frac{P}{A_0} \quad \text{Ec. 1.1}$$

Donde:

$P$  = carga aplicada en cualquier instante

$A_0$  = área de la sección transversal de la probeta

### 1.1.3.2 La deformación

La deformación  $\varepsilon$  Es la relación de la variación de la longitud respecto a la longitud inicial:

$$\varepsilon = \frac{l - l_0}{l_0} \times 100 \% \quad \text{Ec. 1.2}$$

Donde:

$l$  = longitud inicial de la pieza.

$l_0$  = longitud de la pieza a cualquier carga  $P$ .

### 1.1.3.3 Región lineal

En la primera zona del diagrama empieza desde  $O$  con una línea recta, siendo el esfuerzo directamente proporcional a la deformación y con un comportamiento del material de forma lineal por consiguiente elástico; y termina en el punto  $A$  llamado límite de proporcionalidad.

Esta proporcionalidad queda expresada en la ley de Hooke para el esfuerzo  $f$ :

$$f = E\varepsilon$$

**Ec. 1.3**

Donde:

$E$  = módulo de elasticidad del material

$\varepsilon$  = deformación.

El módulo de elasticidad es la pendiente del diagrama en la región lineal o elástica y su valor para el caso del acero es  $2038902 \text{ kg/cm}^2$

#### **1.1.3.4 Plasticidad perfecta o fluencia**

En esta zona, la deformación aumenta mucho más para cada incremento de esfuerzo y la pendiente se reduce hasta llegar al punto B, este punto también es llamado esfuerzo de fluencia  $F_y$  o punto de fluencia, en donde se vuelve prácticamente horizontal y a partir de este punto existe una deformación grande con un incremento imperceptible en el esfuerzo aplicado. El esfuerzo de fluencia  $F_y$  para el acero estructural ASTM A36 es  $2531 \text{ kg/cm}^2$  ( $36 \text{ klb/plg}^2$ )

Esta deformación grande se aprecia desde el punto B hasta el punto C en el diagrama y se dice que el material en esta zona se vuelve perfectamente plástico, lo que significa que puede deformarse sin un incremento en la carga aplicada.

La reducción en el área es muy pequeña en esta zona como para tener un efecto apreciable en el valor de los esfuerzos calculados antes del punto C.

#### **1.1.3.5 Endurecimiento por deformación**

En esta zona el material empieza a mostrar un endurecimiento o un incremento en la resistencia del acero a deformaciones, debido a que el material sufre cambios en su estructura cristalina y atómica, por consiguiente para un alargamiento adicional se requiere de un incremento en la carga de tensión, hasta que la carga alcanza su valor

máximo en el punto D o también denominado esfuerzo último  $F_u$ . La reducción del área en esta zona comienza a modificar el perfil de la muestra de acero.

#### **1.1.3.6 Estricción**

Por último en la zona comprendida desde el punto D (esfuerzo último), hasta el punto mismo de fractura del material llamado punto E en el diagrama, la disminución del área se aprecia claramente y ocurre un estrechamiento pronunciado de la sección transversal del material conocido como estricción y el alargamiento o deformación de la barra se acompaña de una reducción en la carga o esfuerzo.

Si se considera en el cálculo del esfuerzo el área de la sección transversal en la parte estrecha del cuello ocasionado por la estricción, la curva real seguirá la línea punteada CE', pero en la práctica la curva esfuerzo deformación convencional que se basa en el área transversal original suministra información satisfactoria para emplear en el diseño.

Como característica de un material dúctil como el acero estructural, es su alargamiento total y su disminución en la sección transversal antes de ocurrir la falla.

#### **1.1.4 Tipos de perfiles del acero estructural**

En la actualidad el acero estructural puede laminarse, sin apreciar un cambio considerable de sus propiedades físicas, en una variedad de perfiles (formas y tamaños) comerciales que se fabrican de acuerdo a su uso. Generalmente los perfiles que brindan mejores ventajas son aquellos que tienen grandes módulos de sección o momentos de inercia en proporción con sus áreas de sus secciones transversales. Las formas I y canal, usadas con frecuencia pertenecen a esta clase. Los perfiles de acero se identifican por la forma de su sección transversal.

#### 1.1.4.1 Perfiles de acero laminados en caliente

Se obtiene calentando las masas de acero a una temperatura que permita su deformación y posteriormente pasando a un proceso de estiramiento y desbaste por medio de una cadena de cilindros a presión llamados tren de laminación que van conformando el perfil deseado hasta conseguir las medidas adecuadas. Dentro de estos perfiles los más usados en la construcción de estructuras metálicas para edificios y se encuentran comercialmente en el mercado local se muestran en la figura 1.2.

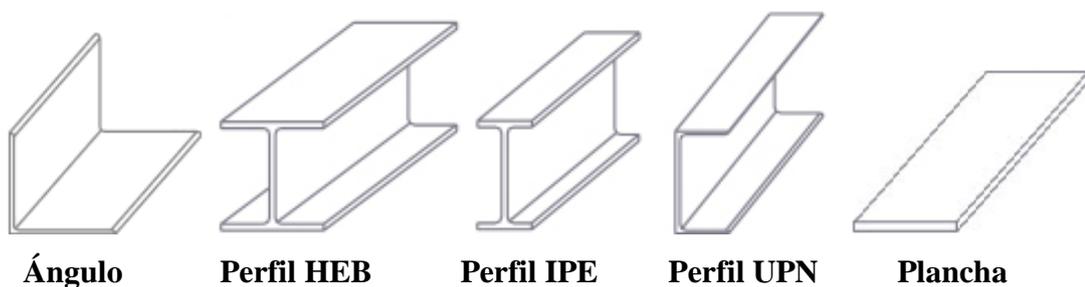


Figura 1.2 Perfiles laminados en caliente

- **Ángulos**

Se usa especialmente para la construcción de torres metálicas, muebles y carpintería.

- **Perfiles tipo I**

Se encuentran en el mercado como perfiles IPN, IPE y HEB. Se usan en la fabricación de elementos estructurales para edificios, puentes, rieles y soportes de polipasto en puentes grúa, entre otras aplicaciones. Sometidos predominantemente a flexión o compresión y con torsión despreciable.

- **Planchas de acero**

De sección rectangular. Entre sus usos está la fabricación de estructuras metálicas, fabricación de tanques, puentes, barcos, placas, plataformas, además para conformación de estructuras en general con elementos de alma llena (flejes) de toda forma y tamaño.

#### 1.1.4.2 Perfiles de acero conformados en frío

Se obtienen doblando planchas y platinas de acero hasta lograr el perfil deseado, pasando ya por su punto de fluencia y estando en su zona plástica; este tipo de acero adquiere una mayor resistencia y disminuye levemente su ductilidad. En la figura 1.3 se muestra los perfiles comunes conformados en frío.

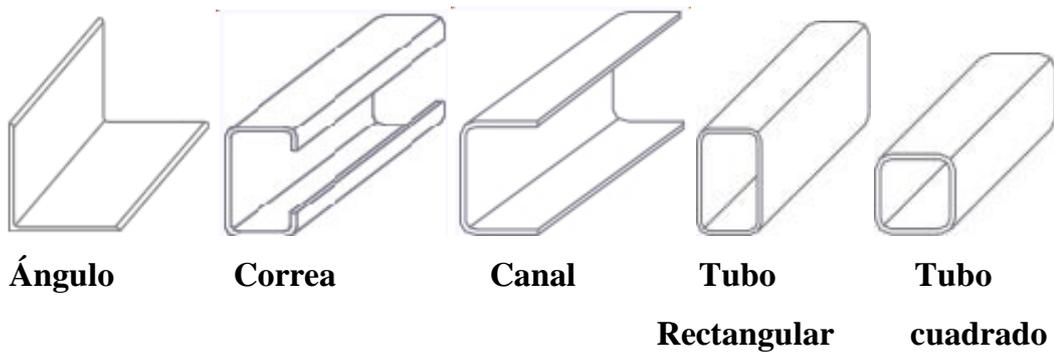


Figura 1.3 Perfiles conformados en frío

- **Ángulo doblado**

Su uso está basado en la fabricación de estructuras tipo celosía de grandes luces, industria naval, plantas industriales, torres de transmisión, carrocerías, también para la construcción de puertas y demás accesorios de edificaciones.

- **Correa o perfil tipo G**

Se usan para la conformación de elementos estructurales, estructuras de cubiertas metálicas, muebles metálicos, viguetas, vigas, columnas, etc.

- **Canal o perfil tipo C**

Utilizado para columnas, vigas, viguetas, estructuras de cubierta, etc.

- **Tubo rectangular**

Las aplicaciones comunes son estructuras para techos, cerramientos, vigas, viguetas, portones, postes de señalización, muebles metálicos, entre otras.

## 1.2 Tipos de estructuras metálicas

Se puede realizar una clasificación de las estructuras metálicas de acuerdo al tipo de sección que las conforman, es decir en conformidad a la constitución del perfil de acero que se usa para su elaboración. Para dicha clasificación existen tres grupos claramente definidos.

### 1.2.1 Vigas y columnas en celosía

Conocidas también como armaduras, las vigas y columnas están formadas por una estructura reticular con varios miembros rectos interconectados en los nudos con algún tipo de sujeción (soldadura, pernos, remaches) formando triángulos planos y pudiendo ser estas uniones articuladas o rígidas. Es la solución más económica para estructuras de grandes luces, es decir largas separaciones entre apoyos como por ejemplo para bodegas, fábricas y galpones en general. En la figura 1.4 se ilustra este tipo de estructura.



Figura 1.4 Estructura con vigas y columnas en celosía

### **1.2.1.1 Ventajas de los miembros en celosía**

- El montaje es relativamente rápido.
- Menor número de apoyos, utilizado para luces grandes.
- Costo de fabricación bajo.
- Menor peso de la estructura.

### **1.2.1.2 Desventajas de los miembros en celosía**

- Baja compatibilidad con materiales de acabados.
- Incremento de puntos de falla en los nudos o uniones.
- Secciones en conjunto mayores de los miembros resistentes, en consecuencia ocupan mayor espacio.
- Mayor número de elementos que conforman los miembros resistentes.
- Tiempo alto de fabricación de los miembros.

### **1.2.2 Vigas y columnas de alma llena con perfiles**

Las estructuras formadas con este tipo de vigas y columnas están constituidas por secciones compactas, formadas por perfiles laminados en caliente que se encuentran en el mercado, siendo estos perfiles simples, reforzados o múltiples. En la figura 1.5 se ilustra este tipo de estructura.



**Figura 1.5 Estructura con miembros de alma llena con perfiles laminados**

#### **1.2.2.1 Ventajas de los miembros de alma llena con perfiles**

- Secciones menores de los miembros resistentes, en consecuencia permite optimizar espacio.
- Tiempo de ejecución relativamente rápido de la obra por su rapidez en el montaje.
- Mayor homogeneidad del material.
- Fácil control de calidad por simple observación visual.
- Menos zonas de falla por concentración de esfuerzos principalmente en uniones entre miembros.

#### **1.2.2.2 Desventajas de los miembros de alma llena con perfiles**

- Costo mayor por kilogramo por ser perfiles laminados.
- Baja compatibilidad con materiales de acabados.
- Poca variedad de tipos de secciones en el mercado.

### 1.2.3 Vigas y columnas de alma llena armadas

Las estructuras formadas con este tipo de vigas y columnas están constituidas por secciones compactas, formadas por perfiles construidos a partir de planchas de acero, cortas y soldadas de acuerdo a la necesidad requerida para el diseño y la construcción. En la figura 1.6 se ilustra este tipo de estructura.



Figura 1.6 Estructura con vigas y columnas de alma llena armadas

#### 1.2.3.1 Ventajas de los miembros de alma llena armados

- Costo por kilogramo relativamente bajo respecto a perfiles laminados.
- Secciones menores de los miembros resistentes, en consecuencia permite optimizar espacio.
- Compatibilidad con materiales de acabados.
- Tiempo de ejecución del montaje relativamente rápido.

#### 1.2.3.2 Desventajas de los miembros de alma llena armados

- Tiempo alto de construcción de los miembros resistentes.

- Requiere mejor control de calidad por sus uniones soldadas.
- Incremento de puntos de falla en los nudos o uniones.

### **1.3 Cargas de diseño**

El análisis estructural las cargas consiste en la acción directa de una fuerza puntual o distribuida actuando sobre los elementos de la estructura metálica tales como vigas y columnas.

Es importante diseñar la estructura tomando en cuenta que cada elemento estructural debe tener suficiente resistencia para soportar las cargas máximas a la que puede estar sometida. Para el cálculo es necesario conocer no solo que cargas pueden actuar, sino la posición exacta en la estructura.

A continuación se describe las cargas que actúan en una estructura, tomando en cuenta los parámetros establecidos en normas y códigos de control de la construcción vigentes en el Ecuador.

#### **1.3.1 Tipos de cargas de diseño**

Las cargas de diseño que se considera para el cálculo de estructuras para edificios se clasifican en tres tipos principales de acuerdo a su variación en el tiempo: cargas muertas, cargas vivas y cargas vivas provocadas por el medio ambiente (cargas ambientales).

##### **1.3.1.1 Cargas muertas**

Las cargas muertas son aquellas que actúan en todo instante durante la vida útil de la estructura metálica con posición constante. Dentro de esta clasificación se incluyen elementos estructurales como vigas, columnas, pisos, techos y elementos arquitectónicos como ventanas, materiales de acabados, paredes, divisiones, etc.

### **a) Peso propio de los miembros estructurales**

Es una de las cargas más representativas de las cargas muertas y sus valores se determinan considerando el peso específico del material y el volumen de todos los elementos estructurales. A pesar de ser la carga más fácil de valorar las dimensiones reales de los miembros es desconocida, por lo que se recurre a una estimación inicial de los valores.

Una vez concluido el diseño se compara estos valores obtenidos con los valores iniciales de los miembros, si la diferencia no es sustancial entonces la estimación inicial es suficiente, caso contrario será necesario evaluar de nuevo el peso de la estructura y revisar el diseño.

Para esta valoración previa se procederá a asumir un peso por metro cuadrado de acuerdo a estructuras similares construidas a base de acero.

### **b) Peso propio de losas de hormigón**

El valor del peso de losas tanto para piso como para cubiertas se determina considerando el peso específico del material y el volumen que ocupa la losa. Es aplicada como una carga distribuida sobre un área tributaria de acuerdo a la descripción en el apartado 1.5 de este capítulo.

Al igual que las paredes, las losas para la estructura en análisis no forman parte del sistema estructural de la vivienda debido a que no se utilizará placas colaborantes en su elaboración de acuerdo a especificaciones de diseño.

### **c) Peso de las paredes de fachada y paredes divisorias**

La carga muerta provocada por las paredes de fachada y paredes divisorias (mampostería) con materiales tradicionales al no ser parte del sistema estructural de la vivienda y tener una distribución en planta bastante homogénea, se evalúa asimilando a una carga equivalente uniformemente distribuida obtenida a partir del

valor del peso por m<sup>2</sup> de pared levantada por la razón entre el área de pared y el área de la planta en consideración.

Se emplea los valores mínimos por metro cuadrado de área de pared levantada según tabla 1.1.

<b>Tipo</b>	<b>Peso (kN / m<sup>2</sup>)</b>	<b>Peso (Kgf / m<sup>2</sup>)</b>
Fachadas en ladrillo visto y enlucido en el interior	3.00	300
Fachadas en ladrillo visto, más muro adosado en bloque de 100 mm de espesor, enlucido en el interior.	4.50	450
Fachadas bloque de 120 mm de espesor, enlucido en ambas caras.	0.60	60
Fachadas bloque de 150 mm de espesor, enlucido en ambas caras.	0.70	70
Vidrio templado de 6mm de espesor	0.15	15
Ventanas incluye el vidrio y el marco	0.45	45
Lámina de yeso de 16 mm (5/8") protegida, al exterior, costillas de acero y lámina de yeso de 10 mm al interior	1.00	100
Lámina de yeso de 16 mm (5/8") protegida, mas recubrimiento cerámico al exterior, costillas de acero y lámina de yeso de 10 mm al interior	2.50	250
Recubrimientos en granito; adicional a la fachada, por cada mm de espesor del recubrimiento	0.017/mm	1.7/mm
Recubrimientos en mármol; adicional a la fachada, por cada mm de espesor del recubrimiento	0.015/mm	1.5/mm
Recubrimiento en piedra arenisca; adicional a la fachada, por cada mm de espesor del recubrimiento	0.013/mm	1.3/mm
Recubrimiento cerámico, adicional a la fachada.	.10	10

**Tabla 1.1 Cargas muertas mínimas por área levantada<sup>8</sup>**

<sup>8</sup> <http://oviedos.tripod.com/cargas.htm>

#### d) Peso de los elementos arquitectónicos (acabados)

Para el cálculo de estos pesos muertos se procede de la misma manera que con las paredes en el caso de las ventanas y elementos en elevación tomando como referencia los valores de la tabla 1.1, y para los elementos de área se toma los valores por m<sup>2</sup> de la tabla 1.2.

Elemento	Peso (kN / m <sup>2</sup> )	Peso (Kgf / m <sup>2</sup> )
Pisos de baldosín de cemento	1.00	100
Placa ondulada de asbesto cemento	0.18	18
Canaleta 43	0.30	30
Canaleta 90	0.22	22
Teja de lámina galvanizada (zinc)	0.05	5
Teja de aluminio	0.02	2
Teja de barro (incluido el mortero)	0.80	80
Alistado en cubiertas de concreto por mm de espesor	0.022	22
Impermeabilización	0.15	15
Cielos rasos livianos pegados a la losa	0.05 a 0.10	5 a 10
Cielos rasos de yeso, suspendidos	0.25	25
Cielos rasos de madera	0.10 a 0.50	10 a 50
Cielos rasos de malla y pañete	0.80 a 1.0	80 100

Tabla 1.2 Cargas muertas mínimas por área ocupada<sup>9</sup>

#### 1.3.1.2 Cargas vivas

Las cargas vivas son aquellas cargas sobrepuestas no permanentes y que pueden cambiar de posición y magnitud en la estructura de acuerdo al uso y la ocupación en la edificación. Dentro de esta clasificación se incluyen a las personas en permanente movimiento, objetos móviles, y mobiliario en general. Para el caso de edificaciones la carga viva se clasifica en: cargas vivas de piso y cargas vivas de cubierta.

<sup>9</sup> <http://oviedos.tripod.com/cargas.htm>

### a) Cargas vivas de piso

Debido a la dificultad de evaluarlas, el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) considera que estas cargas ocupan toda el área del piso como cargas uniformemente distribuidas, aunque en algunos casos puedan estar concentradas en un área específica. Las cargas vivas de pisos que se utilizan para el diseño deben ser las máximas que se espera ocurran en la edificación incluido un margen de protección contra deflexiones excesivas y por la posibilidad de sobrecarga debido a cargas de construcción.

USO U OCUPACIÓN		Carga uniforme	Carga concentrada
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	kg/m <sup>2</sup>	kg
Armerías		750	0
Áreas de reuniones Auditorios y galerías	Áreas de asientos fijos	250	0
	Áreas de asientos móviles y otras áreas	500	0
	Escenarios y plataformas	600	0
Cornisas, marquesinas y balcones de residencias		300	0
Facilidades de salidas públicas		500	0
Garajes	Almacenaje general y/o reparación	500	-----
	Almacenaje particular	250	-----
Hospitales	Salas y cuartos	200	450
Bibliotecas	Salas de lectura	300	450
	Cuarto de anaqueles	600	700
Fabricas	Livianas	400	900
	Pesadas	600	1400
Oficinas		250	900
Imprentas	Cuartos de impresión	750	1200
	Cuartos de composición y linotipos	500	900
Residencias		200	0
Salas de descanso Plataformas de revisión Grandes tribunas Graderíos		500	0
Escuelas	Aulas	200	450
Veredas y calzadas	Acceso publico	1200	----
Bodegas	Livianas	600	
	Pesadas	1200	
Almacenes	Minoristas	400	900
	Mayoristas	500	1400

**Tabla 1.3 Cargas vivas mínimas de piso<sup>10</sup>**

<sup>10</sup> INEN, Instituto Ecuatoriano de Normalización, *Código Ecuatoriano de la Construcción*, CPE INEN 5 Parte 1: 2001, capítulo 3, pág. 2

El Código de Practica Ecuatoriano CPE (Anexo 1) del Código Ecuatoriano de la Construcción establece valores mínimos de cargas vivas de piso a utilizarse en el diseño de edificaciones según uso u ocupaciones establecidas. Estos valores se muestran en la tabla 1.3.

### b) Cargas vivas de cubierta

Las cubiertas deben soportar a más de las cargas muertas, las cargas vivas unitarias que se indican en la tabla 1.4. Según el CPE debe suponerse que las cargas vivas de cubierta actúan verticalmente sobre el área proyectada en un plano horizontal.

INCLINACIÓN DE LA CUBIERTA	ÁREA TRIBUTARIA DE CARGA EN METROS CUADRADOS PARA CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL		
	0 a 20	21 a 60	Sobre 60
Plana o con pendiente menor que 1:3 Arco o bóveda con flecha menor a 1/8 de luz	100	80	60
Pendiente de 1:3 a menos de 1:1 Arco o bóveda con flecha de 1/8 de luz a menos de 3/8 de luz	80	70	60
Pendiente de 1:1 y mayor Arco o bóveda con flecha de 3/8 de luz o mayor	60	60	60
Marquesinas, excepto cubiertas con tela	25	25	25
Invernaderos y edificios agrícolas	50	50	50

Tabla 1.4 Cargas vivas mínimas en  $\text{kg/m}^2$  para cubiertas<sup>11</sup>

### 1.3.1.3 Cargas provocadas por el medio ambiente

Son cargas que ciertos autores las consideran como cargas vivas, pero se realiza una división por ser provocadas por fenómenos naturales que influyen sobre la estructura y por llevar consideraciones especiales para la estimación de sus valores. Estas cargas son: cargas de viento, cargas de granizo y cargas de sismo.

<sup>11</sup> INEN, Instituto Ecuatoriano de Normalización, *Código Ecuatoriano de la Construcción*, CPE INEN 5 Parte 1: 2001, capítulo 5, pág. 4

### a) Cargas de viento

La carga provocada por la acción del viento se evidencia sobre las superficies externas de la edificación. Para determinar la distribución y el valor de las presiones que ejerce esta carga sobre la estructura y las fuerzas resultantes dependen de la forma y las dimensiones de la construcción, de las características del área de influencia y de la dirección e intensidad del viento como tal, de acuerdo a la zona en donde se erige la edificación.

La acción de viento o presión estática se aplica perpendicularmente a las superficies expuestas verticales del volumen edificado.

La ecuación que define a la presión estática  $q_e$  puede expresarse como:

$$q_e = q_b \times c_e \times c_p \quad \text{Ec.1.4}$$

Donde:

$q_b$  = Presión dinámica del viento [ $\text{kg}/\text{m}^2$ ]

$c_e$  = Coeficiente de exposición

$c_p$  = Coeficiente eólico global (barlovento y sotavento).

El valor básico de la presión dinámica  $q_b$  [ $\text{N}/\text{m}^2$ ] del viento puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0.5\delta_b V_b^2 \quad \text{Ec.1.5}$$

Donde:

$\delta_b$  = densidad del viento [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]

$V_b$  = valor básico de la velocidad del viento [ $\text{m}/\text{s}$ ]

El coeficiente de exposición  $C_e$  toma en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la

tabla 1.5 siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento.

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2.4	2.7	3.0	3.1	3.3	3.4	3.5	3.7
Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2.1	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.3	3.5
Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1.6	2.0	2.3	2.5	2.6	2.7	2.9	3.1
Zona urbana en general, industrial o forestal	1.3	1.4	1.7	1.9	2.1	2.2	2.4	2.6
Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1.2	1.2	1.2	1.4	1.5	1.6	1.9	2.0

**Tabla 1.5 Coeficiente de exposición  $c_e$ <sup>12</sup>**

Para el análisis global de la estructura tipo caja con la cubierta plana y con los lados cubiertos, se considera los coeficientes eólicos globales a barlovento (presión) y sotavento (succión) tomados de la tabla 1.6

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	<0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	≥5.00
Coefficiente eólico de presión, $C_p$	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
Coefficiente eólico de succión, $C_s$	-0.3	-0.4	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7

**Tabla 1.6 Coeficientes eólicos para edificios tipo caja<sup>13</sup>**

El CEC no especifica este tipo de cargas como un Código de Práctica Ecuatoriano, por consiguiente para la estimación de esta carga se procederá a usar datos del INAMHI, ecuaciones y tablas antes descritas del Código Técnico de la Edificación de España (CTE).

<sup>12</sup> CTE; Código técnico de la edificación de España: *Seguridad Estructural Acciones en la edificación*; CTE CB SE-AE; 2009; capítulo 3; pág. SE-AE 8

<sup>13</sup> CTE; Código técnico de la edificación de España: *Seguridad Estructural Acciones en la edificación*; CTE CB SE-AE; 2009; capítulo 3; pág. SE-AE 8

## **b) Cargas vivas de granizo**

No se consideran cargas de nieve en el Ecuador, pero se debe estimar las cargas de granizo, de acuerdo a la forma particular de cada edificación. Esto es importante en aquellos diseños que no permitan un flujo libre del granizo y en los miembros que soportarán canales para agua lluvia. En estos casos la carga se debe considerar solamente en los miembros afectados.

Para la estimación de esta carga se parte de los datos estadísticos del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI, que indica que en la ciudad de Quito en los meses de marzo y abril la zona de convergencia intertropical se encuentra directamente sobre la ciudad, provocando con mayor probabilidad precipitaciones sólidas. Considerado como un evento anómalo la altura de 50 cm fue la mayor registrada en zonas totalmente nulas de flujo libre de granizo. La media para las precipitaciones en la ciudad es 10 cm de altura con una densidad del hielo puro de  $0.6 \text{ gr/cm}^3$ .

Es muy probable que cuando dos o más cargas estén actuando sobre una estructura además de la carga muerta, no alcancen sus valores máximos absolutos simultáneamente.<sup>14</sup> Conforme a especificaciones de diseño, las condiciones de carga por esfuerzos permisibles, admiten utilizar entre la carga viva de cubierta, la carga de lluvia y la carga de nieve o granizo, la que se considere a buen criterio la más influyente de acuerdo a condiciones de ubicación y diseño, sin llegar a considerar que actúan simultáneamente las tres cargas.

## **c) Cargas de sismo**

Muchas áreas del mundo son sísmicas y es necesario considerar en ellas las fuerzas de sismo en el diseño de estructuras de todo tipo<sup>15</sup>, con la finalidad de resistir eventos de esta naturaleza, evitando daños estructurales graves y el colapso. Dicha

---

<sup>14</sup> NELSON, James y otro, *Análisis de estructuras: Métodos clásicos y matricial*, 3ª Edición, Alfaomega, México-DF 2006, pág. 49

<sup>15</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 38

consideración en el diseño se basa principalmente en el análisis de fuerzas estáticas horizontales aplicadas a la masa de la estructura de edificación debido a que es una estructura que presenta regularidad tanto en planta como en elevación.

Las cargas de sismo están relacionadas con la masa de la edificación, su altura, y además con las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía.

De acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción, la fuerza total de diseño por cargas laterales aplicada en la base de la estructura como resultado de la acción del sismo o también llamada cortante basal de diseño  $V$  se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Z \cdot I \cdot C}{R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E} \cdot W \text{ [Kg]} \quad \text{Ec.1.6}$$

Donde:

$Z$  = Factor de zona. (Tablas 1 y 2 del anexo 2)

$I$  = Factor de tipo de uso e importancia de la estructura. (Tabla 4 del Anexo 2)

$C$  = Coeficiente en función de la zona. (Ec. 1.7)

$R$  = Coeficiente de reducción de respuesta estructural. (Tabla 7 del Anexo 2)

$\Phi_P$  = Coeficiente de configuración estructural en planta. (Tabla 5 del Anexo 2)

$\Phi_E$  = Coeficiente de configuración estructural en elevación. (Tabla 6 del Anexo 2)

$W$  = Carga muerta total de la estructura.

El coeficiente en función de la zona  $C$  está determinado por:

$$C = \frac{1.25 \cdot S^S}{T} \leq C_m \quad \text{Ec.1.7}$$

Donde:

$S$  = Coeficiente de tipo de suelo. (Tabla 3 del anexo 2)

$C_m$  = Coeficiente de suelo. (Tabla 3 del anexo 2)

$T$  = Período de vibración (Ec. 1.8)

El período fundamental de vibración de la estructura, se calcula mediante un análisis dinámico o con la ecuación aproximada tal como:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad \text{Ec. 1.8}$$

Donde:

$C_t$  = factor de respuesta estructural, siendo 0.09 para estructuras metálicas.

$h_n$  = Altura máxima de la edificación de  $n$  pisos, medida desde la base de la estructura.

Una vez obtenido el cortante basal de diseño  $V$  es necesario distribuir verticalmente en la altura esta fuerza, se usa una fuerza  $F$  en distribución triangular aplicada en cada nivel  $i$  a una altura  $h$  en la estructura asociada con el modo fundamental de vibración, más una fuerza  $F_t$  en el tope que toma en cuenta la contribución de modos superiores de vibración. En la figura 1.7 se aprecia esta distribución de cargas estáticas que simulan las cargas de sismo.

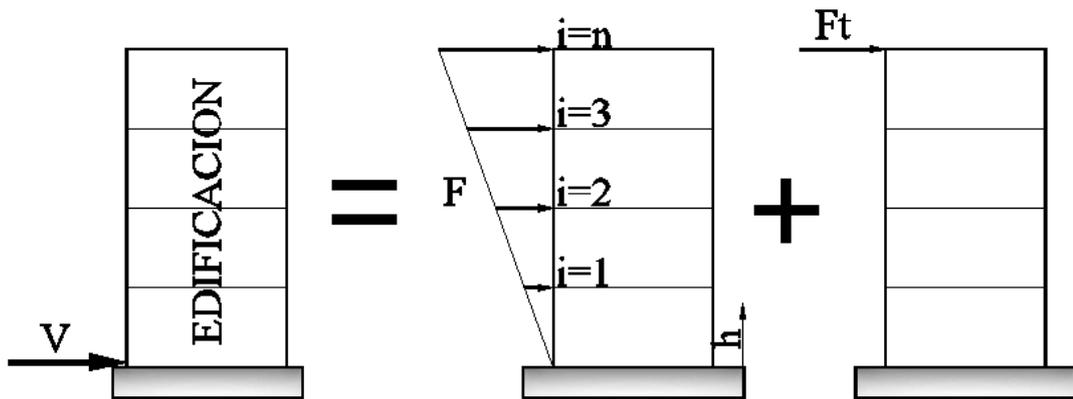


Figura 1.7 Distribución del cortante basal  $V$  en la altura de la edificación

De acuerdo a esta distribución el cortante basal  $V$  se expresa como sigue:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{Ec. 1.9}$$

Donde:

$F_t$  = fuerza concentrada en la altura máxima de la edificación. (Ec. 1.10)

$F_i$  = fuerza aplicada en cada nivel, desde el nivel 1 hasta el nivel n.

La fuerza concentrada  $F_t$  que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso y se define por:

$$F_t = 0.07 T \cdot V \quad \text{Ec. 1.10}$$

Donde:

$T$  = El periodo utilizado para el cálculo del cortante basal de diseño  $V$  (Ec. 1.8)

$V$  = cortante basal de diseño. (Ec. 1.6)

La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n, de acuerdo con la expresión<sup>16</sup>:

$$F_x = \frac{(V-F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad \text{Ec. 1.11}$$

Donde:

$F_x$  = fuerza en el nivel x de la estructura.

$W_x$  = peso del nivel x en consideración.

$h_x$  = altura del nivel x en consideración desde la base de la edificación.

$W_i$  = peso de cada nivel de la estructura.

$h_i$  = altura de cada nivel de la estructura desde la base de la edificación.

#### **1.4 Métodos aproximados de análisis de estructuras hiperestáticas**

Existen métodos “exactos” y “aproximados” que se usan para analizar las estructuras hiperestáticas. Los métodos aproximados son utilizados usualmente en la práctica

---

<sup>16</sup> INEN, Instituto Ecuatoriano de Normalización, *Código Ecuatoriano de la Construcción*, CPE INEN 5 Parte 1: 2001, capítulo 12, p. 21

corriente de la ingeniería estructural cuando existen pequeños sistemas no críticos en donde usar métodos exactos resultaría muy caro.

Estos métodos tienen muchas aplicaciones prácticas, como las siguientes<sup>17</sup>:

- a) Los análisis y los diseños aproximados de diversas alternativas pueden efectuarse rápidamente y usarse en la estimación inicial de costos.
- b) Un análisis aproximado de la estructura dará fuerzas a partir de las cuales se podrían hacer estimaciones iniciales razonablemente buenas acerca del tamaño de sus miembros.
- c) Gracias a las estimaciones iniciales de los tamaños de los miembros, se podrá realizar un ahorro apreciable tanto en el tiempo de computadoras como en horas de diseño al momento de realizar la verificación a través de un análisis “exacto” en programas de computadoras.
- d) Los análisis aproximados son útiles para verificar las soluciones de la computadora.
- e) Permite al proyectista “sentir” el comportamiento real de la estructura bajo diferentes condiciones de carga.

#### **1.4.1 Análisis de estructuras de edificios para cargas verticales**

Un método aproximado muy utilizado para estructuras estáticamente indeterminadas considerando cargas verticales, es estimar los puntos de inflexión o momento nulo en las vigas. La práctica más usual y conservadora a la vez es colocar esos puntos a 1/10 de la longitud desde cada extremo y suponiendo que no existe fuerza axial en la viga. Existen análisis que han considerado puntos de inflexión más realistas a 1/18 y también a 1/21. Dependerá del tipo de organización de los marcos, de la simetría, y de las irregularidades de las cargas para optar por la mejor razón.

La ubicación de los puntos de inflexión se muestra en la figura 1.8

---

<sup>17</sup> NELSON, James y otro, *Análisis de estructuras: Métodos clásico y matricial*, 3ª Edición, Alfaomega, México, 2006, pág. 413

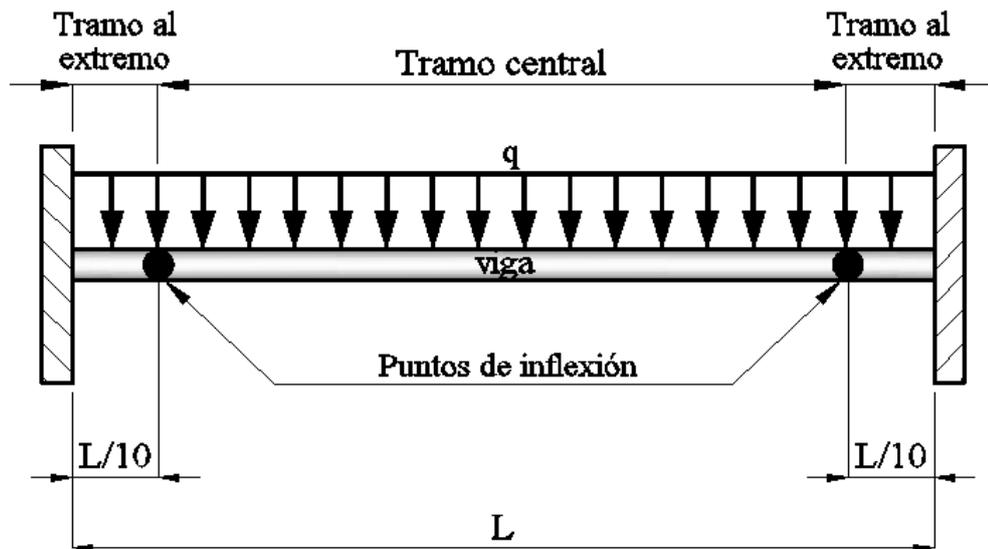


Figura 1.8 Viga empotrada bajo cargas verticales

La viga se le divide en tres tramos justamente por los puntos de inflexión estimados. En los dos tramos de los extremos se realiza el análisis como vigas en voladizo, mientras que en el tramo central se la analiza como una viga simplemente apoyada.

#### 1.4.2 Análisis de estructuras de edificios para cargas horizontales

El método aproximado más común utilizado para análisis con cargas horizontales es el análisis por portales o método del portal, que consiste en colocar puntos de inflexión a la mitad de la altura  $L_1$  de las columnas y a la mitad de la distancia  $L_2$  de la viga del marco en análisis, además se supone que la fuerza cortante horizontal se divide entre las columnas del nivel en consideración, de tal manera que la fuerza cortante de las columnas interiores es el doble de la fuerza cortante de las columnas exteriores. La ubicación de los puntos de inflexión se muestra en la figura 1.9 tanto para las columnas como para las vigas.

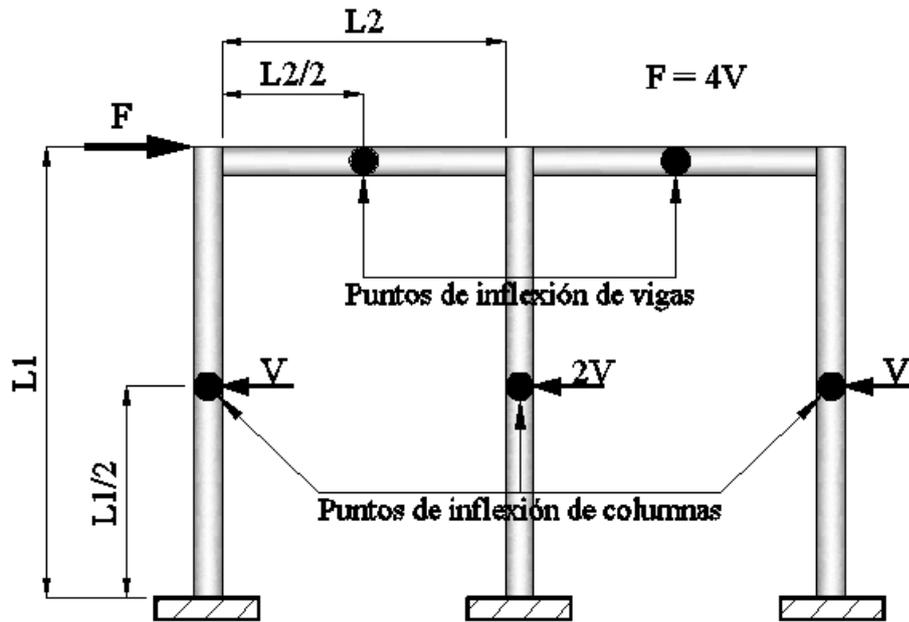


Figura 1.9 Marcos analizados por el método del portal

Una vez realizado estas consideraciones, el marco se divide en los puntos de inflexión y se realiza el análisis por estática.

## 1.5 Áreas tributarias

Es el área cargada de una estructura particular que contribuye en forma directa a la carga aplicada a un miembro particular de la estructura<sup>18</sup>, pudiendo ser para columnas, vigas principales o vigas secundarias. La carga aplicada en dicha área, es la resultante de todas las cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

### 1.5.1 Área tributaria para columnas

Es el área limitada por la prolongación perpendicular de las líneas desde la mitad de todas las vigas que llegan a la columna en análisis. El área tributaria para columnas interiores y de borde se puede visualizar en la figura 1.10

<sup>18</sup> NELSON, James y otro, *Análisis de estructuras: Métodos clásico y matricial*, 3ª Edición, Alfaomega, México, 2006, pág. 42

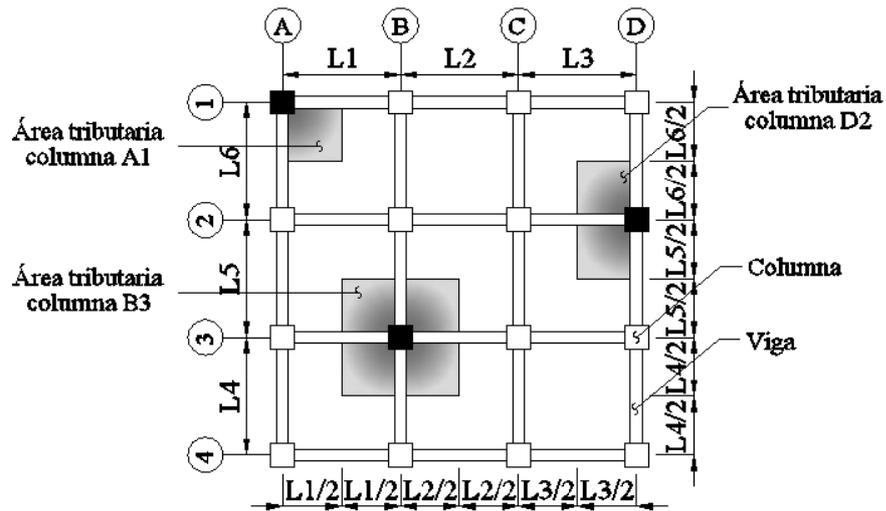


Figura 1.10 Área tributaria para columnas

### 1.5.2 Área tributaria para vigas

El área tributaria para vigas es delimitada paralelamente por la mitad de la distancia a la viga próxima en ambas direcciones (la mitad de la luz de cada lado), y en los extremos la carga es soportada parcialmente por las vigas en dirección perpendicular<sup>19</sup>, por lo que el área en estará delimitada por la bisectriz entre la viga en análisis y las vigas perpendiculares a ésta, formando 45°. En la figura 1.11 se visualiza la formación de dichas áreas para una viga interior típica y para una viga de borde.

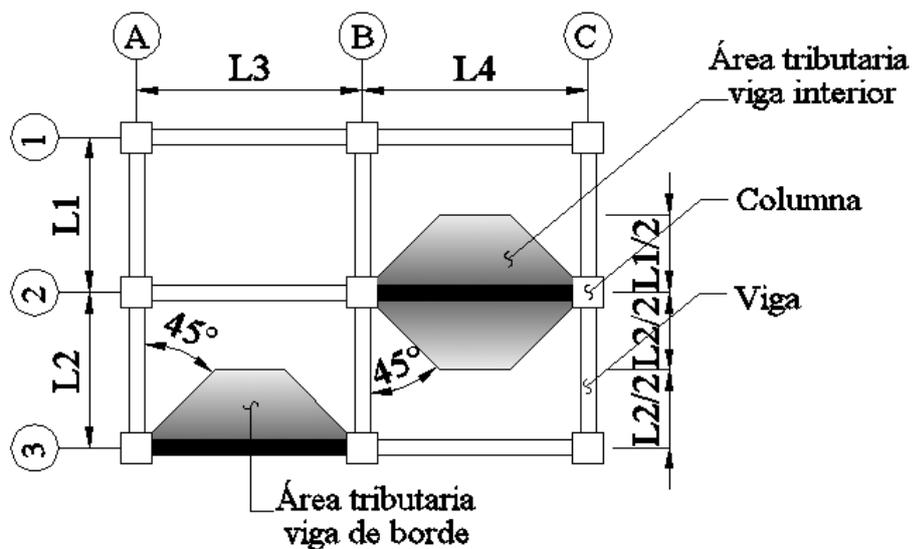


Figura 1.11 Área tributaria teórica para vigas

<sup>19</sup> NELSON, James y otro, *Análisis de estructuras: Métodos clásico y matricial*, 3ª Edición, Alfaomega, México, 2006, pág. 42

Por la complejidad y dificultad para encontrar la carga trapezoidal resultante, estas áreas se convierten en teóricas. En la práctica es común usar las áreas tributarias para vigas interiores y de borde como se muestra en la figura 1.12

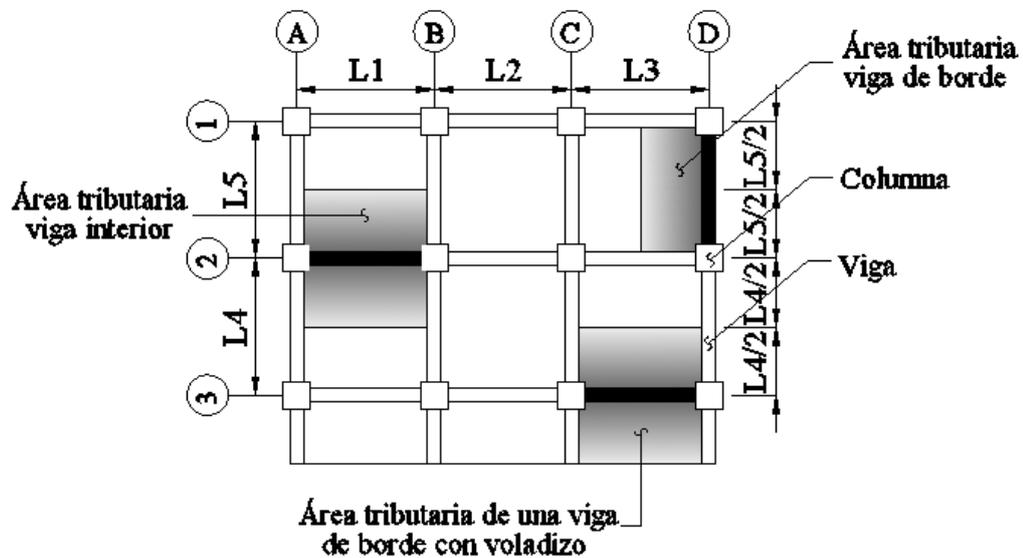


Figura 1.12 Área tributaria práctica para vigas

Las vigas secundarias que normalmente soportan las cargas de piso se extienden de viga principal a viga principal con conexiones que pueden idealizarse como soportes simples<sup>20</sup>, por consiguiente las vigas principales soportan las reacciones puntuales de extremo de las vigas secundarias que se conectan a ellas.

## 1.6 Diseño de miembros a compresión

Los miembros están sometidos o sujetos a esfuerzos axiales de compresión cuando la fuerza tiende a comprimir o acortar el mismo. Existen diversos tipos de miembros sujetos a compresión, siendo las columnas las más conocidas.

En la actualidad el término columna no implica ser necesariamente recto ni que este en posición vertical, horizontal o inclinada, lo que prima en este caso es que la compresión sea el factor preponderante que determina su comportamiento estructural. Los miembros estructurales en donde la flexión también juega un factor primario se los denomina viga-columna.

<sup>20</sup> NELSON, James y otro, *Análisis de estructuras: Métodos clásico y matricial*, 3ª Edición, Alfaomega, México, 2006, pág. 43

En general las columnas pueden fallar por el fenómeno de pandeo a excepción de las muy cortas que fallan por la resistencia del material, la columna mientras más esbelta o larga sea, existirá mayor probabilidad a pandearse bajo la misma sección transversal y menor será su capacidad de carga.

Este fenómeno de pandeo que presenta un miembro sometido a carga axial de compresión se evalúa con la relación de esbeltez correspondiente a la longitud y su radio mínimo de giro. Si aumenta esta relación disminuye la facultad portante del miembro. Según las especificaciones ASD, la relación de esbeltez máxima  $KL/r$  para miembros a compresión deben ser analizados de preferencia sin exceder de 200.

El pandeo a más de la longitud del miembro depende de otros factores como son: tipo de conexión en los extremos, excentricidad de la carga, imperfecciones en el material de la columna, torceduras iniciales de la columna, esfuerzos residuales de fabricación, etc.<sup>21</sup>

### **1.6.1 Tipos de perfiles para columnas**

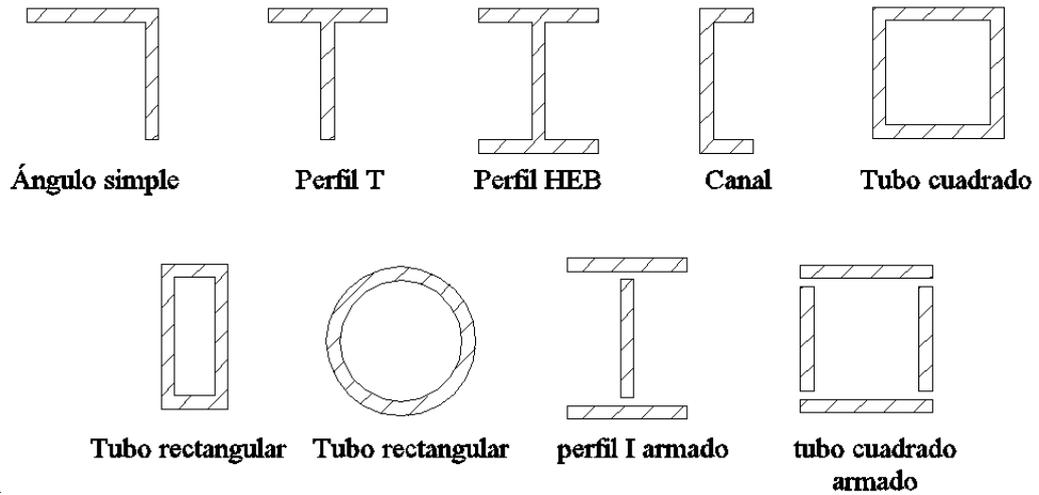
Existen varias formas de los miembros a compresión y para escoger la más conveniente dependerá principalmente de tres factores relacionados con la aplicación estructural particular:

- Magnitud de la carga
- Tipo de conexiones en los extremos.
- Compatibilidad con los materiales en acabados.

En la figura 1.13 se muestra los tipos de perfiles más usados, que cumplen el requisito para ser cargados axialmente a compresión.

---

<sup>21</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 97.



**Figura 1.13** Perfiles utilizados para columnas

También se puede combinar planchas de acero con perfiles comúnmente usados para crear una variedad de posibilidades para ser utilizadas como columnas armadas.

### 1.6.2 Fórmulas para columnas

El esfuerzo axial a compresión  $f_a$  en general se expresa mediante la ecuación:

$$f_a = \frac{P_a}{A} \quad \text{Ec.1.12}$$

Donde:

$P_a$  = Carga aplicada axialmente.

$A$  = Área de la sección transversal sometida a la carga axial.

La carga crítica de pandeo  $P_e$  que es la carga axial que da inicio a la inestabilidad por pandeo en un elemento estructural, está dada por la relación de Euler, atribuida a Leonhard Euler y establece que:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad \text{Ec.1.13}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del material.

I = momento de inercia.

L = longitud del miembro en compresión.

Si a la relación de Euler se divide por el área a los dos lados de la ecuación y se coloca la relación de:

$$I = Ar^2 \qquad \text{Ec. 1.14}$$

Donde:

r = Radio de giro de la sección transversal.

La carga crítica de pandeo se expresa en términos de esfuerzo de pandeo  $F_e$ :

$$F_e = \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 EI}{AL^2} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \qquad \text{Ec. 1.15}$$

La fórmula de Euler no puede aplicarse para miembros a compresión, si el valor del esfuerzo de pandeo sobrepasa el límite de proporcionalidad de la curva esfuerzo deformación.

Para utilizar la ecuación anterior, analizando condiciones en los extremos del miembro (libre o empotrado), se utiliza el factor K de longitud efectiva que multiplicado por la longitud L del miembro proporciona la llamada longitud efectiva KL, que se refiere a la longitud entre los puntos de inflexión de la elástica del miembro cargado axialmente a compresión, es decir entre los puntos de momento nulo, se emplea la ecuación modificada siguiente:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \qquad \text{Ec. 1.16}$$

Donde:

$KL$  = longitud efectiva del miembro.

La magnitud del factor de longitud efectiva  $K$  depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de ésta<sup>22</sup>.

La forma pandeada de la columna se muestra con línea de rayas	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)						
Valor teórico de $K$	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0						
Valor recomendado para $K$ cuando está cerca de las condiciones ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0						
Símbolos para las condiciones de extremo		Rotación impedida	Traslación impedida		Rotación libre	Traslación impedida		Rotación impedida	Traslación libre		Rotación libre	Traslación libre

Tabla 1.7 Longitudes efectivas de columnas<sup>23</sup>

En la tabla 1.7 se muestra los valores de  $K$  para los diferentes tipos de conexión en los extremos de los miembros.

### 1.6.3 Longitudes efectivas en marcos

Las longitudes efectivas de la tabla 1.7 muestra casos especiales con ciertas condiciones idealizadas de restricción en sus extremos, para obtener una evaluación más práctica de los factores  $KL$  para columnas en marcos continuos se hace necesario la utilización de los nomogramas mostrados en la figura 1.14

<sup>22</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 116.

<sup>23</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 118.

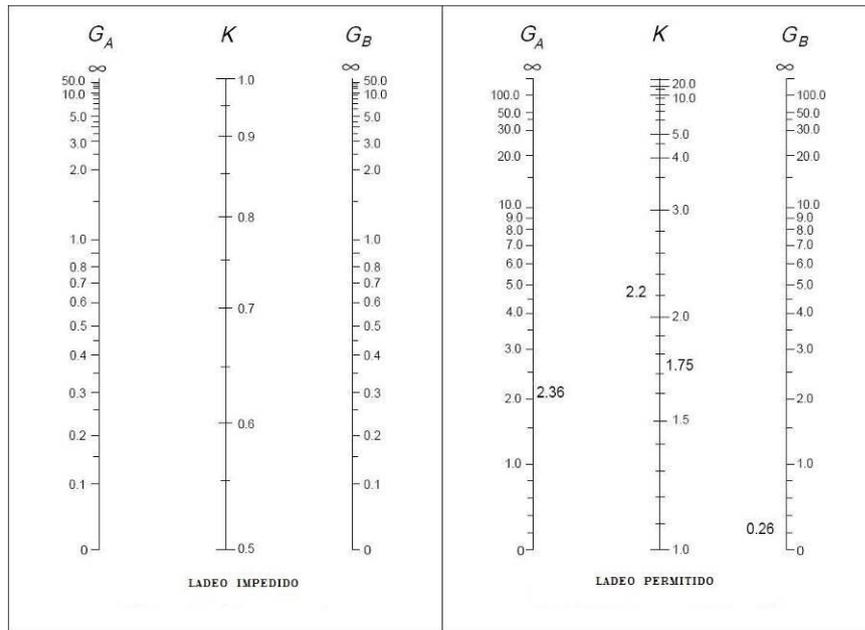


Figura 1.14 Nomogramas para calcular la longitud efectiva en marcos<sup>24</sup>

En estos nomogramas los valores de K vienen dados en función de valores de rigidez  $I/L$  de las vigas contiguas al elemento en análisis, asumiendo que se encuentran rígidamente unidas a las columnas.

Los valores de G en los nomogramas, son referidos a la restricción rotacional en el extremo en estudio y es proporcional a la razón de la suma de las rigideces de las columnas respecto a la suma de las rigideces de las vigas que concurren hacia ese extremo.

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_v}{L_v}} \quad \text{Ec.1.17}$$

Donde:

$I_c$  = momento de inercia de las columnas.

$L_c$  = longitud de las columnas.

$I_v$  = momento de inercia de las vigas.

$L_v$  = longitud de las vigas.

<sup>24</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 162.

Los siguientes pasos se usan para buscar los valores de K en los nomogramas de la figura 1.14:

- a) Seleccionar el nomograma adecuado (ladeo libre o impedido)
- b) Calcular  $G_A$  en el primer extremo y  $G_B$  para el otro extremo de la columna.
- c) Dibujar una línea recta entre los valores  $G_A$  y  $G_B$  y leer el valor de K sobre la línea central.

En las columnas unidas a los cimientos de la estructura se realiza las siguientes recomendaciones para esos extremos:

- a) Una columna conectada a un cimiento por medio de un pasador sin fracción se recomienda un G igual a 10.
- b) Una columna conectada a un cimiento rígidamente se recomienda G igual a 1.
- c) Una viga conectada rígidamente a una columna, su rigidez debe multiplicarse por el factor dado en la tabla 1.8 que depende de la condición en el extremo alejado del miembro.

Condición en el extremo alejado de la viga	Ladeo impedido, multiplíquese por:	Ladeo no impedido, multiplíquese por:
Articulada	1.5	0.5
Empotrada	2.0	0.67

Tabla 1.8 Factores para miembros conectados rígidamente<sup>25</sup>

### 1.6.3.1 Desplazamiento lateral

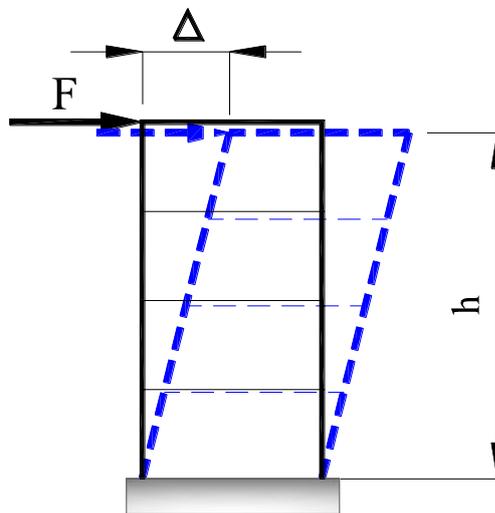
Al seccionar el nomograma adecuado para el diseño, es primordial conocer si la estructura en general posee o no desplazamiento lateral debido a la presencia de

<sup>25</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 165.

cargas laterales de sismo y viento, cargas verticales asimétricas o por la falta de simetría en los mismos marcos.

### a) Desplazamiento lateral permitido

El desplazamiento lateral o ladeo permitido se refiere a las estructuras en donde la resistencia a la traslación horizontal es proporcionada únicamente por la resistencia a la flexión y la rigidez de los miembros que conforman los marcos, considerando que sus juntas están lo suficientemente rígidas. La figura 1.15 muestra exageradamente la deflexión horizontal  $\Delta$  a la que se somete el edificio de altura  $h$  con ladeo permitido debido a cargas  $F$  de viento o sismo.



**Figura 1.15 Deflexión horizontal de una edificación con ladeo permitido**

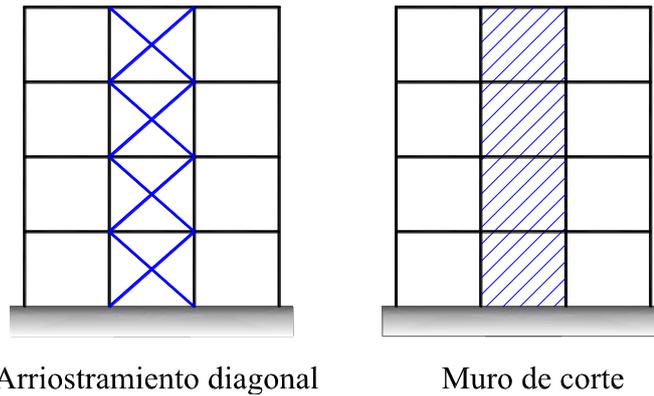
El ladeo de un edificio con desplazamiento lateral permitido se mide a través del índice de ladeo  $\Delta/h$ , la práctica usual en el diseño de edificios de acero de varios niveles es proporcionar a la estructura suficiente rigidez lateral para mantener el índice de ladeo aproximadamente entre 0.0015 y 0.0030.<sup>26</sup>

En general el desplazamiento lateral permitido se utiliza para edificios con una altura no mayor en dos o más veces la dimensión lateral menor y además es necesario proporcionar la rigidez suficiente a la estructura mediante conexiones con transmisión de momento o conexiones rígidas entre los miembros estructurales.

<sup>26</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 460

## b) Desplazamiento lateral impedido

El desplazamiento lateral o ladeo impedido es referido a las estructuras de marcos en donde se dispone de otros elementos estructurales (a más de las vigas y columnas) como arriostramientos o contraventeos diagonales o muros de corte que impiden la traslación horizontal de los nudos. En la figura 1.16 se aprecia estas configuraciones para impedir el ladeo.



**Figura 1.16 Edificaciones con desplazamiento lateral impedido**

### 1.6.4 Clasificación de las secciones de acero

Las secciones de acero se clasifican en compactas, no compactas y esbeltas de acuerdo a la relación ancho/espesor.

#### 1.6.4.1 Secciones compactas

Para que una sección clasifique como compacta, sus patines deben estar conectados en forma continua al alma y la relación ancho/espesor de sus elementos en compresión no deben exceder los límites de la relación ancho/espesor que se presenta en la Tabla 1.9.

#### 1.6.4.2 Secciones no compactas

Las secciones que no clasifiquen como compactas serán calificadas como no compactas siempre que la relación ancho/espesor de sus elementos en compresión no excedan los límites para secciones no compactas de la tabla 1.9.

### 1.6.4.3 Secciones esbeltas

Si la relación ancho/espesor de algún elemento, sobrepasa los valores de la relación ancho/espesor para elementos no compactos de la tabla 1.9 la sección será clasificada como esbelta en compresión.

Descripción del elemento	Razón Ancho/espesor	Relaciones límite ancho/espesor	
		Compactos	No compactos <sup>a</sup>
Patines de canales y perfiles I laminados para vigas en flexión <sup>b</sup>	b/t	$65/\sqrt{F_y}$	$95/\sqrt{F_y}$
Patines de perfiles I soldados para vigas en flexión	b/t	$65/\sqrt{F_y}$	$95/\sqrt{F_{yt}/K_c}$ <sup>c</sup>
Lados proyectantes de par de ángulos en contacto continuo; ángulos o placas proyectantes en vigas o columnas laminadas; atiesadores de traves armadas	b/t	NA	$95/\sqrt{F_y}$
Ángulos o placas proyectantes en traves armadas, columnas armadas u otros miembros a compresión; patines a compresión de traves armadas	b/t	NA	$95/\sqrt{F_y/K_c}$
Almas de perfiles T	d/t	NA	$127/\sqrt{F_y}$
Elementos no atiesados simplemente apoyados a lo largo de un borde, como los lados de puntales formados por un solo ángulo, lados de puntales formados por dos ángulos con separadores y lados de secciones transversales en cruz o en estrella	b/t	NA	$76/\sqrt{F_y}$
Patines de secciones huecas en caja cuadradas y rectangulares de espesor uniforme sometidas a flexión o compresión <sup>d</sup> ; cubreplacas de patines y placas diafragmas entre líneas de conectores o cordones de soldadura	b/t	$190/\sqrt{F_y}$	$238/\sqrt{F_y}$
Ancho no soportado de cubreplacas perforadas con una sucesión de agujeros de acceso <sup>e</sup>	b/t	NA	$317/\sqrt{F_y}$
Todos los otros elementos a compresión uniforme atiesados, o sea soportados a lo largo de los dos bordes	b/t h/t <sub>w</sub>	NA	$253/\sqrt{F_y}$
Almas en compresión por flexión <sup>b</sup>	d/t h/t <sub>w</sub>	$640/\sqrt{F_y}$ -----	----- $760/\sqrt{F_b}$
Almas en flexión combinada con compresión axial	d/t <sub>w</sub>	Para $f_u/F_y \leq 0.16$ $640/\sqrt{F_y} \left(1 - 3.74 \frac{f_u}{F_y}\right)$	-----
		Para $f_u/F_y > 0.16$ $257/\sqrt{F_y}$	
	h/t <sub>w</sub>	-----	$760/\sqrt{F_b}$
Secciones circulares huecas en compresión axial en flexión.	D/t	$3300/F_y$ $3300/F_y$	----- -----

<sup>a</sup> Para el diseño de secciones esbeltas que exceden los límite no compactos. Véase el apéndice B5 del manual ASD.

<sup>b</sup> Para vigas híbridas, use la resistencia de fluencia del patín  $F_{yt}$  en vez de  $F_y$ .

<sup>c</sup>  $K_c = \frac{4.05}{(h/t)^{0.46}}$  si  $h/t > 70$ , en cualquier otro caso  $K_c = 1.0$

<sup>d</sup> Véase también la sección F3.1 del manual ASD.

<sup>e</sup> Supone el área neta de la placa en el agujero más ancho.

**Tabla 1.9 Razones límite ancho/espesor para elementos a compresión<sup>27</sup>**

<sup>27</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF, 1999, pág. 470

La razón ancho/espesor de la tabla 1.9 introduce términos como el ancho efectivo del patín  $b$  que es analizado con amplitud en los apartados 1.6.5 y 1.6.6 de este capítulo y además el espesor efectivo  $t$  que se considera igual al espesor del patín o el alma según el caso.  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia y depende del tipo de acero.

En la tabla 1.9 se toma en cuenta la razón ancho/espesor de los elementos que conforman los miembros estructurales, pero existe una consideración adicional con respecto a los bordes que limitan el ancho del elemento para determinar su ancho efectivo a ser considerado en las relaciones de la tabla.

De acuerdo con los bordes si son o no soportados completamente los elementos se clasifican en atiesados y no atiesados.

### 1.6.5 Elementos no atiesados

Los elementos no atiesados de una sección son aquellos que son soportados en un solo borde, paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, y su ancho se tomará como sigue:

- Para patines de perfiles I y T como muestra la figura 1.17 el ancho  $b$  en la tabla 1.9 es la mitad del ancho total del patín  $b_f$ .

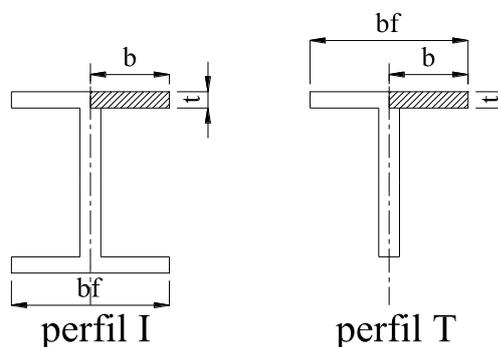


Figura 1.17 Elementos no atiesados en el patín de perfiles I y T

- Para alas de ángulos y patines de canales como muestra la figura 1.18, el ancho  $b$  es la dimensión nominal del ala y patín respectivamente.

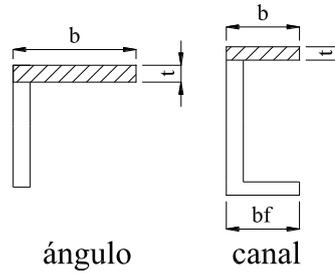


Figura 1.18 Elementos no atiesados de ángulos y canales

- Para el alma de perfiles T como muestra la figura 1.19,  $d$  es tomado como el peralte nominal.

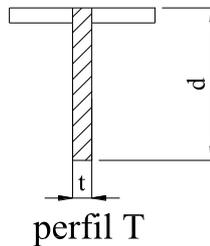


Figura 1.19 Elementos no atiesados en el alma de perfiles T

### 1.6.6 Elementos atiesados

Los elementos atiesados de una sección son aquellos que son soportados a lo largo de dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, y su ancho se tomará como sigue:

- Para el alma de secciones laminadas o armadas como muestra la figura 1.20,  $h$  es la distancia libre entre patines.

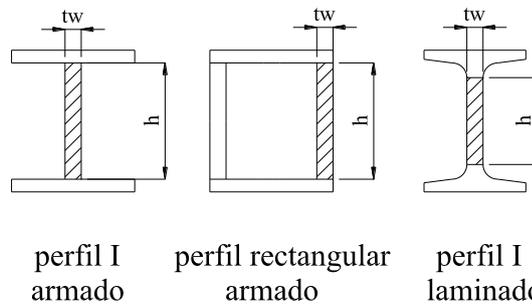
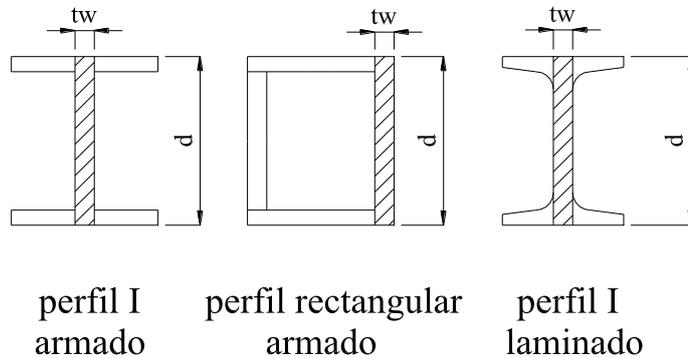


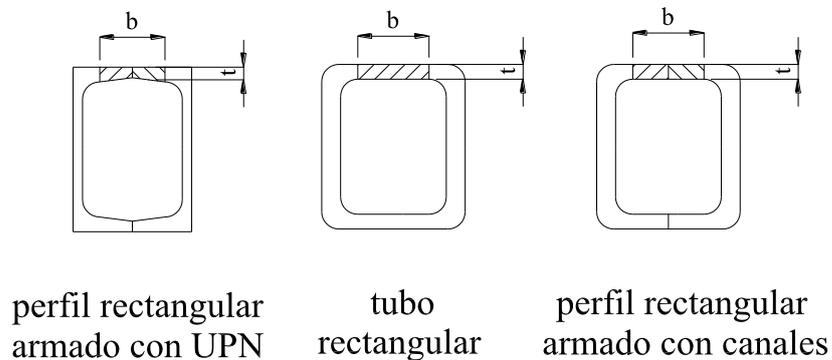
Figura 1.20 Elementos atiesados en el alma de las secciones

- Para el alma de secciones laminadas o armadas como muestra la figura 1.21,  $d$  es tomado como el peralte nominal.



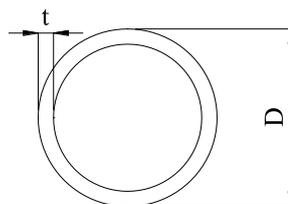
**Figura 1.21 Elementos atiesados en el alma respecto al peralte de las secciones**

- Para los patines de las secciones estructurales huecas (rectangulares o cuadradas) como muestra la figura 1.22, el ancho  $b$  es la distancia libre entre almas menos el radio de la esquina interior en cada lado. Si no se conoce el radio interior se puede tomar el ancho como el ancho total de la sección menos tres veces el espesor.



**Figura 1.22 Elementos atiesados en patines de perfiles cuadrados**

- Para elementos tubulares de sección circular como muestra la figura 1.23,  $D$  es el diámetro nominal.



**Figura 1.23 Elementos atiesados de tubos estructurales redondos**

### 1.6.7 Esfuerzo permisible para cargas axiales a compresión

Para los elementos estructurales cargados axialmente y que cumplen los requerimientos de la tabla 1.9 el esfuerzo permisible de compresión  $F_a$  cuando  $KL/r \leq C_c$  es:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}} \quad \text{Ec.1.18}$$

Donde:

$C_c$  = relación de esbeltez límite entre pandeo elástico y pandeo inelástico

$KL$  = longitud efectiva del miembro descrita en el apartado 1.6.3

$r$  = radio de giro del miembro (Ec. 1.14)

Esta relación de esbeltez límite puede encontrarse con la siguiente ecuación:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad \text{Ec.1.19}$$

Donde:

$E$  = módulo de elasticidad

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia

Y cuando  $KL/r > C_c$  el esfuerzo permisible  $F_a$  es:

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(KL/r)^2} \quad \text{Ec. 1.20}$$

Las fórmulas expresadas para el esfuerzo permisible a compresión para evitar resolverlas matemáticamente, sus resultados se pueden obtener directamente de las tablas C-36 y C-50 en la parte 3 página 3-16, del manual AISC -ASD para columnas.

## 1.7 Diseño de vigas

Las vigas son elementos constructivos lineales que trabajan principalmente a flexión. En las vigas la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal.

La nomenclatura en los perfiles I para describir las dimensiones de la sección transversal se aprecia en la figura 1.24 y utilizada en adelante para especificar las razones límite dentro del diseño de vigas.

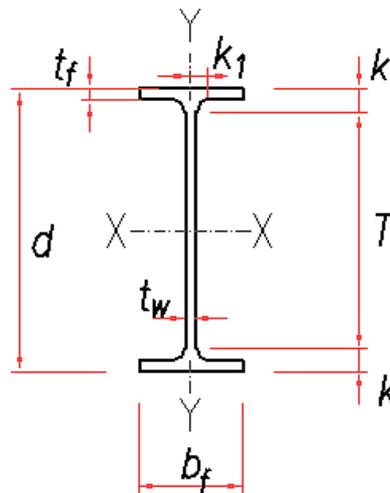


Figura 1.24 Nomenclatura de la sección transversal

Donde:

$d$  = peralte nominal de la viga

$b_f$  = ancho del patín

$t_f$  = espesor del patín

$T$  = distancia libre entre patines del alma (se utiliza  $h$  para vigas armadas siendo el ancho del alma)

$t_w$  = espesor del alma

$k$  = distancia de la cara exterior del patín a la punta del filete en el alma (vigas laminadas en caliente) o a la punta de la soldadura (vigas armadas).

$k_1$  = radio del filete.

El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciéndose las máximas en las fibras extremas de la sección, estas tensiones se calculan

relacionando el momento flexionante (máximo) y el momento de inercia. En las zonas cercanas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes.

Este esfuerzo de flexión  $f_b$  presente en las vigas puede calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$f_b = \frac{Mc}{I} \quad \text{Ec. 1.21}$$

Donde:

M = momento flexionante.

I = momento de inercia de la sección.

c = distancia desde la fibra neutra a la fibra más alejada de la sección.

Una constante que combina las propiedades importantes de la sección transversal en una sola cantidad para facilitar la búsqueda en tablas y manuales de las vigas se la denomina módulo de sección S y se expresa como:

$$S = \frac{I}{c} \quad \text{Ec. 1.22}$$

Entonces el esfuerzo de flexión  $f_b$  puede expresarse en función del módulo de sección quedando de la siguiente manera:

$$f_b = \frac{M}{S} \quad \text{Ec. 1.23}$$

Una vez seleccionado la sección de la viga que resista el momento flexionante, se procede a considerar si uno de los siguientes aspectos son críticos: momentos cortantes, aplastamiento, pandeo, soporte lateral, deflexión y si es el caso fatiga.

### 1.7.1 Esfuerzo permisible de vigas

El esfuerzo permisible por flexión  $F_b$  para la mayor parte de casos es:

$$F_b = 0.66F_y \quad \text{Ec.1.24}$$

Donde:

$F_y$  = esfuerzo de fluencia.

Se usa esta ecuación siempre que la viga permanezca estable, por tanto debe tener el suficiente soporte para no permitir el pandeo lateral del patín de compresión y debe ser lo suficientemente robusta (compacta) para que no se presente el pandeo local.

### 1.7.2 Pandeo local del patín PLP

Es un estado límite último que provoca la falla del patín en dependencia de las dimensiones de la sección transversal de acero (relación ancho/espesor del patín) que se somete a momentos flexionantes. En la figura 1.25 se muestra una viga real que ha fallado por pandeo local del patín.



Figura 1.25 Pandeo local del patín

Para que un elemento no atiesado, no falle localmente por pandeo el patín las especificaciones requieren que la relación en el patín ancho/2espesor ( $b_f/2t_f$ ) no sobrepase de:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ec.1.25}$$

Y para un elemento atiesado la razón en el patín ancho/espesor ( $b/t_f$ ) no debe exceder de:

$$\frac{b}{t_f} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ec. 1.26}$$

Donde:

$b$  = ancho efectivo del patín de acuerdo al apartado 1.6.6

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del miembro en  $\text{klb/plg}^2$ .

### 1.7.3 Pandeo local del alma PLA

Un fenómeno similar al PLP ocurre en el alma llamado pandeo local del alma PLA.

La figura 1.26 muestra la falla por pandeo local del alma.

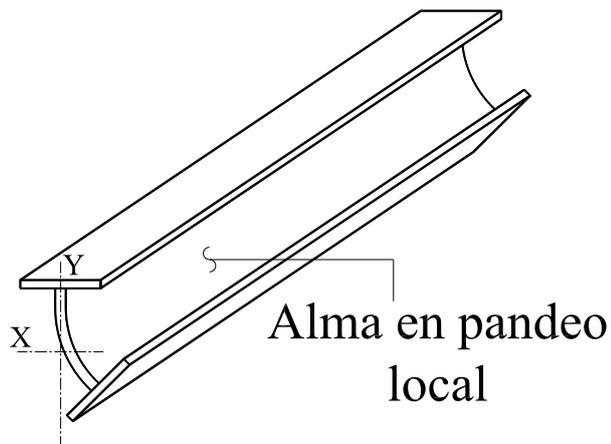


Figura 1.26 Pandeo local del alma de una viga

Para que no falle por este tipo de pandeo las razones peralte/espesor ( $d/t$ ) de secciones compactas no deben exceder los siguientes valores:

Para:  $\frac{f_a}{F_y} \leq 0.16$

$$\frac{d}{t} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ec. 1.27}$$

Para:  $\frac{f_a}{F_y} > 0.16$

$$\frac{d}{t} \leq \frac{257}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ec. 1.28}$$

Donde:

$f_a$  = esfuerzo axial de compresión en el elemento del miembro.

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del miembro en  $\text{klb/plg}^2$ .

#### 1.7.4 Tipos de secciones sometidas a momento flexionante

Los miembros de una estructura sometidos a momentos flexionantes se clasifican al igual que las columnas, de acuerdo a su relación ancho/espesor en compactas, no compactas y esbeltas.

Una sección compacta es aquella que es capaz de desarrollar la totalidad de su momento plástico antes de que ocurra cualquier falla por pandeo local.<sup>28</sup> Para este tipo de secciones compactas y con soporte lateral el esfuerzo permisible es  $0.66F_y$ .

Una sección no compacta es en la que el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algunos, pero no en todos sus elementos a flexión antes de que ocurra el pandeo local, por consiguiente no es capaz de alcanzar una distribución plástica de esfuerzos total. Para una sección no compacta en el alma el esfuerzo permisible se considera igual a  $0.60F_y$ .

---

<sup>28</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 183.

En una sección esbelta ocurrirá el pandeo local antes de que el esfuerzo de fluencia se alcance en cualquier parte de la sección. Para estas secciones el esfuerzo permisible debe reducirse considerablemente, mucho más que los considerados para las secciones no compactas.

Si una sección es compacta en el alma, pero el patín tiene una relación de ancho/espesor ( $b_f/2t_f$ ) entre:

$$\frac{95}{\sqrt{F_y}} > \frac{b_f}{2t_f} > \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ec. 1.29}$$

Donde:

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del miembro en  $\text{klb/plg}^2$

se considera a la sección como parcialmente compacta o semicompacta y el esfuerzo permisible por flexión  $F_b$  viene dado por:

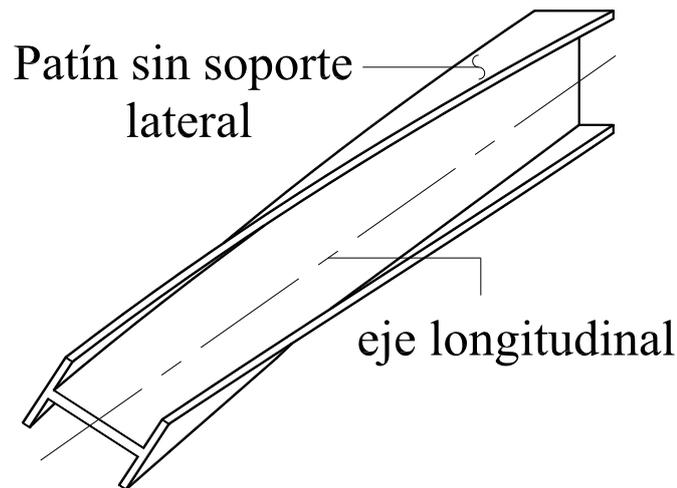
$$F_b = F_y \left[ 0.79 - 0.002 \left( \frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad \text{Ec. 1.30}$$

Donde:

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del miembro en  $\text{klb/plg}^2$

### 1.7.5 Soporte lateral de vigas

Otro estado límite último para vigas es el pandeo torsional lateral PLT que dependerá del tipo de soporte lateral que se proporcione a las vigas. La figura 1.27 muestra este estado límite.



**Figura 1.27** Pandeo lateral torsional de una viga

Si la viga falla por este estado límite la viga se pandea alrededor de su eje longitudinal. El soporte lateral está con frecuencia presente en forma de la losa o cubierta soportada por el miembro horizontal a compresión.

Si los elementos a flexión poseen soporte lateral y a su vez son compactas el esfuerzo permisible como se dijo en el apartado 1.7.1 es  $0.66F_y$ .

Mientras tanto si no posee soporte lateral total la viga, el esfuerzo permisible a flexión  $F_b$  se reduce de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$F_b = 20000 - 7.5 \left( \frac{L}{b_f} \right)^2 \quad \text{Ec. 1.31}$$

Donde:

$L$  = distancia en plg entre puntos de soporte lateral.

$b_f$  = ancho del patín en plg.

### 1.7.6 Esfuerzo cortante

El esfuerzo cortante es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal en este caso de la viga. A pesar de que el tamaño de la viga de acero se selecciona usualmente por flexión a excepción de claros muy cortos, es necesario revisar la capacidad por cortante. La fuerza cortante está presente en toda la viga y la máxima por lo general se encuentra en los apoyos.

Este esfuerzo cortante  $f_v$  puede ser calculado mediante la siguiente ecuación siendo el área efectiva el peralte nominal del miembro multiplicado por el espesor del alma:

$$f_v = \frac{V}{A_{\text{efectiva}}} \quad \text{Ec. 1.32}$$

Donde:

$V$  = fuerza cortante externa en la sección considerada.

$A_{\text{efectiva}}$  = área efectiva de la viga igual a el espesor del alma por el peralte.

### 1.7.7 Esfuerzo permisible de corte

Para  $\frac{h}{t_w} \leq \frac{380}{\sqrt{F_y}}$  el esfuerzo permisible de corte  $F_v$  es:

$$F_v = 0.40F_y \quad \text{Ec. 1.33}$$

Para  $\frac{h}{t_w} > \frac{380}{\sqrt{F_y}}$  El esfuerzo admisible de corte  $F_v$  es:

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v \leq 0.40F_y \quad \text{Ec. 1.34}$$

Donde:

$C_v$  = coeficiente dado por la ecuación 1.35

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del material en  $\text{klb/plg}^2$ .

Para el cálculo de  $C_v$  se utiliza:

$$C_v = \frac{45000 k_v}{F_y \left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \quad \text{Ec. 1.35}$$

Donde:

$h$  = distancia libre entre patines de vigas o trabes armadas.

$t_w$  = espesor del alma.

$k_v$  = coeficiente dado por la ecuación 1.36

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del miembro en  $\text{klb/plg}^2$ .

El coeficiente  $k_v$  es igual a la siguiente ecuación cuando  $a/h$  es menor que 1.0

$$k_v = 4.00 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad \text{Ec. 1.36}$$

Ó el coeficiente  $k_v$  es igual a la siguiente ecuación cuando  $a/h$  es mayor que 1.0

$$k_v = 5.34 + \frac{4.00}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad \text{Ec. 1.37}$$

Donde:

$a$  = distancia libre entre rigidizadores transversales.

### **1.7.8 Atiesadores para vigas**

Cuando se utiliza vigas armadas en la construcción de estructuras, es necesario revisar si necesita atiesadores en el alma para evitar el pandeo y pueda resistir ciertos estados límite.

#### **1.7.8.1 Atiesadores intermedios**

También llamados atiesadores sin carga, atiesadores por estabilidad o atiesadores intermedios transversales, se utilizan según la dirección del peralte a lo largo del alma para prevenir el pandeo debido a la compresión diagonal. Los atiesadores intermedios se muestran en la figura 1.28 en donde se indica que no necesitan llegar hasta el patín de tensión como sí es el caso de los atiesadores de apoyo.

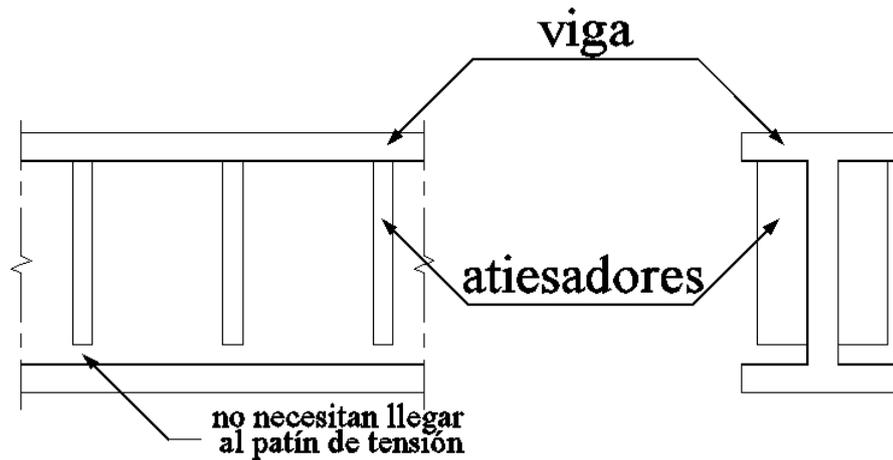


Figura 1.28 Atiesadores intermedios

Será necesario usar estos atiesadores intermedios cuando:

$$\frac{h}{t_w} > 260 \quad \text{Ec. 1.38}$$

Donde:

$h$  = distancia libre entre patines de vigas o trabes armadas.

$t_w$  = espesor del alma.

Y cuando el esfuerzo cortante máximo  $f_v$  en el alma es mayor que el esfuerzo permisible  $F_v$  de la siguiente ecuación:

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v \leq 0.40F_y \quad \text{Ec. 1.39}$$

Donde:

$C_v$  = coeficiente dado por la ecuación 1.35

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del material en  $\text{klb/plg}^2$ .

### 1.7.8.2 Atiesadores de apoyo

Estos atiesadores transfieren fuertes reacciones o cargas concentradas aplicadas a los patines superiores al peralte total del alma sin poner toda la carga sobre las conexiones del patín.<sup>29</sup> Los atiesadores de apoyo se muestran en la figura 1.29 donde

<sup>29</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 533.

obligatoriamente tienen que llegar al patín de tensión de la viga y son ubicados bajo de las cargas concentradas.

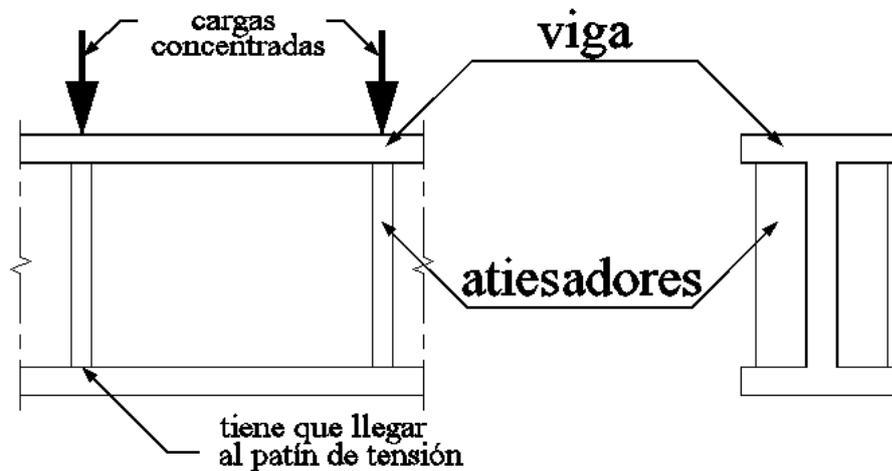


Figura 1.29 Atiesadores de apoyo

Los atiesadores de apoyo también sirven como atiesadores intermedios y se utilizan si el alma tiene una resistencia insuficiente por cualquiera de los estados límite de fluencia del alma y/o aplastamiento del alma.

### 1.7.9 Fluencia local del alma

Este estado límite se presenta debido a una concentración de esfuerzos en la unión del alma con el patín de la viga provocado por cargas grandes concentradas. Es en la unión ya que es el lugar donde la viga trata de transmitir compresión del patín al alma. En la figura 1.30 se muestra una representación de la fluencia local del alma, las cargas se suponen distribuidas longitudinalmente sobre una distancia =  $2.5k$  a lo largo de la viga desde el punto de aplicación de la carga para cargas aplicadas en o cerca del extremo del miembro y sobre una distancia =  $2.5k$  a cada lado de una carga aplicada a una distancia, desde el extremo del miembro mayor que el peralte  $d$  de la viga<sup>30</sup>

---

<sup>30</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 226.

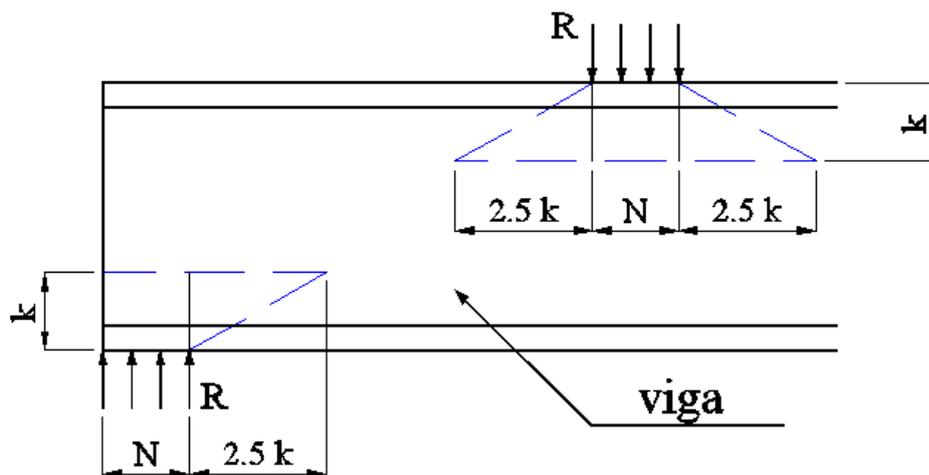


Figura 1.30 Fluencia local del alma

Para que el miembro no falle por fluencia local del alma, los valores de la siguiente relación de esfuerzo cuando es una carga concentrada o una reacción y esta aplicada a una distancia superior que el peralte del miembro medida desde el extremo, no debe exceder de:

$$\frac{R}{t_w(N+5k)} \leq 0.66F_y \quad \text{Ec. 1.40}$$

Donde:

R = carga concentrada o reacción en el miembro.

N = longitud de apoyo mínima para cargas concentradas en los extremos medido en la dirección del eje longitudinal de la viga.

k = distancia de la cara exterior del patín a la punta del filete en el alma (vigas laminadas en caliente) o a la punta de la soldadura (vigas armadas).

$t_w$  = espesor del alma.

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del miembro en  $\text{kg/cm}^2$

Si la fuerza aplicada al miembro es una carga concentrada o una reacción aplicada a una distancia menor que el peralte del miembro se usa:

$$\frac{R}{t_w(N+2.5k)} \leq 0.66F_y \quad \text{Ec. 1.41}$$

Si no se satisface estas ecuaciones será necesario utilizar atiesadores de apoyo.

### 1.7.10 Aplastamiento del alma

Es otro estado límite y se presenta como un fenómeno similar a la fluencia del alma, es decir el alma puede inestabilizarse siguiendo onda de pandeo cerca de la unión patín-alma.<sup>31</sup> La figura 1.31 muestra una representación de este estado límite.

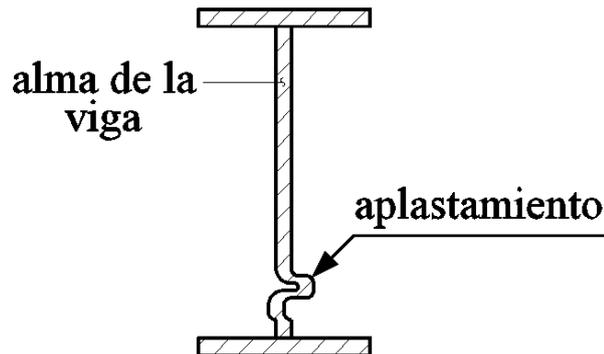


Figura 1.31 Aplastamiento del alma

Se utiliza atiesadores de apoyo en el alma si una fuerza concentrada aplicada en el miembro es mayor que el valor límite dado por la ecuación siguiente para cargas concentradas aplicadas a una distancia mayor que el peralte dividido entre dos ( $d/2$ ) mediada desde el extremo del miembro:

$$R = 67.5 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \quad \text{Ec. 1.42}$$

Donde:

$F_{yw}$  = esfuerzo de fluencia utilizado para el alma de la viga en  $\text{klb/plg}^2$ .

$R$  = carga concentrada o reacción límite en el miembro en  $\text{klb}$ .

$N$  = longitud de apoyo mínima para cargas concentradas en los extremos medido en la dirección del eje longitudinal de la viga en  $\text{plg}$ .

$t_w$  = espesor del alma de la viga en  $\text{plg}$ .

$t_f$  = espesor del patín de la viga en  $\text{plg}$ .

$d$  = peralte de la viga en  $\text{plg}$ .

<sup>31</sup> GALAMBOS, Theodore, *Diseño de estructuras de acero con LRFD*, 1ª Edición, PRENTICE HALL, México 1999, pág. 66

Si la carga concentrada se aplica a una distancia menor que el peralte dividido entre dos ( $d/2$ ) se emplea la siguiente ecuación:

$$R = 34t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw}t_f}{t_w}} \quad \text{Ec. 1.43}$$

### 1.7.11 Limitaciones a las deflexiones de vigas

Las deflexiones de las vigas son limitadas a  $L/360$  para cargas vivas y  $L/240$  para cargas vivas más carga muerta de acuerdo al CPE (Anexo 1). Esta limitación se realiza para no provocar agrietamientos de la losa de concreto en el piso y techo, agrietamiento del yeso (gypsum), distorsión de las paredes divisorias, para no afectar la apariencia de la estructura, para dar la confianza necesaria a las personas que habitan el inmueble, entre otros. Como manera de prevención las especificaciones AISC-ASD limita la deflexión a  $L/360$  para vigas que soportan cielos rasos enyesados.

Para deflexiones  $\Delta$  en el centro del claro de una viga simple con carga uniformemente distribuida viene dado por:

$$\Delta = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{Ec. 1.44}$$

Donde:

$q$  = carga uniformemente distribuida.

$L$  = longitud del claro.

$E$  = módulo de elasticidad del material.

$I$  = momento de inercia de la sección.

## 1.8 Miembros bajo fuerzas combinadas

Las columnas de una estructura real casi siempre, soportan no solo cargas axiales sino también cargas laterales provocando momentos flexionantes en ellas, a estas columnas bajo fuerzas combinadas por flexión y carga axial se las denomina vigas-columnas.

Existe la posibilidad que las columnas estén sometidas principalmente a momentos flexionantes combinado con fuerzas axiales, pero es más frecuente encontrar miembros en donde la carga a compresión es mayor a la carga a flexión pero siguen actuando simultáneamente.

Es difícil obtener con exactitud los esfuerzos  $f$  en miembros sometidos a una combinación de carga axial y de flexión y los esfuerzos calculados son en realidad de carácter aproximado<sup>32</sup>, los esfuerzos se calculan en base a la siguiente fórmula:

$$f = \frac{P_a}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad \text{Ec. 1.45}$$

Donde:

$P_a$  = carga axial.

$A$  = área de la sección transversal.

$M$  = momento flexionante.

$c$  = distancia desde la fibra neutra a la fibra más alejada de la sección.

$I$  = momento de inercia de la sección.

Para especificar el esfuerzo permisible se utiliza ecuaciones de interacción, que toma como base combinación de esfuerzos permisibles tanto por momento flexionante como por carga axial:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad \text{Ec. 1.46}$$

---

<sup>32</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 254.

Donde:

$f_a$  = esfuerzo axial ( $P_a/A$ ).

$F_a$  = esfuerzo permisible si solo se tuviesen esfuerzos axiales.

$f_b$  = esfuerzo de flexión.

$F_b$  = esfuerzo permisible si solo se tuviesen esfuerzos por flexión.

### 1.8.1 Ecuaciones para miembros bajo cargas axiales más flexión

Las especificaciones al calcular por el método de diseño por esfuerzos permisibles, incluyen tres ecuaciones para miembros con simetría simple y doble en flexión y compresión a la vez, considerando factores de ampliación y factores de modificación, incluyendo flexión respecto a los ejes X y Y.

#### 1.8.1.1 Primera ecuación para estabilidad

La primera ecuación se emplea para verificar la estabilidad de conjunto del miembro, y se analiza en la mitad del elemento en análisis:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx}f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right)F_{bx}} + \frac{C_{my}f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right)F_{by}} \leq 1.0 \quad \text{Ec. 1.47}$$

Donde:

$C_m$  = factor de modificación (según apartado 1.8.1.1.1)

$F'_e$  = esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad (Ec. 1.48)

$f_a$  = esfuerzo axial.

$F_a$  = esfuerzo permisible si solo se tuviesen esfuerzos axiales.

$f_b$  = esfuerzo de flexión.

$F_b$  = esfuerzo permisible si solo se tuviesen esfuerzos por flexión.

El esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad  $F'_e$  se determina mediante la siguiente ecuación:

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23(KL_b/r_b)^2} \quad \text{Ec. 1.48}$$

De la ecuación anterior  $L_b$  es la longitud real no soportada en el plano de flexión y  $r_b$  es el correspondiente radio de giro.

#### 1.8.1.1.1 Factor de reducción o modificación

El valor del factor de modificación  $C_m$  depende de la categoría en la que los miembros del sistema estructural estén sometidos. Existen tres categorías y son:

##### a) Categoría 1

Para elementos en compresión de marcos que pueden tener desplazamientos laterales, se considera a  $C_m$  igual a 0.85

##### b) Categoría 2

Para elementos en compresión con restricción de giro en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral y sin carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión  $C_m$  es igual a:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{Ec. 1.49}$$

Donde:

$M_1/M_2$  = relación del momento menor al mayor en los extremos de la longitud arriostrada.

##### c) Categoría 3

Para elementos en compresión en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral y con carga transversal entre sus apoyos el valor de  $C_m$  debe determinarse analíticamente. Sin embargo se permite el empleo de los siguientes valores:

- Para elementos cuyos extremos tienen restricción de giro en el plano de flexión,  $C_m = 0.85$
- Para elementos cuyos extremos no tienen restricción de giro en el plano de flexión,  $C_m = 1.0$

### 1.8.1.2 Segunda ecuación para condiciones de esfuerzo

La siguiente fórmula se aplica en los extremos de los miembros en flexión y compresión, aplicándola para verificar las condiciones de esfuerzo.

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad \text{Ec. 1.50}$$

Donde:

$f_a$  = esfuerzo axial.

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del material.

$f_b$  = esfuerzo de flexión.

$F_b$  = esfuerzo permisible si solo se tuviesen esfuerzos por flexión.

### 1.8.1.3 Tercera ecuación alternativa

Si existe una carga axial relativamente pequeña y  $f_a/F_a \leq 0.15$  se permite el empleo de la siguiente ecuación en lugar de las ecuaciones 1.49 y 1.50

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad \text{Ec. 1.51}$$

Donde:

$f_a$  = esfuerzo axial.

$F_a$  = esfuerzo permisible si solo se tuviesen esfuerzos axiales.

$f_b$  = esfuerzo de flexión.

$F_b$  = esfuerzo permisible si solo se tuviesen esfuerzos por flexión.

Es de importancia precisar que si la relación entre el factor de modificación y el factor de amplificación  $C_m / (1-f_a / F'_e)$  es menor que 1.0 se usará un valor de 1.0

## 1.9 Placas para base de columnas

Para evitar que se sobre esfuerce el concreto de la zapata o cimiento bajo la acción de la fuerza de compresión y flexión de las columnas sobre estas, es necesario colocar una placa base de acero entre el miembro y la zapata para que la carga se distribuya en un área razonablemente mayor.

La elevada carga desarrollada en una columna típica es demasiado grande para aplicarla al cimiento de concreto como una carga puntual, por lo que se aplica a una placa base gruesa, cuya área es suficiente para que el esfuerzo en el cimiento caiga dentro de los límites permisibles para el concreto de cimentación. En la figura 1.32 se ilustra tres placas bases soldadas a columnas.

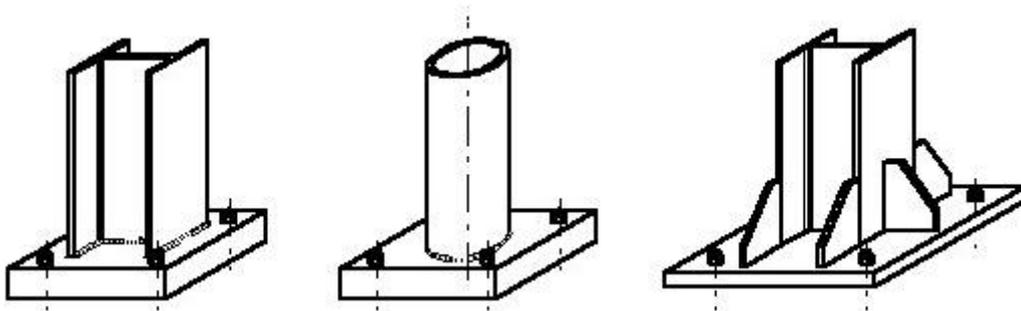


Figura 1.32 Placas bases soldadas a columnas

### 1.9.1 Placas base de columnas resistentes a momentos

Para encontrar el espesor de la placa base es necesario utilizar ecuaciones que consideren las dos acciones combinadas sobre la placa, la fuerza axial y los momentos flexionantes. La carga axial comprime a la placa base contra el cimiento mientras que el momento flector aumenta la compresión en un lado y la disminuye en el otro.

Para momentos de tamaño medio las fuerzas pueden transferirse a la zapata por medio de flexión de la placa base, pero cuando los momentos son muy grandes deben usarse conexiones atiesadas. Para un momento pequeño, el área entera de contacto

entre la placa y la zapata trabajará a compresión. Este será el caso si la carga resultante cae en el tercio medio de la longitud de la placa en la dirección de la flexión.<sup>33</sup>

El diseño de la placa base bajo esfuerzos combinados depende de la excentricidad  $e$  dada por la ecuación 1.52:

$$e = \frac{M}{P} \quad \text{Ec. 1.52}$$

Donde:

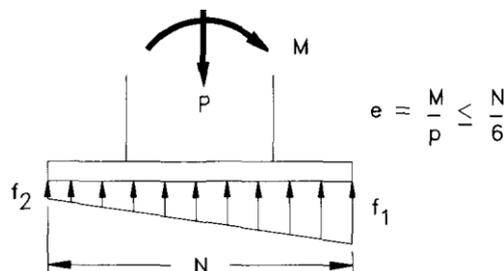
$M$  = Momento flexionante máximo de la columna.

$P$  = Carga axial máxima de la columna.

El momento y la fuerza axial son sustituidos por una fuerza equivalente axial a una distancia  $e$  desde el centro de la columna. Para pequeñas excentricidades, la fuerza axial equivalente es resistida solo por el apoyo en la base. Para excentricidades más grandes es necesario utilizar pernos de anclaje para resistir la fuerza a tensión provocada por el momento.

### 1.9.1.1 Excentricidad baja

Si  $e \leq N/6$ , la fuerza de apoyo a compresión está distribuida en toda la placa como se muestra en la figura 1.33 y es calculada como si la placa representará una sección transversal de una viga.



**Figura 1.33** Análisis de fuerzas para excentricidad baja

<sup>33</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 727.

Las fuerzas de apoyo  $f_1$  y  $f_2$  en los bordes de la placa se calcula como sigue:

$$f_{1,2} = \frac{P}{BN} \pm \frac{Mc}{I} \quad \text{Ec. 1.53}$$

Donde:

$P$  = carga axial aplicada a la placa base.

$M$  = momento flexionante aplicado a la placa base.

$B$  = ancho de la placa base.

$N$  = largo de la placa base.

$c$  = distancia desde el centro a uno de los bordes de la placa ( $N/2$ )

$I$  = momento de inercia, ( $BN^3/12$ )

Según especificaciones la fuerza de apoyo máxima  $f_1$  no debe exceder el esfuerzo permisible para apoyos de concreto  $F_p$  obtenido a partir de la siguiente ecuación:

$$F_p = 0.35 f_c' \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.70 f_c' \quad \text{Ec. 1.54}$$

Donde:

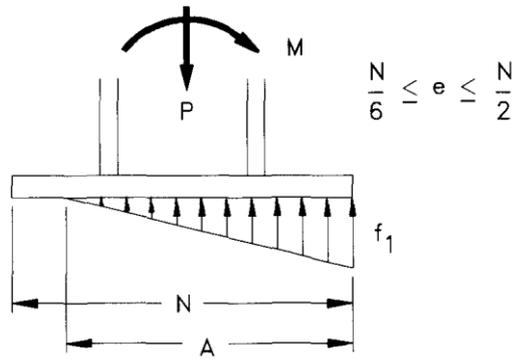
$f_c'$  = resistencia a compresión del concreto.

$A_1$  = área de la placa base.

$A_2$  = área del concreto.

### 1.9.1.2 Excentricidad moderada

Si el valor de la excentricidad  $e$  se encuentra entre  $N/6$  y  $N/2$ , se dice que la excentricidad es moderada y el apoyo está distribuido solo en una porción de la placa base como se muestra en la figura 1.34



**Figura 1.34** Análisis de fuerzas para excentricidad moderada

De esta figura la resultante de la carga de apoyo distribuida triangularmente debe ser igual a la carga axial equivalente aplicada a una distancia  $e$  desde el centro de la placa. El esfuerzo máximo de apoyo  $f_1$  en este caso es:

$$f_1 = \frac{2P}{AB} \quad \text{Ec. 1.55}$$

Donde:

$P$  = carga axial aplicada a la placa base.

$A$  = distancia sobre la cual la fuerza de apoyo ocurre.

$B$  = ancho de la placa base.

La distancia  $A$  se puede determinar para este caso a partir de la siguiente ecuación:

$$A = 3 \left( \frac{N}{2} - e \right) \quad \text{Ec. 1.56}$$

Donde:

$N$  = largo de la placa base.

$e$  = excentricidad.

### 1.9.1.3 Excentricidad alta

Cuando  $e > N/2$ , la excentricidad es alta como muestra la figura 1.35 y para el análisis de fuerzas se considera la reacción  $T$  provocada por los pernos de anclaje sometidos a tensión a causa del momento.

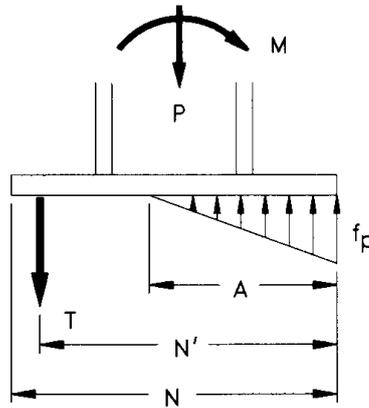


Figura 1.35 Análisis de fuerzas para excentricidad alta

Para este caso el esfuerzo máximo de apoyo  $f_p$  se asume igual al valor permisible  $F_p$  y se obtiene dos ecuaciones de equilibrio que son utilizadas para determinar las incógnitas.

La fuerza de tensión  $T$  provocada por los pernos de anclaje se calcula utilizando la primera ecuación de equilibrio dada por la suma de fuerzas producidas, y resulta:

$$T = \frac{f_p AB}{2} - P \quad \text{Ec. 1.57}$$

Donde:

$f_p$  = esfuerzo máximo de apoyo.

$A$  = distancia sobre la cual la fuerza de apoyo ocurre.

$B$  = ancho de la placa base.

$P$  = carga axial aplicada a la placa base.

Y la segunda ecuación dada por la suma de momentos alrededor de la fuerza resultante  $T$  es:

$$PA' + M = \frac{f_p AB}{2} \left( N' - \frac{A}{3} \right) \quad \text{Ec. 1.58}$$

Donde:

$A'$  = distancia entre el perno de anclaje y el centro de la columna.

$N'$  = distancia del borde de la placa a la fuerza provocada por el perno de anclaje.

$f_p$  = esfuerzo máximo de apoyo.

$A$  = distancia sobre la cual la fuerza de apoyo ocurre.

$B$  = ancho de la placa base.

$P$  = carga axial aplicada a la placa base.

$M$  = momento flexionante aplicado a la placa base.

De la segunda ecuación de equilibrio se despeja la distancia bajo la cual ocurre la fuerza de apoyo  $A$  y se obtiene la siguiente ecuación que para motivos de cálculo se toma el valor positivo más pequeño:

$$A = \frac{f' \pm \sqrt{\left[ f'^2 - 4 \left( \frac{f_p B}{6} \right) (PA' + M) \right]}}{\frac{f_p B}{3}} \quad \text{Ec. 1.59}$$

Donde:

$f'$  = carga de equivalencia (Ec. 1.60).

$A'$  = distancia entre el perno de anclaje y el centro de la columna.

$f_p$  = esfuerzo máximo de apoyo.

$B$  = ancho de la placa base.

$P$  = carga axial aplicada a la placa base.

$M$  = momento flexionante aplicado a la placa base.

La carga de equivalencia  $f'$  es calculada mediante la siguiente ecuación:

$$f' = \frac{f_p B N'}{2} \quad \text{Ec. 1.60}$$

Donde:

$f_p$  = esfuerzo máximo de apoyo.

$B$  = ancho de la placa base.

$N'$  = distancia del borde de la placa a la fuerza provocada por el perno de anclaje.

Para el cálculo del espesor de la placa  $t_p$  se usa la siguiente expresión:

$$t_p = \sqrt{\frac{6M_{pl}}{F_b}} \quad \text{Ec. 1.61}$$

Donde:

$M_{pl}$  = momentos de flexión de la porción saliente de la placa respecto al centro de una de las caras de la columna.

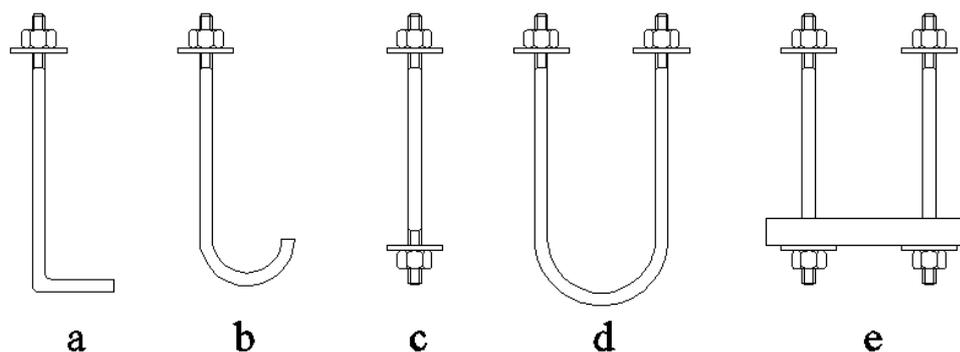
$F_b$  = esfuerzo permisible a flexión para placas base igual a  $0.75F_y$

Para columnas rectangulares, la sección crítica usada para determinar el espesor de la placa base debe ser basada en 0.95 veces la dimensión exterior de la columna, y es a esta distancia en donde se presenta los momentos máximos en la placa base y por consiguiente los que van a ser usados en el cálculo del espesor requerido de la placa.

### **1.10 Pernos de anclaje**

Son varillas o pernos incrustados en el hormigón de los cimientos o zapatas para fijar o asegurar un elemento estructural como la columna a través de su placa base, también se usa estos pernos de anclaje para transferir fuerzas de tensión o una combinación de fuerzas de tensión y corte ocasionados por la estructura.

La tensión se transfiere al hormigón a través de la cabeza incluida en el perno de anclaje, o a través de la fuerza de enlace entre el ancla y el hormigón. Existen varios tipos de pernos de anclaje que son fundidos junto con el cimiento y confían en la adherencia con el concreto para desarrollar la totalidad de la capacidad portante.



**Figura 1.36 Pernos de anclaje**

En la figura 1.36 se muestra los tipos comunes de pernos de anclaje y a continuación se describe cada uno de ellos:

- a) Perno tipo L con gancho que proporciona un anclaje fuerte y evita el giro. Es uno de los más utilizados por su versatilidad y gran adherencia al concreto. El diseño de estos pernos se describe en el apartado 1.10.1 de este capítulo.
- b) Perno tipo J con gancho que tiene similares características de anclaje y diseño que los pernos de anclaje tipo L.
- c) Perno con rosca en los dos extremos, el área transversal de la arandela inferior que se suelda al perno proporciona el anclaje al cimiento. Su uso está en desmedro.
- d) Perno tipo U usado principalmente cuando los agujeros de la placa base se encuentran poco distanciados. Es de difícil fabricación.
- e) Pernos con rosca en los dos extremos unidos y soldados con ángulo o placa, es una alternativa a la opción c.

### **1.10.1 Pernos de anclaje con gancho**

Los pernos de anclaje tipo L y tipo J se usan con mayor frecuencia en el anclaje de edificaciones de mediana altura, resolviendo satisfactoriamente los problemas de adherencia al concreto del cimiento. El diseño de este tipo de pernos se basa en el

anclaje que proporciona únicamente el gancho al sistema, por consiguiente la capacidad de tensión del gancho  $T_h$  del perno viene dada por la siguiente ecuación:

$$T_h = 0.7 f_c' d L_h \quad \text{Ec. 1.62}$$

Donde:

$f_c'$  = resistencia a compresión del concreto.

$d$  = diámetro del perno.

$L_h$  = longitud del gancho.

Según especificaciones se usa un factor de seguridad de 1.7, por tanto se divide al lado derecho de la ecuación anterior para este factor.

La capacidad de tensión del gancho mediante las ecuaciones anteriores se usa para placas base con cargas axiales, sin embargo la falla puede ocurrir por tensión, corte o torsión del sistema de anclaje, por lo que se recomienda que el gancho sea diseñado con una fuerza igual a la mitad de la capacidad de tensión del perno.

La carga de tensión admisible  $T$  del perno de anclaje se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$T = A_g \times F_t \quad \text{Ec. 1.63}$$

Donde:

$A_g$  = área gruesa transversal del perno.

$F_t$  = esfuerzo permisible a tensión.

El esfuerzo permisible a tensión  $F_t$  se calcula como sigue:

$$F_t = 0.33F_u \quad \text{Ec. 1.64}$$

Donde:

$F_u$  = esfuerzo último del material del perno.

La longitud requerida del gancho  $L_h$  para desarrollar la mitad de la carga de tensión admisible del perno es:

$$L_h = \frac{\left(\frac{T}{2}\right)}{\frac{0.7 f_c' d}{1.7}} \quad \text{Ec. 1.65}$$

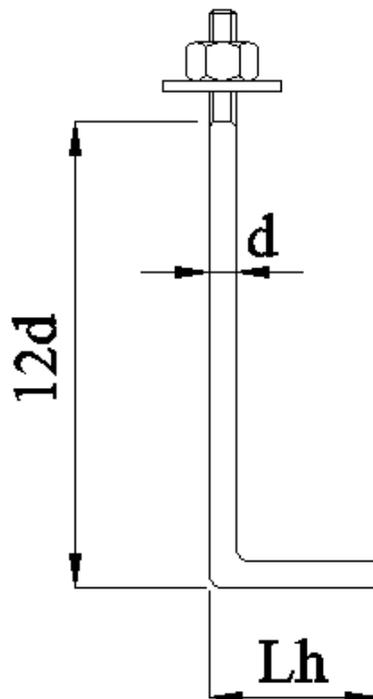
Donde:

$T$  = carga de tensión del perno (Ec. 1.57)

$f_c'$  = resistencia a compresión del concreto.

$d$  = diámetro del perno.

Para la longitud total del perno de anclaje se suma la longitud  $L_h$  del gancho más el largo mínimo del perno. En la figura 1.37 se ilustra estas longitudes.



**Figura 1.37** Longitudes del perno de anclaje tipo L (acero A36)

El largo mínimo del perno sin el gancho se toma de acuerdo a la tabla 1.10 en donde  $d$  es el diámetro del perno de anclaje.

Tipo de perno, Material	Mínima longitud incrustada	Distancia mínima de empotramiento desde el borde
A307, A36	12 d	5 d > 4 plg (101.6 mm)
A325, A449	17 d	7 d > 4 plg (101.6 mm)

Tabla 1.10 Longitud mínima de pernos de anclaje<sup>34</sup>

## 1.11 Procesos de soldadura

Existen principalmente cuatro procesos de soldadura y son:

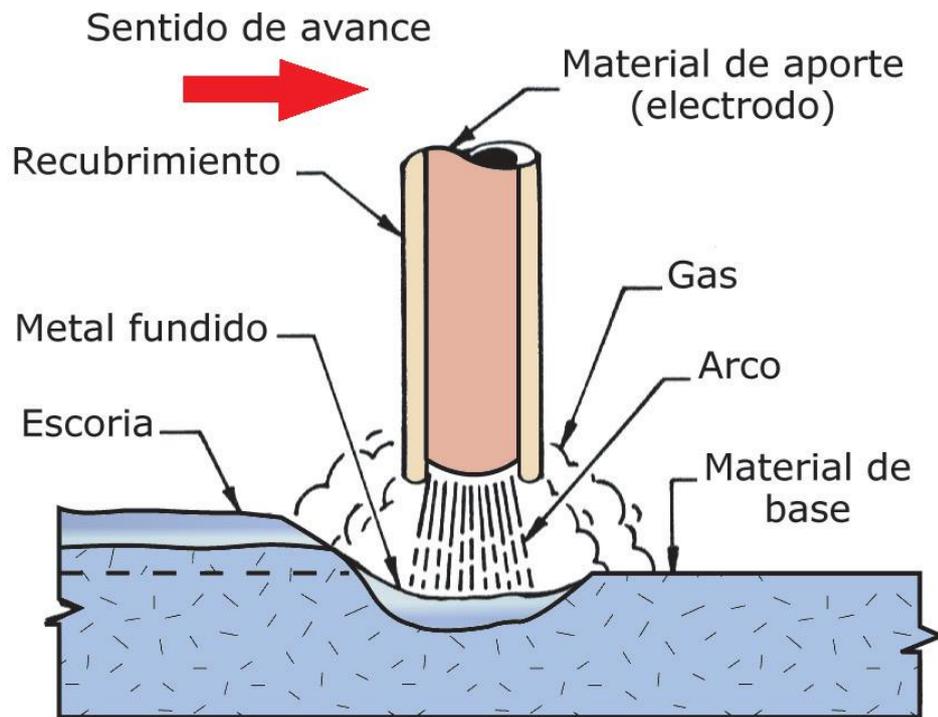
- Soldadura por arco eléctrico protegido (SMAW)
- Soldadura por arco sumergido (SAW)
- Soldadura de con gas y arco metálico (GMAW)
- Soldadura de arco con núcleo fundente (FCAW)

De estos procesos, el SMAW y el GMAW solos más utilizados dentro de la soldadura estructural.

### 1.11.1 Soldadura por arco eléctrico protegido SMAW

Es uno de los procesos por fusión para unir piezas metálicas, que utilizando un calor intenso, el metal en la unión de dos piezas es fundido causando una mezcla de las dos partes entre sí, o en la mayoría de casos junto con un aporte metálico fundido. La figura 1.38 muestra el proceso SMAW, en donde el aporte metálico se realiza por medio de un electrodo con un recubrimiento que crea una atmósfera de gases que protege el arco del medio ambiente al momento de soldar.

<sup>34</sup> AISC, Steel Design Guide Series, *Column Base Plates*, Third Printing: Octubre 2003, Impreso en USA, pág. 25



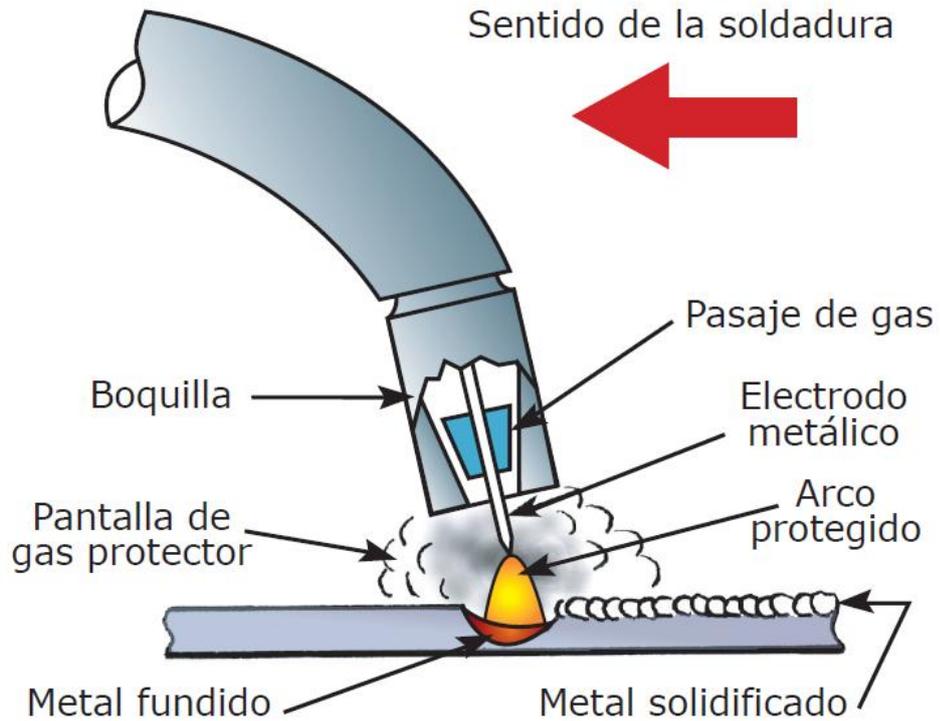
**Figura 1.38** Proceso de soldadura por arco eléctrico protegido SMAW

Por ser un proceso manual es usado principalmente en las soldaduras de campo o para el montaje de las estructuras, uniendo las placas de conexión entre miembros estructurales.

### **1.11.2 Soldadura con gas y arco metálico GMAW**

También conocido como MIG, su proceso al igual que la soldadura SMAW es por fusión, con una alimentación de electrodo de alambre en forma continua desde el centro de la pistola para soldar, realizando soldaduras por arco protegido con gas. El gas que utiliza este proceso es dióxido de carbono.

La figura 1.39 muestra el proceso GMAW, donde la pistola se posiciona sobre la zona a soldar con un ángulo similar al que se emplea con un electrodo revestido de soldadura por arco protegido. La distancia a la que deberá quedar la pistola de la superficie a soldar deberá ser la misma que la del diámetro de la boquilla de la pistola.



**Figura 1.39** Proceso de soldadura con gas y arco metálico GMAW

La principal ventaja de este sistema radica en la rapidez. Raramente, con el sistema MIG, será necesario detener el proceso de soldadura como ocurre con el sistema de arco protegido.

Otras de las ventajas son:

- La limpieza lograda en la soldadura (la mayor de todos los sistemas de soldadura por arco).
- La gran velocidad.
- En caso de trabajar con electrodo desnudo, la ausencia total de escoria.
- Menores temperaturas de soldadura.

Por ser un proceso automático o semi-automático, la utilización primordial radica en la unión de piezas para formar los miembros estructurales armados.

### 1.11.3 Tipos de soldadura

Existen dos tipos principales de soldaduras que se utiliza para formar estructuras metálicas: de ranura y de filete.

#### 1.11.3.1 De ranura

Son soldaduras que se deposita en una abertura entre las partes conectadas y se utilizan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano.<sup>35</sup> Para su realización es necesario biselar los elementos a soldarse, a no ser que se vaya a unir partes relativamente delgadas ( $\approx 6$  mm) en espesor pudiéndose dejar sin bisel.

Se emplea principalmente para unir entre columnas y para conexiones de vigas a columnas.

La figura 1.40 muestra los términos empleados para la soldadura de este tipo.

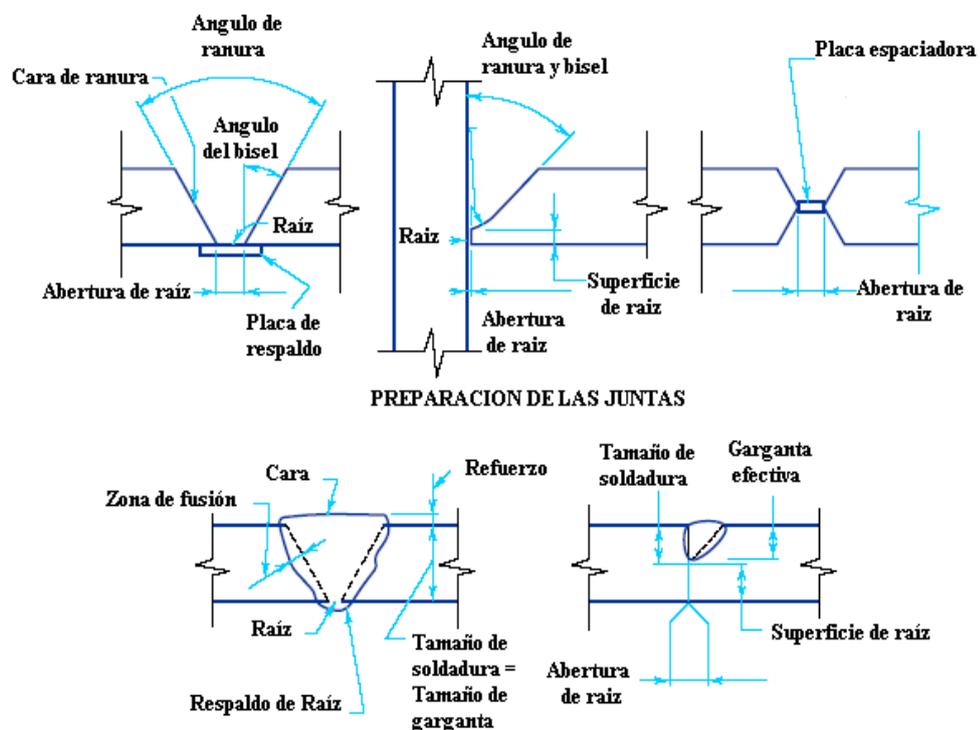


Figura 1.40 Nomenclatura para soldadura de ranura<sup>36</sup>

<sup>35</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 365

<sup>36</sup> AISC, *Manual of steel construction: LRFD*, USA, 1994, sección 8, fig. 8-50

La resistencia de la soldadura de ranura a la tensión o compresión cuando existe penetración completa es igual a:

$$R_{\text{soldadura}} = \frac{P}{A_{\text{efectiva}}} \quad \text{Ec. 1.66}$$

Donde:

P = carga aplicada a la soldadura en análisis.

$A_{\text{efectiva}}$  = área transversal neta efectiva de la soldadura de ranura.

En este caso de penetración completa donde la soldadura ocupa todo el espesor de la pieza más delgada a soldarse, el tamaño de la soldadura coincide con el tamaño de la garganta y el área transversal neta efectiva de la soldadura de ranura queda expresada como sigue:

$$A_{\text{efectiva}} = l_e \times t_e \quad \text{Ec. 1.67}$$

Donde:

$l_e$  = longitud efectiva de la soldadura de ranura.

$t_e$  = espesor o tamaño efectivo de la garganta igual al tamaño de la soldadura.

Para el cálculo de la resistencia de la soldadura para otros casos de aplicación de cargas y/o cuando la soldadura es de penetración parcial, es necesario regirse a la tabla 1.11 de esfuerzos permisibles.

### 1.11.3.2 De filete

A pesar de ser más débiles que las de ranura, es el tipo de soldadura que más se utiliza para las conexiones estructurales (aproximadamente 80%), debido a que se permiten tolerancias mayores en el montaje<sup>37</sup> por el hecho que se traslapan los miembros a soldarse.

---

<sup>37</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 365

Es utilizado principalmente para unir placas de conexión a los miembros y también para armar perfiles estructurales. La figura 1.41 muestra los términos empleados para la soldadura de este tipo.

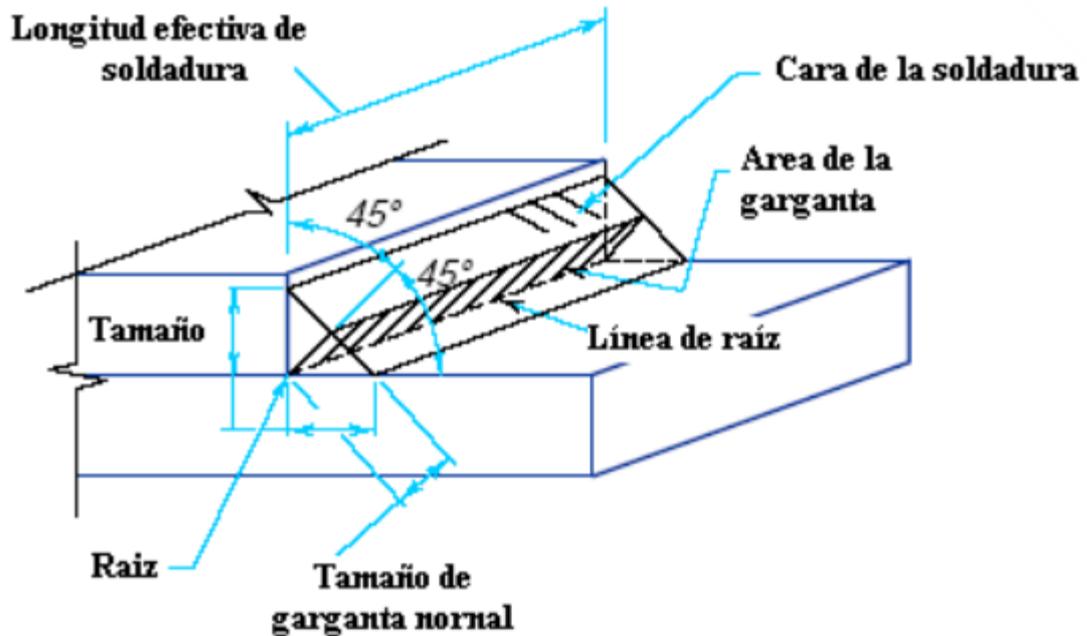


Figura 1.41 Nomenclatura para soldadura de filete<sup>38</sup>

La soldadura de filete falla por corte en ángulos de 45° a través de la garganta. Por tanto para el análisis de la resistencia de la soldadura se toma en cuenta el espesor o tamaño de la garganta teórica, siendo la distancia más corta de la raíz de la soldadura a la superficie externa de ésta.<sup>39</sup> Para filete de 45° o de lados iguales, el espesor efectivo de la garganta  $t_e$  es:

$$t_e = 0.707 \times \text{tamaño de la soldadura} \quad \text{Ec. 1.68}$$

La resistencia de la soldadura de filete  $R_s$  al corte se supone igual a:

$$R_s = F_{\text{soldadura}} \times A_{\text{efectiva}} \quad \text{Ec. 1.69}$$

<sup>38</sup> AISC, *Manual of steel construction: LRFD*, USA, 1994, sección 8, fig. 8-49

<sup>39</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 372

Donde:

$F_{\text{soldadura}}$  = esfuerzo de corte permisible igual a  $0.30F_{\text{EXX}}$  (obtenido de tabla 1.11)

$A_{\text{efectiva}}$  = área efectiva de la soldadura de filete.

La resistencia del electrodo  $F_{\text{EXX}}$  se toma de acuerdo a la especificación del fabricante y es referida a la resistencia mínima última a la tensión del electrodo o nominal de la soldadura en  $\text{klb/plg}^2$

El área efectiva de la soldadura de filete  $A_{\text{efectiva}}$  es igual al siguiente producto:

$$A_{\text{efectiva}} = l_e \times t_e \qquad \text{Ec. 1.70}$$

Donde:

$l_e$  = longitud efectiva de la soldadura.

$t_e$  = espesor o tamaño efectivo de la garganta.

Por motivos de simplificación de cálculo la capacidad de la soldadura de filete por pulgada de longitud, para electrodos E70XX, puede analizarse de manera conveniente al multiplicar el tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada por 0.928.<sup>40</sup>

Los esfuerzos permisibles para las soldaduras de tanto de filete como de ranura se especifican en la siguiente tabla 1.11 de acuerdo al tipo de soldadura.

---

<sup>40</sup> BROCKENBROUGH, Roger, *Diseño de Estructuras de Acero*, 2ª Edición, McGraw-Hill, tomo 2, Colombia, 1997, pág. 5.30

Tipo de soldadura y esfuerzo	Esfuerzo permisible	Resistencia requerida de la soldadura.
<b>Soldadura de ranura de penetración completa</b>		
Tensión perpendicular al área efectiva.	Igual a la del metal base.	Debe usarse metal de soldadura compatible.
Compresión perpendicular al área efectiva.	Igual a la del metal base.	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible.
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura.	Igual a la del metal base.	
Cortante en el área efectiva	30% de la resistencia nominal a tensión del metal de soldadura (klb/plg <sup>2</sup> )	
<b>Soldadura de ranura de penetración parcial</b>		
Compresión perpendicular al área efectiva.	Igual a la del metal base.	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible.
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura.	Igual a la del metal base.	
Cortante paralelo al eje de la soldadura.	30% de la resistencia nominal a tensión del metal de soldadura (klb/plg <sup>2</sup> )	
Tensión perpendicular al área efectiva.	30% de la resistencia nominal a tensión del metal de soldadura (klb/plg <sup>2</sup> ), excepto que el esfuerzo de tensión en el metal base no excederá el 60% del esfuerzo de fluencia del metal base.	
<b>Soldadura de filete</b>		
Cortante en el área efectiva.	30% de la resistencia nominal a tensión del metal de soldadura (klb/plg <sup>2</sup> )	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible.
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura.	Igual a la del metal base.	
<b>Soldaduras de tapón y de muesca.</b>		
Cortante paralelo a las superficies de contacto (en el área efectiva)	30% de la resistencia nominal a tensión del metal de soldadura (klb/plg <sup>2</sup> )	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible.

**Tabla 1.11 Esfuerzos permisibles para soldaduras<sup>41</sup>**

#### 1.11.4 Requisitos de la especificación AISC-ASD para soldaduras

A más de los requisitos de esfuerzos permisibles dado por la tabla 1.11 existe las siguientes recomendaciones:

<sup>41</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 366

- La longitud efectiva de la soldadura de ranura es igual al ancho de la pieza unida.
- El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de ranura con penetración completa es igual al espesor de la pieza más delgada a ser unida.
- La longitud efectiva de la soldadura de filete es igual a la longitud total de los filetes de cada lado, incluidos los retornos de refuerzo.
- El tamaño mínimo de la soldadura de filete se presenta en la tabla 1.12 y depende del espesor del material de mayor espesor de las dos partes unidas.

<b>Espesor del material de la parte unida de mayor espesor en plg (mm)</b>	<b>Tamaño mínimo de la soldadura de filete en plg (mm)</b>
Hasta 1/4 (6.35)	1/8 (3.17)
Mayor a 1/4 (6.35) hasta 1/2 (12.7)	3/16 (4.76)
Mayor a 1/2 (12.7) hasta 3/4 (19)	1/4 (6.35)
Mayor a 3/4 (19)	5/16 (7.93)

**Tabla 1.12** Tamaños mínimos de soldadura de filete<sup>42</sup>

- El tamaño máximo de la soldadura de filete que se permite a lo largo de los bordes de las partes conectadas es:
  - Para un espesor de material menos de 1/4 plg ( $\approx 6$  mm), el tamaño de la soldadura no debe ser más grande que el espesor del material.
  - Para un espesor de material igual o mayor que 1/4 plg ( $\approx 6$  mm), el tamaño de la soldadura no debe ser más grande que el espesor del material menos 1/16 plg ( $\approx 2$  mm).
- El espacio para depositar la soldadura de filete tiene que ser por lo menos de el tamaño de la soldadura D más 5/16 plg ( $\approx 8$  mm).

<sup>42</sup> AISC, *Manual of steel construction, allowable Stress Design*, 9ª edición, Chicago-USA, 1989, pág. 5-67

### **1.11.5 Conexiones soldadas**

Las conexiones soldadas se realizan mediante la aplicación de un proceso de soldadura, por el cual las partes metálicas a conectar son fundidas agregando un metal de aportación a la junta a utilizarse.

#### **1.11.5.1 Ventajas de las conexiones soldadas**

- Permite un ahorro de material, por consiguiente de peso y costo.
- Requiere menos trabajo y por lo tanto menos personal que la colocación de remaches o tornillos
- Permite una gran variedad de conexiones.
- Son más rígidas que los otros tipos de conexiones, permitiendo una verdadera continuidad en la transmisión de elementos mecánicos entre miembros.
- Las conexiones soldadas permiten ajustes de proyecto más fácilmente que en otro tipo de conexiones.

### **1.12 Conexiones de miembros**

Es de importancia el correcto diseño de las conexiones en los extremos de las vigas que conforman las estructuras de acero para garantizar la estabilidad y la transferencia de cargas. Estas conexiones se clasifican en simples, semirígidas y rígidas o de pórtico rígido.

El requerimiento mínimo de las conexiones en edificios que están sometidos a esfuerzos calculados, a excepción de las celosías, barras de control de deflexión y correas, deben diseñarse para soportar por lo menos 6 klb (2727.3 kg).<sup>43</sup>

---

<sup>43</sup> BROCKENBROUGH, Roger, *Diseño de Estructuras de Acero*, 2ª Edición, McGraw-Hill, tomo 2, Colombia, 1997, pág. 5.37

### **1.12.1 Conexiones simples**

Se suponen libres de rotar bajo cargas. Éstas se diseñan para soportar solamente fuerza cortante. Las conexiones de este tipo deben tener adecuada capacidad de rotación inelástica para evitar sobreesforzar los conectores o las soldaduras.<sup>44</sup> El uso principal de las conexiones sin transmisión de momento es cuando se va a unir vigas secundarias a vigas principales en edificios de poca altura. El manual de la AISC-ASD en la parte 4, dispone de tablas para el cálculo directo de la resistencia de las soldaduras y dimensiones de los elementos para este tipo de conexiones.

Las conexiones simples pueden ser de dos tipos: sin asiento y con asiento.

#### **1.12.1.1 Conexiones simples sin asiento**

Transfiere la carga de corte desde la viga a un apoyo con uno o dos ángulos de conexión, o una placa de cortante. Estas conexiones son más económicas en cuanto a material que las conexiones de asiento. Son las más utilizadas como conexiones simples cuando se conecta entre almas de vigas.

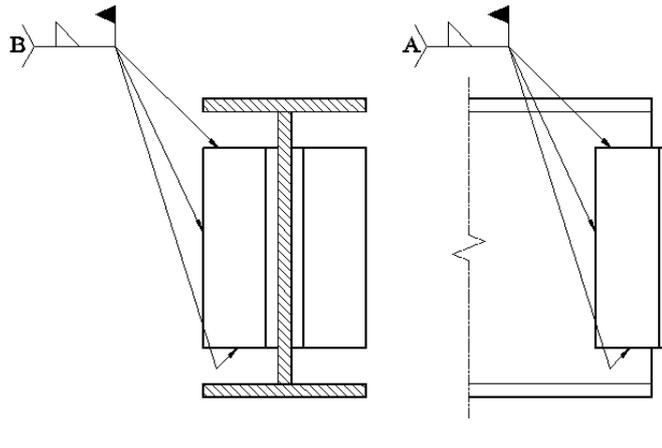
Las conexiones simples sin asiento pueden ser sujetas en taller a la viga o a la columna y además se las realiza completamente empernadas, completamente soldadas o una combinación entre soldadura y pernos. Para efectos del presente trabajo, se realiza una descripción del método de cálculo para conexiones completamente soldadas, por resultar más económicas que las anteriormente enunciadas.

##### **a) Conexiones simples sin asiento de dos ángulos soldados**

Las soldaduras para estas conexiones a corte se designan como de tipo A si están sujetas a la viga y tipo B si están sujetas al apoyo o soporte. Estas soldaduras se aprecian en la figura 1.42

---

<sup>44</sup> BROCKENBROUGH, Roger, *Diseño de Estructuras de Acero*, 2ª Edición, McGraw-Hill, tomo 2, Colombia, 1997, pág. 5.72



**Figura 1.42 Conexión simple de dos ángulos soldados**

En las soldaduras tanto del tipo A como B se presenta un efecto de excentricidad que debe ser considerado. Este efecto produce a la vez corte y torsión o un cierto momento de flexión. Existen dos métodos para determinar las fuerzas en las soldaduras A y B cuando están cargados excéntricamente. Un método muy conservador es el llamado método elástico que se recomienda su uso solo si una conexión particular cargada excéntricamente no está contenida en las tablas que rigen para el otro método llamado de resistencia última.

Con el método de resistencia última se obtiene resultados más precisos, siendo el que se utilizará para el cálculo de las conexiones simples a dos ángulos en este trabajo. Por ser este método, un tedioso proceso de aproximaciones sucesivas se puede usar las tablas del manual AISC-ASD<sup>45</sup> para simplificar los cálculos y encontrar la resistencia de la soldadura. En estas tablas de acuerdo a la geometría de la soldadura y a la excentricidad existente se busca un coeficiente C para utilizarlo en la ecuación siguiente de carga excéntrica P en klb aplicada a una conexión soldada particular:

$$P = C \times C_1 \times D \times l \qquad \text{Ec. 1.71}$$

Donde:

C = coeficiente tomado de las tablas mencionadas.

C<sub>1</sub> = coeficiente del electrodo usado (tabla 1.13)

<sup>45</sup> AISC, *Manual of steel construction, allowable Stress Design*, 9ª edición, Chicago-USA, 1989, págs. 4-75 a 4-82

D = tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada.

l = longitud de la soldadura más larga (en plg).

Para encontrar el coeficiente del electrodo  $C_1$  se usa la siguiente tabla:

<b>ELECTRODO</b>	<b>E60</b>	<b>E70</b>	<b>E80</b>	<b>E90</b>	<b>E100</b>	<b>E110</b>
Fv (klb/plg <sup>2</sup> )	18	21	24	27	30	33
$C_1$	0.857	1.00	1.14	1.29	1.43	1.57

Tabla 1.13 Coeficientes  $C_1$

El mínimo valor de la distancia a ser considerado en el cálculo de la excentricidad para soldaduras tipo A se mide desde la cara de la columna o miembro soportante hasta el centro de gravedad del grupo de soldadura ubicado en la viga. Para soldaduras tipo B se mide desde el centro del alma de la viga o miembro soportado hasta el centro de gravedad del grupo de soldadura ubicado en la viga principal.

Las especificaciones AISC-ASD para este tipo de conexión establece que:

- Los ángulos que se sueldan al miembro de apoyo debe existir el retorno en la parte superior del ángulo en una longitud similar al doble del tamaño de la soldadura, evitando soldar por completo la parte superior del ángulo debido a que esto restringe la flexibilidad necesaria para este tipo de conexión. Se puede proporcionar un retorno inferior de refuerzo de una longitud igual al retorno superior.
- Para asegurar estabilidad y rigidez adecuadas, la longitud del material en una conexión sin asiento debe ser por lo menos la mitad de la distancia entre patines de la viga.<sup>46</sup>
- Si el caso es alcanzar el mismo nivel en la parte superior de las vigas se procede a despatinar, es decir recortar uno de los patines. El corte debe dejar un espacio entre elementos estructurales de aproximadamente 1/2 plg ( $\approx 13$

<sup>46</sup> BROCKENBROUGH, Roger, *Diseño de Estructuras de Acero*, 2ª Edición, McGraw-Hill, tomo 2, Colombia, 1997, pág. 5.73

mm) a 3/4 plg ( $\approx 19$  mm). Debe proporcionarse un filete de transición suave en la intersección de los cortes horizontal y vertical que forman el despatinaje.

- El espesor del ángulo debe ser por lo menos igual al tamaño de la soldadura.
- Los ángulos sobresalen mínimo 1/2 plg ( $\approx 13$  mm) del alma de la viga para poder ajustar o soldar con facilidad los miembros durante el montaje.

### 1.12.1.2 Conexiones simples con asiento

Transfiere la carga de corte a través de un asiento (ángulo B) debajo del patín inferior de la viga. Debe usarse un ángulo A por encima del patín superior para proporcionar apoyo lateral.<sup>47</sup> Este tipo de conexión se utiliza con frecuencia cuando se va a unir dos vigas con diferencia grande entre peraltes o para unir vigas a columnas en estructuras pequeñas con sistemas de contraventeo lateral. Un ejemplo de este tipo de conexión se presenta en la figura 1.43.

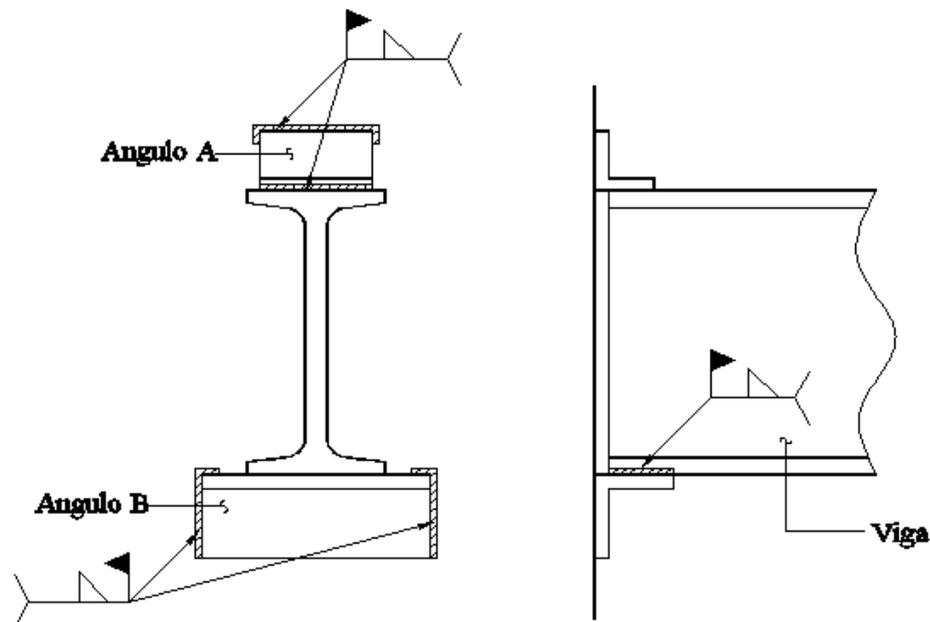


Figura 1.43 Conexión simple de asiento soldada

<sup>47</sup> BROCKENBROUGH, Roger, *Diseño de Estructuras de Acero*, 2ª Edición, McGraw-Hill, tomo 2, Colombia, 1997, pág. 5.73

### 1.12.2 Conexiones semirígidas

Este tipo de conexiones proporcionan una resistencia a la rotación en el extremo intermedia entre los tipos rígidos y simples. Por lo general al calcular este tipo de conexiones no se obtiene ventaja de sus posibilidades de reducción de momentos,<sup>48</sup> siendo el factor disuasivo la necesidad de utilizar un método de análisis intermedio, por tal motivo el proyectista para simplificar utiliza conexiones simples o rígidas en el cálculo.

Un ejemplo de este tipo de conexión se presenta en la figura 1.44.

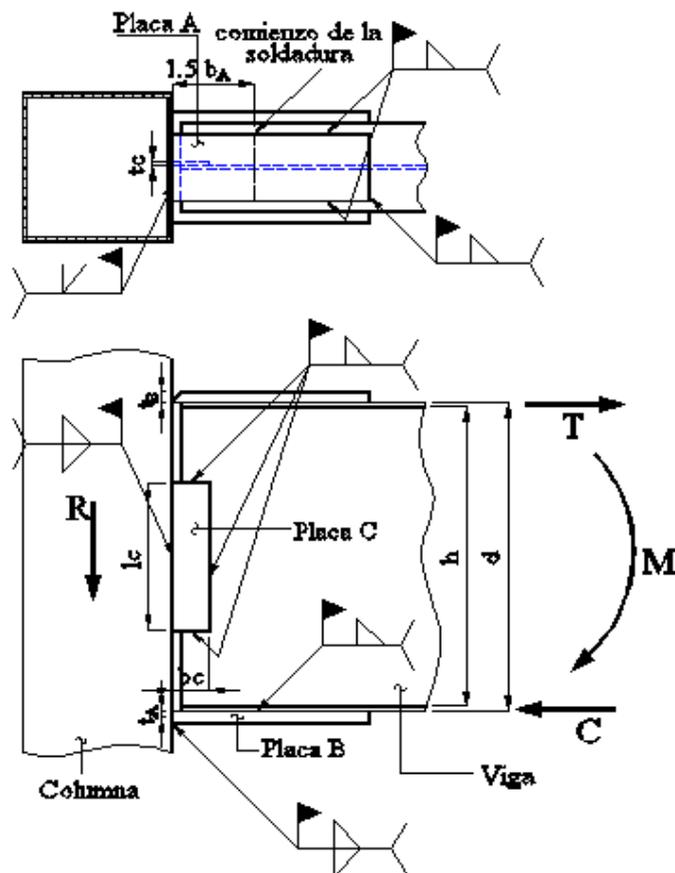


Figura 1.44 Ejemplo de conexión semirígida

<sup>48</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 409.

### 1.12.3 Conexiones rígidas

Son aquellas que teóricamente no permiten rotación en los extremos de la viga y transfieren el 100% del momento al empotramiento.<sup>49</sup> Por lo general, las conexiones de transmisión de momento se usan en edificios entre las vigas principales y las columnas para proporcionar resistencia a las fuerzas laterales.<sup>50</sup> Se considera este tipo de conexión cuando el requerimiento es diseñar marcos rígidos.

Actúan dos tipos de cargas en las conexiones rígidas, la una es la fuerza perpendicular al eje axial de la viga, con ésta se dimensionan los elementos para transmitir el corte pudiendo ser dos ángulos soldados al alma o una placa. La otra es paralela al eje axial de la viga, con esta fuerza se dimensionan los elementos de unión de los patines de la viga con la columna para transmitir el momento, pudiendo ser placas soldadas en los patines. Un ejemplo de este tipo de conexión se presenta en la figura 1.45.

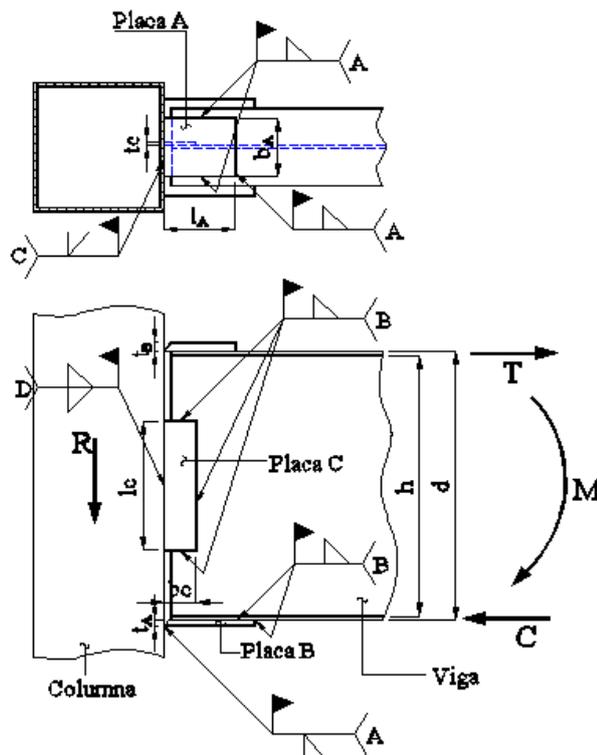


Figura 1.45 Ejemplo de conexión rígida

<sup>49</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 412.

<sup>50</sup> BROCKENBROUGH, Roger, *Diseño de Estructuras de Acero*, 2ª Edición, McGraw-Hill, tomo 2, Colombia, 1997, pág. 5.80

Para el diseño de este tipo de conexión, considerando la fijación por medio de soldadura, debe seguirse los siguientes pasos:

- Determinar la fuerza horizontal T, descomponiendo el momento de reacción M como sigue:

$$T = \frac{M}{d} \quad \text{Ec. 1.72}$$

Donde:

M = momento en el extremo

d = peralte de la viga.

- Diseñar la placa superior e inferior con la longitud de la soldadura, teniendo en cuenta que el área transversal de las placas se diseñan a tracción y la longitud de las placas se relaciona con la longitud de la soldadura requerida para resistir cortante. El área de la placa  $A_p$  se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$A_p = \frac{T}{F_t} \quad \text{Ec. 1.73}$$

Donde:

T = fuerza a tensión horizontal provocada por el momento.

$F_t$  = esfuerzo admisible a tensión de la placa ( $F_t = 0.60F_y$ )

La longitud requerida de la soldadura  $l_s$  para electrodos E70XX se determina utilizando la siguiente ecuación:

$$l_s = \frac{T}{0.928D} \quad \text{Ec. 1.74}$$

Donde:

T = fuerza a tensión horizontal provocada por el momento.

D = tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada.

- Diseñar la conexión de cortante. Se puede calcular el tamaño mínimo de la soldadura  $D_{\min}$  en dieciseisavos de pulgada sin tomar en cuenta el efecto de la excentricidad, mediante la ecuación siguiente considerando un electrodo E70XX y una longitud completa de soldadura en ambos lados.

$$D_{\min} = \frac{R}{2 \times 0.928 l} \quad \text{Ec. 1.75}$$

Donde:

R = reacción en el extremo de la viga soportada.

l = longitud de la soldadura más larga.

#### 1.12.4 Conexión entre patín y alma de las vigas.

Para garantizar que la viga se comporte como una sola unidad, la soldadura que une a los patines y el alma debe tener la resistencia suficiente en todo punto para transmitir las fuerzas cortantes horizontales que actúan entre las partes de la viga.<sup>51</sup>

A estas fuerzas cortantes horizontales analizadas por unidad de distancia a lo largo del eje longitudinal de la viga se las conoce también como flujo cortante  $f$  y se calcula como sigue:

$$f = \frac{VQ}{I} \quad \text{Ec. 1.76}$$

Donde:

V = fuerza cortante externa en la sección considerada.

Q = momento estático.

I = momento de inercia de la sección.

---

<sup>51</sup> GERE, James, *Mecánica de materiales*, 6ª edición, Cengage Learning, México, 2008, pág. 354

El momento estático  $Q$  se calcula respecto al eje neutro de la porción de la sección transversal localizada arriba del nivel en que el flujo cortante se está calculando, para el caso de una viga armada I es el área del patín.

Una vez calculado el flujo cortante se puede determinar fácilmente la cantidad de soldadura requerida para resistir la fuerza cortante, ya que la soldadura se especifica en términos de fuerza por unidad de distancia a lo largo del cordón de soldadura.

### **1.12.5 Criterios recomendados de diseño sísmico para nuevos edificios**

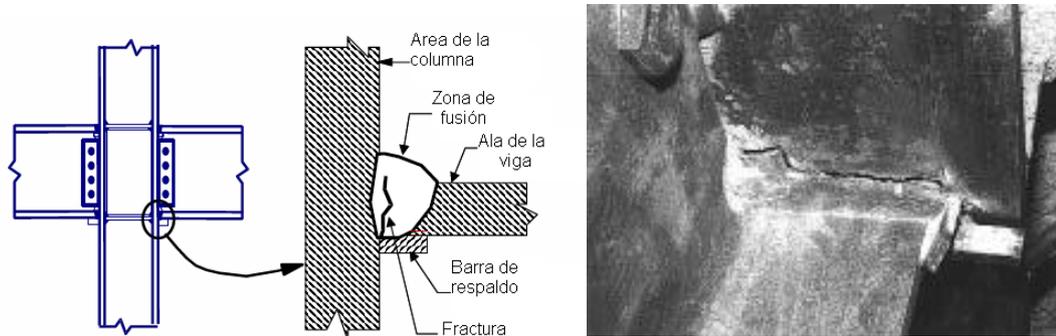
En el Ecuador, en especial en la ciudad de Quito en tiempos recientes se está popularizando la construcción de edificios con estructura de acero, concebidos a partir de Pórticos Especiales a Momento (SMF) que se detallará posteriormente. Las vigas para este tipo de pórticos generalmente son fabricadas utilizando celosías o perfiles I armados o laminados y las columnas se realizan armando perfiles tubulares a partir de canales C.

Los criterios de diseño para la construcción de estos edificios, principalmente en las conexiones viga-columna asociados con modos de fallas estructurales no dúctiles ante la presencia de un sismo son obsoletos, por consiguiente pudiesen resultar inadecuados frente a la acción de sismos moderados o severos.

El comportamiento de las estructuras de acero durante los terremotos de Northridge en 1994 (Estados Unidos) y Kobe en 1995 (Japón) han obligado a modificar radicalmente las provisiones sísmicas contenidas en las especificaciones AISC. Muchos edificios con estructura metálica diseñados y construidos inapropiadamente, parecidos a algunos de los que están siendo construidos en Quito, fueron dañados severamente incluso algunos colapsaron durante estos terremotos.

La causa principal de los daños fueron fracturas frágiles en las conexiones provocadas por cargas dinámicas con inversión de momentos, principalmente en la soldadura de penetración completa con unión directa entre los patines inferiores de la viga a la

columna como se muestra en la figura 1.46. Hubo evidencias de la formación de rótulas plásticas en esas zonas de unión en donde el comportamiento de la soldadura es frágil.



**Figura 1.46 Zona común de iniciación de fracturas frágiles**

La solución que se impone para este problema de fracturas frágiles para cualquiera que sea la modalidad de la conexión de momento, es tratar de alejar la rótula plástica de la cara de la columna a un lugar más dúctil, es decir disminuir los esfuerzos en la soldadura que conecta el patín de la viga a la columna y aumentar o concentrar los esfuerzos en el perfil (viga) donde la ductilidad es mayor.

Esta solución viene dada luego de una serie de ensayos realizados por entidades de investigación de los Estados Unidos entre ellas el FEMA (Federal Emergency Management Agency) la cual da a conocer su publicación referente a nuevos criterios recomendados para las conexiones de momento en edificios de marcos<sup>52</sup> y a su vez estas recomendaciones son acogidas por las especificaciones AISC publicando las provisiones sísmicas<sup>53</sup> a tomar en cuenta en el diseño y construcción de edificios.

#### **1.12.5.1 Clasificación de marcos con transmisión de momento**

Conforme a las provisiones sísmicas del AISC para el diseño de edificios de acero actualmente se han establecido varias categorías de acuerdo a los cuidados que se tomen para el diseño de sus elementos. La selección del tipo de pórtico dependerá del

<sup>52</sup> FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, *FEMA-350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, USA, 2000

<sup>53</sup> AISC, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, 3ª impresión, Chicago-USA, 2008

predominio de un código y de las condiciones del proyecto.<sup>54</sup> Los marcos a momento pueden ser diseñados acorde a la siguiente clasificación.

#### **a) Pórticos ordinarios a momento**

Los pórticos ordinarios a momento OMF por sus siglas en inglés son limitados a usarse en zonas no sísmicas. Sus marcos son relativamente fuertes comparado con los pórticos especiales a momento SMF pero son menos dúctiles. Por tanto, las estructuras con OMS deberían tener menor daño que las estructuras con SMF para sismos moderados y un daño más significativo que estructuras con SMF para sismos severos.

#### **b) Pórticos especiales de momentos**

Los pórticos especiales a momento o simplemente SMF son usados para construcciones en zonas sísmicas donde se procura obtener la mejor ductilidad posible mediante cuidados en las conexiones.

#### **c) Pórticos intermedios de momentos**

Los pórticos intermedios de momentos o IMF son usados para construcciones en zonas sísmicas donde se procura solamente cumplir con algunos requisitos del buen diseño de elementos.

### **1.12.5.2 Conexiones a momento precalificadas**

Para edificaciones compuestas de pórticos especiales a momento SMF las especificaciones AISC y FEMA definen una serie de conexiones llamadas conexiones precalificadas<sup>55</sup> y se espera que estas conexiones sean efectivas para prevenir las fracturas frágiles y minimizar el riesgo de colapso. Actualmente en

---

<sup>54</sup> FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, *FEMA-350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, USA, 2000, capítulo 2, pág. 2-7

<sup>55</sup> FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, *FEMA-350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, USA, 2000, capítulo 3, apartado 3.4 en adelante.

países como Estados Unidos, los códigos de construcción requieren que las conexiones a utilizar en los pórticos de acero resistentes a momento sean calificadas mediante un programa que ensaye conexiones prototipos. Las conexiones precalificadas pueden ser diseñadas y construidas sin verificación teórica y analítica.<sup>56</sup> A continuación se presenta dos ejemplos de conexiones precalificadas.

#### a) Conexiones con reducción de sección de viga

Son conexiones rígidas que como se muestra en la figura 1.47 utilizan cortes circulares en los patines superior e inferior de la viga para reducir el área del patín, estos cortes se realizan a una longitud cercana a la conexión con la columna. Los patines de la viga a la columna son unidos directamente sin refuerzo con una soldadura de ranura de penetración completa. La unión del alma de la viga puede ser a través de una soldadura de ranura de penetración completa, o bajo la utilización de una placa de corte soldada o empernada.

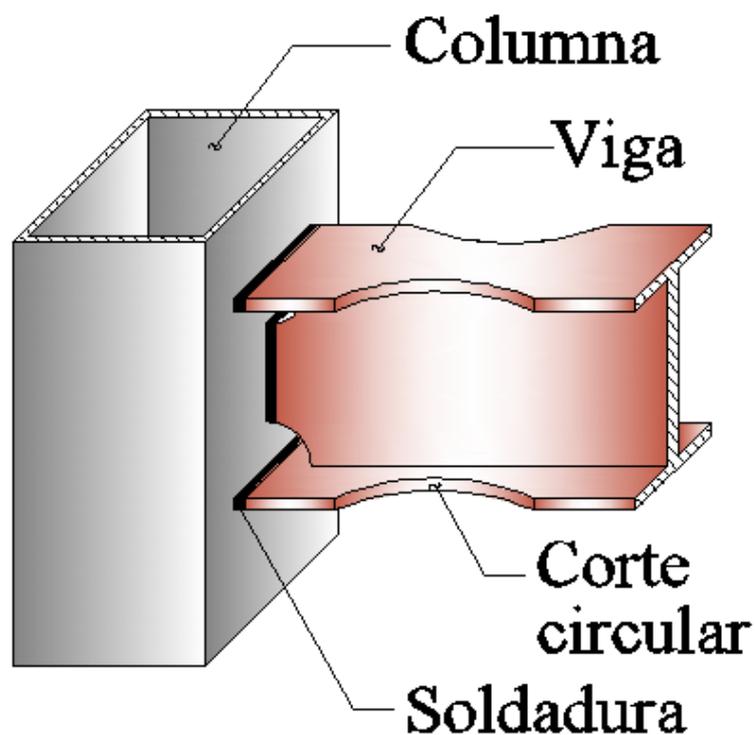


Figura 1.47 Conexión con reducción de viga (hueso de perro)

<sup>56</sup> AISC, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, 3ª impresión, Chicago-USA, 2008, apéndice P, pág. 6.1-62

### b) Conexiones con placas soldadas en los patines (WFP)

Son conexiones rígidas que como se muestra en la figura 1.48 utilizan placas para conectar los patines de la viga a la columna, sin una conexión directa entre miembros. La placa es unida a la columna con una soldadura de ranura de penetración completa y soldaduras de filete para unir con los patines superior e inferior de la viga. El alma se une mediante una placa de corte soldada o empernada.

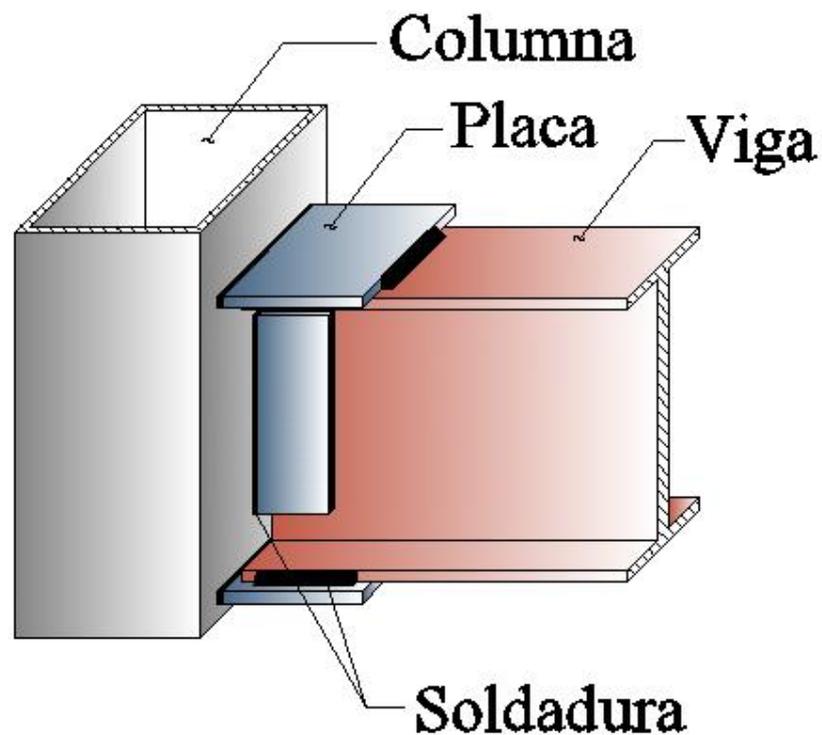


Figura 1.48 Conexión con placas soldadas en los patines

#### 1.12.5.3 Pandeo local del patín de la columna.

Dentro de las conexiones precalificadas se debe también evitar que la columna falle por pandeo local del patín debido a las cargas concentradas que existen en la conexión de las vigas principales a las columnas, no se deberá colocar atiesadores de continuidad transversales dentro de las columnas si el espesor del patín del miembro soportante es mayor que:

$$t_f > 0.4 \sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}} \quad \text{Ec. 1.77}$$

Donde:

$t_f$  = espesor de la columna soportante en plg.

$P_{bf}$  = fuerza magnificada del patín de la viga a la columna en klb.

$F_{yc}$  = esfuerzo de fluencia de la columna en klb.

La fuerza magnificada  $P_{bf}$  es 5/3 veces la fuerza calculada en klb aplicada por el patín o la conexión de momento, si tal fuerza es debida sólo a cargas muertas y vivas. El factor es 4/3 cuando la fuerza es debida a carga muerta y viva combinada con fuerzas de viento o sismo.<sup>57</sup>

---

<sup>57</sup> MCCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas: Método ASD*, 4ª Edición, Alfaomega, México-DF 1999, pág. 225.

## CAPITULO II

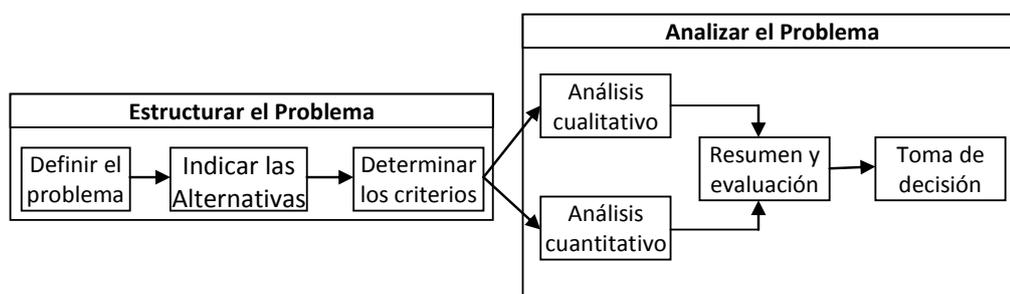
### ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

#### 2.1 Proceso de toma de decisión

La toma de decisiones consiste en que las personas que realizan el estudio de alternativas, para alcanzar ciertos objetivos, debe determinar, la alternativa que cumpla en mayor medida con sus expectativas, es decir, su mejor decisión, la toma de decisión implica la selección de un curso de acción de entre dos o más alternativas posibles, para así llegar a la solución de un problema dado.<sup>58</sup> Las etapas del proceso de toma de decisiones incluyen:

- Definir el problema de acuerdo a los objetivos perseguidos,
- Identificar soluciones alternativas,
- Analizar las posibles consecuencias de cada alternativa, y
- Seleccionar una alternativa para su implementación subsiguiente.

Este proceso de la toma de decisiones puede representarse con el modelo de la Figura 2.1



**Figura 2.1 Modelo para proceso de toma de decisiones**

Para este análisis de toma de decisión de una alternativa, principalmente en el análisis del problema se realiza mediante el método de evaluación y decisión multicriterio llamado Relaciones de Superación y Análisis Jerárquico AHP (Analytic Hierarchy Process) o también conocido como Proceso de Análisis Jerárquico, debido

<sup>58</sup> BERUMEN, Sergio, *Cambio tecnológico e innovación en las empresas*, 1ª Edición, ESIC editorial, España, 2007, pág. 163

a que es la mejor fundamentada estadísticamente y actualmente una de las de mayor uso en el mundo y su aplicación comprende una variada gama de experiencias prácticas en campos muy diversos como son ambientales, sociales, institucionales, diplomáticos, técnicos, estéticos y económicos, siendo estos tres últimos de primordial interés para esta tesis de ingeniería.

Ciertos criterios suelen ser medidos fácilmente porque se refieren a aspectos cuantitativos. La ventaja del AHP radica que adicionalmente permite agregar aspectos cualitativos que suelen quedarse fuera de los análisis debido a su complejidad para ser medidos, pero que pueden ser relevantes para algunas personas involucradas en la toma de decisión, como es el caso de riesgo o seguridad, incertidumbre, equidad, participación, entre otros.

### **2.1.1 Proceso de Análisis Jerárquico (AHP)**

Desarrollado por el matemático Thomas Saaty en el año de 1980 el Proceso de Análisis Jerárquico se fundamenta en formalizar la comprensión intuitiva de problemas de toma de decisión, mediante la construcción de un Modelo Jerárquico que básicamente contiene tres niveles: meta u objetivo, criterios y alternativas; permitiendo a la persona que analiza estructurar el problema multicriterio en forma visual.<sup>59</sup>

Construido el Modelo Jerárquico, se realizan comparaciones de pares entre dichos criterios y alternativas utilizando escalas de razón en términos de preferencia, importancia o probabilidad, sobre la base numérica que va desde 1 hasta 9 como se ilustra en la tabla 2.1 colocando o asignando estos valores numéricos a los juicios dados por las personas involucradas en la toma de decisión, logrando medir como contribuye cada elemento de la jerarquía al nivel inmediatamente superior del cual se desprende.

---

<sup>59</sup> <http://bieec.epn.edu.ec:8180/dspace/bitstream/123456789/529/1/anexo.pdf>

ESCALA SAATY	ESCALA VERBAL	INTERPRETACIÓN
1	Igual importancia de ambos elementos	Los dos elementos contribuyen de igual forma al objetivo.
3	Moderada importancia de un elemento sobre otro	La experiencia y el juicio favorecen levemente a un elemento sobre el otro.
5	Fuerte importancia de un elemento sobre otro	Uno de los elementos es fuertemente favorecido.
7	Muy fuerte importancia de un elemento sobre otro	Uno de los elementos es fuertemente dominante.
9	Extrema importancia de un elemento sobre otro	La evidencia que favorece a uno de los elementos es del mayor orden de afirmación.
2, 4, 6, 8	Valores intermedios	Usados para juicios intermedios.

**Tabla 2.1 Escala de razón para el AHP<sup>60</sup>**

Una vez obtenido el resultado final, el AHP permite llevar a cabo un análisis de sensibilidad, que avala las comparaciones mediante la llamada razón de consistencia (RC), para lo cual dicha razón debe tener un valor de  $\leq 0.10$ ; cualquier valor superior a éste indica juicios inconsistentes en la matriz de comparaciones, es decir razonamientos ilógicos respecto a los criterios y/o alternativas, debiendo hacer correcciones en mencionadas paridades.

### **2.1.1.1 Pasos a seguir en el Proceso de Análisis Jerárquico**

#### **d) Paso 1: Comparación en pares**

El grado de las preferencias de los criterios y alternativas tiene como objetivo expresar la importancia relativa de cada criterio y alternativa con respecto a los otros criterios y alternativas en un nivel de la jerarquía. La técnica que se aplica para asignar esos pesos es comparación pareada (en pares) y se desarrolla mediante una

<sup>60</sup> BERUMEN, Sergio, *Cambio tecnológico e innovación en las empresas*, 1ª Edición, ESIC editorial, España, 2007, pág. 167

serie de matrices de comparaciones en la que se registran los pesos de las preferencias de acuerdo a la escala de valores antes mencionada (tabla 2.1) para luego proceder a sumar los valores en cada columna de la matriz.

**e) Paso 2: Priorización local o relativa para los niveles de la jerarquía**

Una vez realizada la suma, se procede para cada matriz a construir otra matriz constituida por el resultado del cociente de cada elemento o valor de la matriz de comparación entre el total de la sumatoria de los valores de cada columna, obteniendo así las matrices denominadas de prioridades locales o relativas siendo estas matrices normalizadas. Como manera de comprobación la suma de las columnas tiene que obtener un resultado igual a uno.

A partir de cada matriz de prioridades se obtiene el vector de prioridades, tanto para los criterios respecto a la meta global (VPC) como para las alternativas respecto a cada criterio (VPA), este vector de prioridades es el promedio de los elementos de cada fila de la matriz de prioridades y constituye los valores de prioridades locales o relativas para cada elemento de la jerarquía, siendo proporcional, es decir el de mayor valor es el de mayor prioridad dentro del análisis.

**f) Paso 3: Priorización global o total para los niveles de la jerarquía**

Con los vectores de prioridades de las alternativas respecto a cada criterio (VPA), se construye la matriz de prioridades global. La prioridad global respecto a la meta global (VPG) es un vector columna, siendo este vector la jerarquización total de las alternativas, por consiguiente la de mayor valor es la alternativa que mejor se adapta a la meta global. Esta prioridad global (VPG) se resume como el vector que resulta del producto matricial entre la matriz de prioridades global por el vector de prioridades de los criterios (VPC).

#### g) Paso 4. Análisis de consistencias de las comparaciones

Para el análisis de consistencias de las comparaciones primero se construye la matriz de transformación que resulta del cociente de cada elemento del vector de prioridades (VPC y VPA) entre la matriz de comparaciones tanto para los criterios como para las alternativas.

Luego se elabora la matriz de consistencia, que resulta ser la matriz transpuesta de la matriz de transformación.

A continuación se procede a obtener el vector de consistencia de los criterios (VCC) y el vector de consistencia de las alternativas (VCA) que resulta de la suma de los elementos de cada fila de la matriz de consistencia para los criterios y alternativas. Los elementos de estos vectores de consistencia (VCC y VCA) se dividen para los elementos de los vectores de prioridades (VPC y VPA) y se obtiene el vector de resultados ( $\lambda$ )

Por último para el cálculo de la razón de consistencia de las matrices pareadas tanto para criterios como para alternativas y que tal razón constituye la validez de esas comparaciones, se usa la siguiente fórmula:

$$RC = \frac{IC}{IA} \leq 0.10 \quad \text{Ec.2.1}$$

Donde:

IC=Índice de consistencia

AI=Índice de consistencia aleatoria.

El índice de consistencia se obtiene mediante la ecuación:

$$IC = \frac{\lambda_{\max} - n}{n-1} \quad \text{Ec.2.2}$$

Donde:

$\lambda_{\max}$  = Promedio de los elementos del vector de resultados ( $\lambda$ )

n = Número de elementos (criterios y alternativas) que se comparan en pares.

$\lambda_{\max}$  viene dada por la ecuación siguiente:

$$\lambda_{\max} = \frac{\sum (\lambda)}{n} \quad \text{Ec.2.3}$$

Donde:

$\lambda$  = Elementos del vector de resultados.

$n$  = Número de elementos (criterios y alternativas) que se comparan en pares.

El índice de consistencia aleatoria (IC) depende del número de elementos que se comparan, en la tabla 2.2 se detalla el índice de consistencia aleatoria:

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
IC	0.1	0.2	0.58	0.89	1.11	1.24	1.32	1.40	1.45	1.49

Tabla 2.2 Índice de consistencia aleatoria (IC)<sup>61</sup>

## 2.2 Toma de decisión analizando la constitución de la estructura metálica

Se basará este análisis de alternativas de acuerdo a la constitución de la estructura tomando en cuenta la clasificación y descripción realizada en el apartado 1.2 del capítulo 1 referido a los tipos de estructura metálica.

### 2.2.1 Estructuración del problema multicriterio

#### 2.2.1.1 Definición del problema multicriterio

Este estudio se orienta en definir el tipo sección o constitución de la estructura que mejor se adapte a las necesidades del proyecto de vivienda tomando en cuenta criterios que afectan en la decisión, por consiguiente es la selección de una de las alternativas que se dispone o la priorización de ellas, comparando unas con otras

---

<sup>61</sup> BERUMEN, Sergio, *Cambio tecnológico e innovación en las empresas*, 1ª Edición, ESIC editorial, España, 2007, pág. 174

mediante la evaluación de factores o criterios establecidos que permitan conocer los pro y los contras incorporados en cada una de dichas alternativas.

### **2.2.1.2 Alternativas analizando la constitución de la estructura**

Las alternativas se basan en los tipos actuales de construcción para elementos que conforman estructuras metálicas (tipos de estructura metálica apartado 1.2 del capítulo 1).

- Alternativa 1 (A1): Vigas y columnas de celosía.
- Alternativa 2 (A2): Vigas y columnas de alma llena con perfiles.
- Alternativa 3 (A3): Vigas y columnas de alma llena armadas.

### **2.2.1.3 Determinación de criterios**

#### **a) Criterio 1 (C1): Seguridad**

Uno de los criterios más importantes a considerarse es la seguridad, debido a que este tipo de construcción involucra vidas humanas tanto en su elaboración como al momento de cumplir su finalidad una vez terminada. Por esta razón toda estructura tiene que diseñarse con un adecuado factor de seguridad que brinde las garantías necesarias.

Las tres alternativas de constitución de la estructura proporcionan prácticamente en iguales condiciones los resguardos para soportar cargas verticales y horizontales puesto que se puede acordar un factor de seguridad óptimo según el caso y también la estructura analizada no sobre pasa en dimensiones verticales a las horizontales.

#### **b) Criterio 2 (C2): Costo**

Dentro de un proyecto el factor económico es importante, principalmente si es de gran tamaño y tiene un costo relativamente grande, por tal razón se considera a este criterio como válido para ser analizado dentro de la toma de decisión. Cabe recalcar

que el porcentaje del costo de la estructura respecto al porcentaje del costo total del inmueble incluido obra civil y acabados, es relativamente bajo.

**c) Criterio 3 (C3): Estética**

Al tratarse de una estructura que se utiliza para vivienda y en donde se involucra un carácter minimalista al inmueble, la estética juega un papel preponderante a la hora de decidir por cual alternativa se inclina.

**d) Criterio 4 (C4): Tiempo**

En todo proyecto sea este grande o pequeño por lo general una limitante es el tiempo, para el caso en análisis el tiempo de ejecución de la construcción y el montaje tiene que ser óptimo, permitiendo alcanzar el objetivo en el menor lapso y dentro de los parámetros establecidos.

**e) Criterio 5 (C5): Optimización de espacios**

Como es preciso optimizar los espacios a lo esencial de acuerdo a especificaciones, se ve la necesidad de buscar un tipo de estructura metálica que brinde estas bondades, buscando una alternativa que ofrezca espacios lo más abierto posibles reduciendo al máximo las divisiones de ambientes y tendiendo a disminuir apoyos centrales (columnas) dentro del inmueble, sin subir sustancialmente los costos.

**f) Criterio 6 (C6): Control de calidad**

Es también un factor importante a tomar en cuenta, primordialmente para asegurar que la construcción y el montaje se lleven a cabo de acuerdo a parámetros y lineamientos correctos.

**g) Criterio 7 (C7): compatibilidad con materiales de acabados**

Se considera para el análisis de la constitución de la estructura metálica, la compatibilidad de la forma que tome la estructura con los materiales a usarse en los

acabados, teniendo que apegarse al estilo demandado por el propietario. Además de una compatibilidad entre elementos estructurales (vigas y columnas).

### 2.2.2 Análisis del problema multicriterio

Se realiza mediante el proceso de análisis jerárquico descrito en el apartado 2.1.1.

#### 2.2.2.1 Jerarquización general del problema multicriterio

Esta jerarquización consiste en la colocación del nivel al que le corresponde tanto a la meta global, a los criterios y a las alternativas, la figura 2.2 muestra estos niveles:

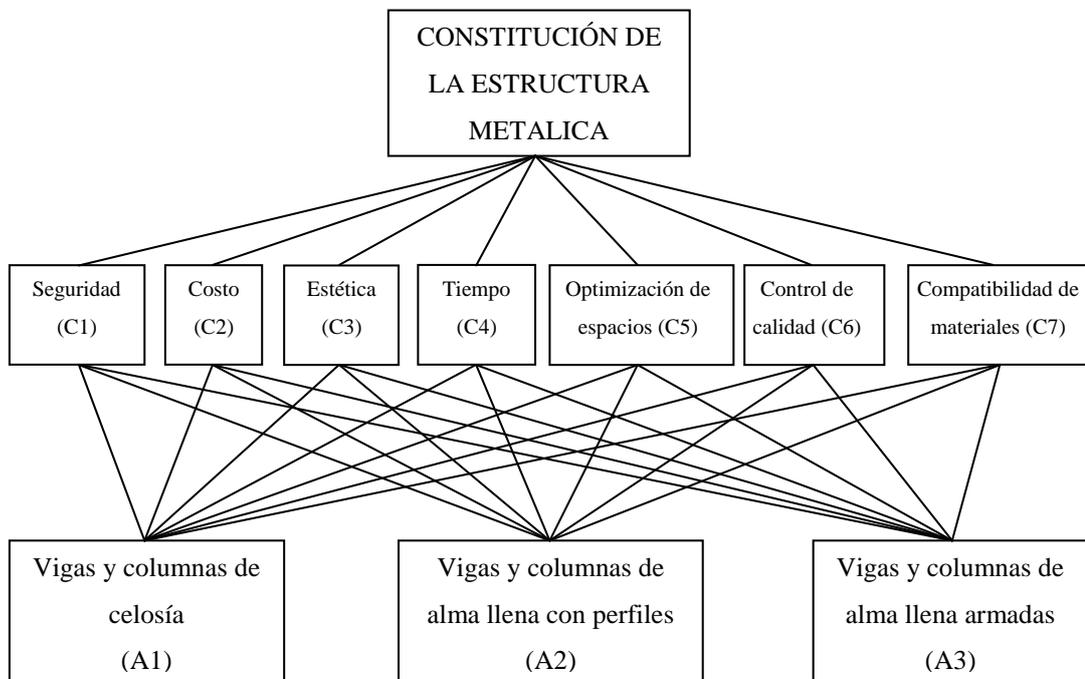


Figura 2.2 Jerarquización del problema multicriterio

### 2.2.2.2 Comparación en pares de los criterios en análisis

#### a) Matriz de comparación de pares de criterios y vector de priorización local de los criterios en análisis (VPC)

CRITERIOS	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	VPC
C1	1	1/6	3	1/2	2	4	1/6	0,08
C2	6	1	7	5	8	8	3	0,40
C3	1/3	1/7	1	1/5	2	3	1/7	0,05
C4	2	1/5	5	1	6	6	1/4	0,14
C5	1/2	1/8	1/2	1/6	1	3	1/7	0,04
C6	1/4	1/8	1/3	1/6	1/3	1	1/7	0,03
C7	6	1/3	7	4	7	7	1	0,27
<b>TOTAL</b>	16,08	2,09	23,83	11,03	26,33	32,00	4,85	1,00

De acuerdo al vector de prioridades local de los criterios VPC, los criterios de costo C2 y compatibilidad de materiales C7 para el análisis de alternativas de la constitución de la estructura son los preponderantes, seguidos por el tiempo C4, seguridad C1, estética C3, optimización de espacios C5 y facilidad de control de calidad C6.

La razón de consistencia para la matriz de comparación de criterios es:

$$RC = 0.08 \leq 0.10$$

Por tanto es válida la matriz.

### 2.2.2.3 Comparación en pares de las alternativas

#### a) Matriz de comparación y vector de prioridades respecto al criterio de seguridad

ALTERNATIVAS	A1	A2	A3	VPA
A1	1	1/4	1/2	0,14
A2	4	1	2	0,57
A3	2	1/2	1	0,29
<b>TOTAL</b>	7,00	1,75	3,50	1,00

$$RC = 0 \leq 0.10$$

Como la razón de consistencia es menor a 0.10 entonces la matriz de comparación para las respecto al criterio de seguridad es válida.

**b) Matriz de comparación y vector de prioridades respecto al criterio de costo**

<b>ALTERNATIVAS</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>A3</b>		<b>VPA</b>
<b>A1</b>	1	4	2		0,54
<b>A2</b>	1/4	1	1/4		0,11
<b>A3</b>	1/2	4	1		0,35
<b>TOTAL</b>	1,75	9,00	3,25		1,00

$$RC = 0.046 \leq 0.10$$

Como la razón de consistencia es menor a 0.10 entonces la matriz de comparación para las respecto al criterio de costo es válida.

**c) Matriz de comparación y vector de prioridades respecto al criterio de estética**

<b>ALTERNATIVAS</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>A3</b>		<b>VPA</b>
<b>A1</b>	1	1/2	1/2		0,20
<b>A2</b>	2	1	1		0,40
<b>A3</b>	2	1	1		0,40
<b>TOTAL</b>	5,00	2,50	2,50		1,00

$$RC = 0 \leq 0.10$$

Como la razón de consistencia es menor a 0.10 entonces la matriz de comparación para las respecto al criterio de estética es válida.

d) **Matriz de comparación y vector de prioridades respecto al criterio de tiempo**

<b>ALTERNATIVAS</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>A3</b>		<b>VPA</b>
<b>A1</b>	1	1/3	1/2		0,16
<b>A2</b>	3	1	3		0,59
<b>A3</b>	2	1/3	1		0,25
<b>TOTAL</b>	6,00	1,67	4,50		1,00

$$RC = 0.046 \leq 0.10$$

Como la razón de consistencia es menor a 0.10 entonces la matriz de comparación para las respecto al criterio de tiempo es válida.

e) **Matriz de comparación y vector de prioridades respecto al criterio de optimización de espacio**

<b>ALTERNATIVAS</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>A3</b>		<b>VPA</b>
<b>A1</b>	1	1/2	1/2		0,20
<b>A2</b>	2	1	1		0,40
<b>A3</b>	2	1	1		0,40
<b>TOTAL</b>	5,00	2,50	2,50		1,00

$$RC = 0 \leq 0.10$$

Como la razón de consistencia es menor a 0.10 entonces la matriz de comparación para las respecto al criterio de optimización de espacios es válida.

f) **Matriz de comparación y vector de prioridades respecto al criterio de facilidad de control de calidad**

<b>ALTERNATIVAS</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>A3</b>		<b>VPA</b>
<b>A1</b>	1	1/6	1/3		0,10
<b>A2</b>	6	1	3		0,65
<b>A3</b>	3	1/3	1		0,25
<b>TOTAL</b>	10,00	1,50	4,33		1,00

$$RC = 0.016 \leq 0.10$$

Como la razón de consistencia es menor a 0.10 entonces la matriz de comparación para las respecto al criterio de control de calidad es válida.

**g) Matriz de comparación y vector de prioridades respecto al criterio de compatibilidad de materiales**

<b>ALTERNATIVAS</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>A3</b>		<b>VPA</b>
<b>A1</b>	1	1/7	1/7		0,07
<b>A2</b>	7	1	1		0,47
<b>A3</b>	7	1	1		0,47
<b>TOTAL</b>	15,00	2,14	2,14		1,00

$$RC = 0 \leq 0.10$$

Como la razón de consistencia es menor a 0.10 entonces la matriz de comparación para las respecto al criterio de mantenimiento es válida.

**2.2.2.4 Priorización global para las alternativas**

**a) Matriz de prioridades global**

<b>ALTERNATIVAS</b>	<b>VPA</b>						
	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>	<b>C4</b>	<b>C5</b>	<b>C6</b>	<b>C7</b>
<b>A1</b>	0,14	0,54	0,20	0,16	0,20	0,10	0,07
<b>A2</b>	0,57	0,11	0,40	0,59	0,40	0,65	0,47
<b>A3</b>	0,29	0,35	0,40	0,25	0,40	0,25	0,47

A la matriz de prioridades global se multiplica matricialmente por el vector de prioridades de los criterios (VPC) calculado en el apartado 2.2.2.2 y da como resultado la prioridad global respecto a la meta global o vector de prioridad global (VPG)

<b>ALTERNATIVAS</b>	<b>VPG</b>
<b>A1</b>	0,287
<b>A2</b>	0,350
<b>A3</b>	0,363

De acuerdo con los resultados obtenidos bajo la aplicación del AHP, A3 (Vigas y columnas de armadas) es la mejor alternativa para la constitución de la estructura para la vivienda con una prioridad del 36.3%.

Por consiguiente las vigas principales y las vigas secundarias se realizarán armando flejes en forma de I, y las columnas se realizarán armando dos canales C.

## CAPÍTULO III

### DISEÑO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

#### 3.1 Dimensiones de la estructura

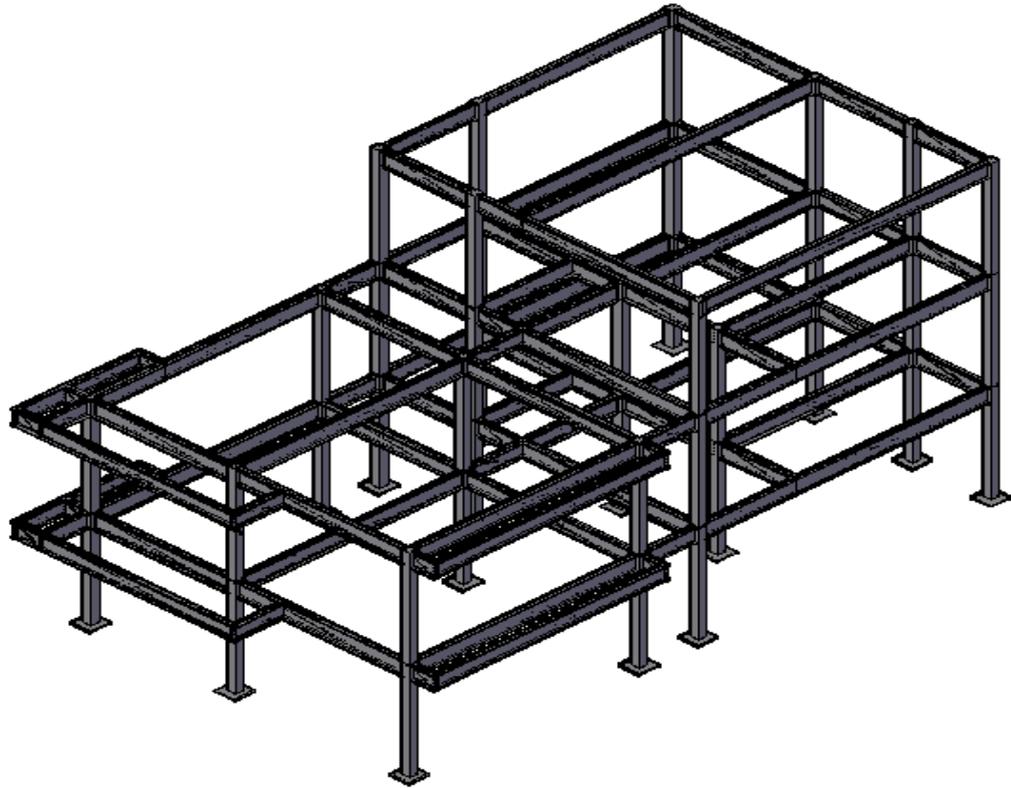
Uno de los principales colaboradores es el arquitecto quien partiendo de un análisis realizado de las condiciones del terreno, dio la forma estética inicial del bien en análisis y proporcionó el plano arquitectónico (Anexo 8) del cual se parte para el dimensionamiento de la estructura que a continuación se describe.

El terreno como se muestra en la figura 3.1 está ubicado al norte de la ciudad de Quito en el barrio San Isidro del Inca y consta de 19.60 m de frente X 17.8 m fondo.



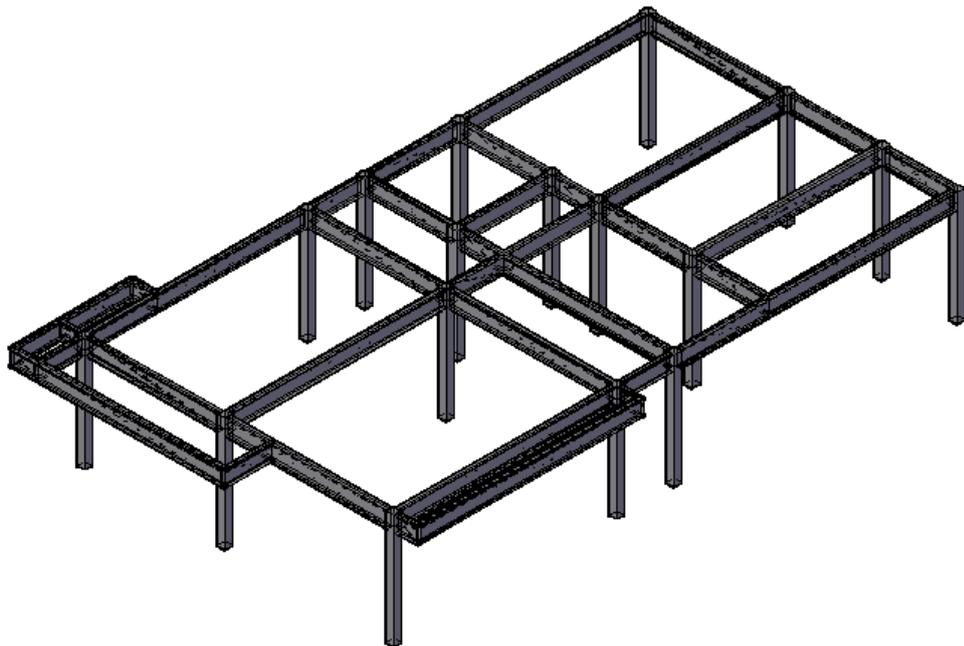
**Figura 3.1 Terreno donde se construirá la estructura metálica**

Sobre este terreno se construirá en tres plantas la estructura para vivienda como muestra la figura 3.2 de acuerdo a las especificaciones del plano arquitectónico.



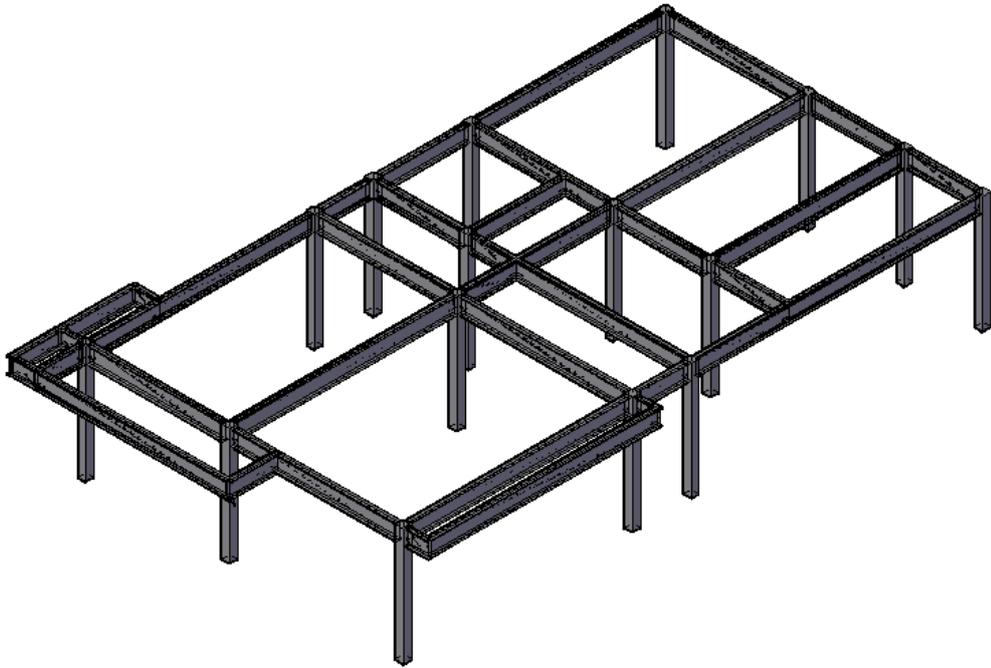
**Figura 3.2 Estructura de la vivienda (vista isométrica)**

La primera planta figura 3.3 consta de un área de  $122.7 \text{ m}^2$  y una altura de 3 m dimensionada para albergar toda el área social constando la cocina, comedor, sala, baño social, estudio, bodega con la suficiente comodidad requerida.



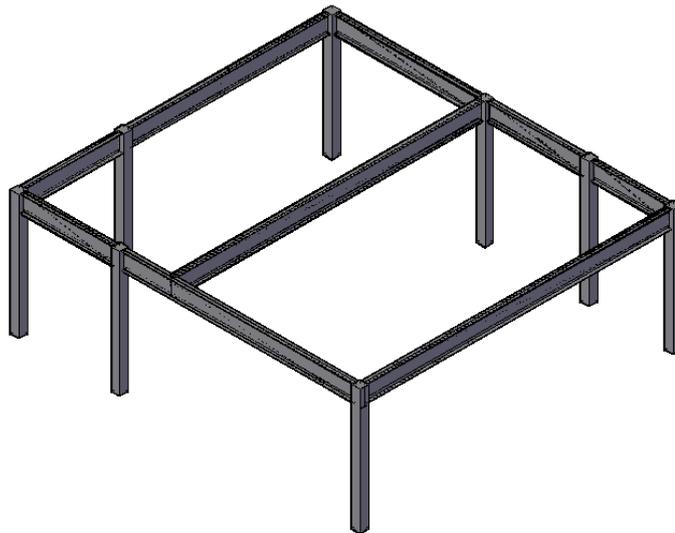
**Figura 3.3 Estructura de la primera planta de la vivienda (vista isométrica)**

La segunda planta figura 3.4 consta de un área de  $135.5 \text{ m}^2$  y una altura de 3 m propuesta para los 4 dormitorios, 4 baños y una sala de estar, suficiente para albergar a 5 miembros de la familia.



**Figura 3.4** Estructura de la segunda planta de la vivienda (vista isométrica)

Por último la tercera planta figura 3.5 con un área de  $63.3 \text{ m}^2$  y una altura de 3 m será utilizada como un salón de juegos.



**Figura 3.5** Estructura de la tercera planta de la vivienda (vista isométrica)

### **3.2 Consideraciones generales para el diseño de la estructura**

La estructura metálica de tres plantas de 321.5 m<sup>2</sup> de construcción para uso como vivienda unifamiliar aquí analizada, estará formada por marcos rígidos en sus conexiones de vigas principales a las columnas con su respectiva transmisión de momentos entre estos miembros. Las vigas secundarias que se conectan de viga principal a viga principal se examinan en sus conexiones como simples sin transmisión de momentos.

El material a utilizarse es acero ASTM A 36 por ser el más económico de los aceros estructurales encontrado en el mercado local comparando sus características mecánicas.

Los marcos rígidos serán estudiados con desplazamiento lateral permitido para cargas actuantes lateralmente.

Las vigas poseen soporte lateral en todo el patín de compresión a razón del sustento proporcionado por las vigas secundarias y por la losa debidamente conectada que sobre estas vigas se fundirá una vez construida la estructura.

Por considerar a las columnas de sección cuadrada una práctica razonable y muy conservadora es suponer un esfuerzo permisible por flexión de  $0.60F_y$  por no disponer ecuaciones para este tipo de secciones, y así evitar problemas debido a la longitud no soportada del miembro.

Las almas de las vigas I y las columnas cuadradas utilizadas para formar parte de la estructura, caen dentro de la clasificación como elementos atiesados soportados en los dos bordes.

Para realizar cálculos de las columnas bajo esfuerzos combinados, de acuerdo a la dirección X de las cargas laterales, se desprecia las fuerzas y momentos provocados por estas cargas en el sentido Y, y viceversa.

El cálculo de las vigas principales y secundarias no tomará en cuenta colaboración estructural alguna por parte de la losa de concreto, debido a que no se usará placas colaborantes.

### 3.3 Determinación de las cargas de diseño

Para el cálculo de las cargas de diseño que actúan sobre la estructura metálica se usará la teoría descrita en el apartado 1.3 del primer capítulo.

#### 3.3.1 Cálculo de cargas muertas

##### a) Peso propio de los miembros estructurales

Para la determinación inicial del peso de la estructura se toma como referencia 45 kg/m<sup>2</sup> basado en una estimación relativa a edificaciones similares en estructura metálica.

##### Datos:

Área total de construcción  $A_{tc} = 321.5 \text{ m}^2$

Peso por m<sup>2</sup> estimado de la estructura = 45 kg/m<sup>2</sup>

##### Solución:

Peso de la estructura.

$P_{\text{estructura}} = A_{tc} \times \text{Peso por m}^2 \text{ estimado de la estructura}$

$$P_{\text{estructura}} = 321.5 \text{ m}^2 \times 45 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{estructura}} = 14467.5 \text{ kg}$$

##### b) Peso propio de las losas de hormigón

El espesor de las losas tanto para pisos como para la cubierta es el mismo.

**Datos:**

Espesor de la losa  $h = 8 \text{ cm} = 0.08 \text{ m}$

Peso específico del hormigón reforzado  $\delta_h = 2400 \text{ kg/m}^3$

**Solución:**

Peso de la losa por  $\text{m}^2$ .

$$P_{\text{losa} \times \text{m}^2} = h \times \delta_h$$

$$P_{\text{losa} \times \text{m}^2} = 0.08 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$P_{\text{losa} \times \text{m}^2} = 192 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

**c) Peso propio de las paredes de fachada y paredes divisorias**

El área total de las paredes o la mampostería se obtiene de acuerdo al plano arquitectónico. La mampostería incluye un bloque prensado de 15 cm enlucido en las dos caras con un espesor de 2 cm a cada lado.

**Datos:**

Peso por  $\text{m}^2$  de mampostería elevada =  $70 \text{ kg/m}^2$

(según tabla 1.1)

Área total de mampostería  $A_{tm} = 144 \text{ m}^2$

**Solución:**

Peso de mampostería.

$$P_{\text{mampostería}} = A_{tm} \times \text{Peso por } \text{m}^2 \text{ de mampostería elevada}$$

$$P_{\text{mampostería}} = 144 \text{ m}^2 \times 70 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{mampostería}} = 10080 \text{ kg}$$

Peso de mampostería por  $\text{m}^2$  de construcción.

$$P_{\text{mampostería} \times \text{m}^2} = \frac{P_{\text{mampostería}}}{A_{tc}}$$

$$P_{\text{mampostería} \times \text{m}^2} = \frac{10080 \text{ kg}}{321.5 \text{ m}^2}$$

$$P_{\text{mampostería} \times \text{m}^2} = 31.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

#### d) Peso propio de las ventanas de aluminio y vidrio

Al igual que las paredes área total de las ventanas se obtiene de acuerdo al plano arquitectónico. El vidrio a considerar es de 6 mm.

##### Datos:

Peso por  $\text{m}^2$  de ventana (incluye vidrio y marcos) =  $45 \text{ kg/m}^2$  (según tabla1.1)

Área total de ventanas  $A_{\text{tv}} = 85 \text{ m}^2$

##### Solución:

Peso de las ventanas.

$$P_{\text{ventanas}} = A_{\text{tv}} \times \text{Peso por m}^2 \text{ de ventana}$$

$$P_{\text{ventanas}} = 85 \text{ m}^2 \times 45 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{ventanas}} = 3825 \text{ kg}$$

Peso de las ventanas por  $\text{m}^2$  de construcción.

$$P_{\text{ventanas} \times \text{m}^2} = \frac{P_{\text{ventanas}}}{A_{\text{tc}}}$$

$$P_{\text{ventanas} \times \text{m}^2} = \frac{3825 \text{ kg}}{321.5 \text{ m}^2}$$

$$P_{\text{ventanas} \times \text{m}^2} = 11.89 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

#### e) Peso propio del cielo raso

##### Datos:

Peso por  $\text{m}^2$  de cielo raso =  $25 \text{ kg/m}^2$  (según tabla1.2.)

Área total de cielo raso  $A_{\text{cr}} = 321.5 \text{ m}^2$

### Solución:

Peso del cielo raso.

$$P_{\text{cielo raso}} = A_{\text{tr}} \times \text{Peso por m}^2 \text{ de cielo raso}$$

$$P_{\text{cielo raso}} = 321.5 \text{ m}^2 \times 25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{cielo raso}} = 8037.5 \text{ kg}$$

Los resultados del cálculo de las cargas muertas se muestran en las siguientes tablas:

<b>PESO CARGA MUERTA PARA PISO [kg/m<sup>2</sup>]</b>	
Peso propio de los miembros	45
Peso de las losas	192
Peso de la mampostería	31.25
Peso de ventanas y puertas	11.89
Peso de cielo raso	25
<b>Total de carga muerta para piso</b>	<b>307.13</b>

Tabla 3.1 Resultados de cargas que actúan en el piso

<b>PESO CARGA MUERTA PARA CUBIERTA [kg/m<sup>2</sup>]</b>	
Peso propio de los miembros	45
Peso de las losas	192
Peso de cielo raso	25
<b>Total de carga muerta para cubierta</b>	<b>262</b>

Tabla 3.2 Resultado de cargas que actúan en la cubierta

### 3.3.2 Cálculo de cargas vivas

#### a) Carga viva de piso

Para esta carga se considera el valor tomado para residencias proporcionado por el Código de Práctica Ecuatoriano del Código Ecuatoriano de la Construcción:

$$\text{Carga viva de piso} = 200 \text{ kg/m}^2$$

(según tabla 1.3)

## b) Carga viva de cubierta

Según el Código de Práctica Ecuatoriano del Código Ecuatoriano de Construcción el valor para cubiertas planas es de:

$$\text{Carga viva de cubierta} = 100 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{según tabla 1.4})$$

Se considera a esta carga viva como la más influyente comparado con la carga de granizo y la carga de lluvia, por tanto para el caso de esta estructura en análisis se tomará en cuenta únicamente a la carga viva de cubierta de entre las tres, para ser utilizada en las condiciones de carga.

### 3.3.3 Cálculo de cargas ambientales

#### a) Cálculo de carga de viento

Se asume una velocidad del viento  $V_b$  para la ciudad de Quito de 18 m/s haciendo referencia a códigos de construcción internacionales y a datos proporcionados por el INAHMI (Anexo 3)

- **Presión dinámica del viento**

#### Datos:

$$V_b = 18 \text{ m/s}$$

$$\delta_b = 1.25 \text{ kg/m}^3$$

#### Solución:

$$q_b = 0.5 \times \delta_b \times V_b^2 \quad (\text{Tomado de la Ec. 1.5})$$

$$q_b = 0.5 \times 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times \left(18 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2$$

$$q_b = 202.5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 20.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- **Presión estática del viento**

**Datos:**

$$C_e = 1.7 \quad (\text{según tabla 1.5})$$

$$C_p = 0.8 + 0.4 = 1.2 \quad (\text{según tabla 1.6})$$

**Solución:**

$$q_e = q_b \times C_e \times C_p \quad (\text{Tomado de la Ec. 1.4})$$

$$q_e = 20.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1.7 \times 1.2$$

$$q_e = 41.31 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

**b) Cálculo de carga de sismo**

- **Período de vibración T**

**Datos:**

$$C_t = 0.09 \quad (\text{para estructuras metálicas})$$

$$h_n = 9 \text{ m.}$$

**Solución:**

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (\text{Tomado de la Ec. 1.8})$$

$$T = 0.09 (9 \text{ m})^{3/4}$$

$$T = 0.4676 \text{ s}$$

- **Cortante basal**

**Datos:**

Factor de zona sísmica para la ciudad de Quito:

$$Z = 0.4$$

Factor de tipo de uso, destino e importancia de la estructura para edificación:

$$I = 1.0$$

Factor de reducción de respuesta estructural para estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío:

$$R = 7$$

Factor de configuración estructural en planta:

$$\Phi_P = 0.9$$

Factor de configuración estructural en elevación:

$$\Phi_E = 0.9$$

Coefficiente de suelo y el coeficiente  $C_m$ , para suelos intermedios con períodos de vibración entre  $0.2 < T < 0.6$ :

$$S = 1.2$$

$$C_m = 3$$

**Solución:**

$$C = \frac{1.25 \cdot S^s}{T} \leq C_m \quad (\text{Tomado de la Ec.1.7})$$

$$C = \frac{1.25 \times 1.2^{1.2}}{0.4676} \leq C_m$$

$$C = 3.32$$

Como  $C > C_m$ ; entonces  $C = C_m = 3$

$$V = \frac{Z I C}{R \Phi_P \Phi_E} \times W \quad (\text{Tomado de la Ec. 1.6})$$

$$V = \frac{0.4 \times 1 \times 3}{7 \times 0.9 \times 0.9} \times 95854.8 \text{ kg}$$

$$V = 20034.66 \text{ kg}$$

- **Distribución vertical de fuerzas**

$$F_t = 0.07 T V \quad (\text{Tomado de la Ec.1.10})$$

$$F_t = 0.07 \times 0.4676 \times 20034.66 \text{ kg}$$

$$F_t = 655.77 \text{ kg}$$

➤ **Fuerza aplicada al nivel de 3 m (N +3000)**

**Datos:**

$$W_3 = 34054.57 \text{ kg}$$

$$h_3 = 3 \text{ m}$$

$$\sum_{i=1}^n = 499141.71 \text{ kg m}$$

**Solución:**

$$F_x = \frac{(V-F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (\text{Tomado de la Ec.1.11})$$

$$F_3 = \frac{(20034.66 \text{ kg} - 655.77 \text{ kg}) 34054.57 \text{ kg} \times 3 \text{ m}}{499141.71 \text{ kg m}} = 3966.44 \text{ kg}$$

➤ **Fuerza aplicada al nivel de 6 m (N +6000)**

**Datos:**

$$W_6 = 41179.99 \text{ kg}$$

$$h_3 = 6 \text{ m}$$

$$\sum_{i=1}^n = 499141.71 \text{ kg m}$$

**Solución:**

$$F_x = \frac{(V-F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (\text{Tomado de la Ec.1.11})$$

$$F_6 = \frac{(20034.66 \text{ kg} - 655.77 \text{ kg}) 41179.99 \text{ kg} \times 6 \text{ m}}{499141.71 \text{ kg m}} = 9592.73 \text{ kg}$$

➤ **Fuerza aplicada al nivel de 9 m (N +9000)**

**Datos:**

$$W_6 = 16655.34 \text{ kg}$$

$$h_3 = 9 \text{ m}$$

$$\sum_{i=1}^n = 499141.71 \text{ kg m}$$

**Solución:**

$$F_x = \frac{(V-F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad \text{(Tomado de la Ec.1.11)}$$

$$F_9 = \frac{(20034.66 \text{ kg} - 655.77 \text{ kg}) 16655.34 \text{ kg} \times 9 \text{ m}}{499141.71 \text{ kg m}} = 5819.7 \text{ kg}$$

De acuerdo con los resultados de fuerzas tanto de viento como de sismo, las cargas más críticas son las cargas de sismo para cargas laterales.

Los resultados del cálculo de cargas de sismo y viento se muestran en la siguiente tabla:

<b>CARGAS DE SISMO [kg]</b>	<b>CARGAS DE VIENTO [kg/m<sup>2</sup>]</b>
Cortante basal V = 20034.66	Presión dinámica q <sub>b</sub> = 20.25
Fuerza concentrada F <sub>t</sub> = 655.77	Presión estática q <sub>e</sub> = 41.31
Fuerza al nivel 3 (N+3000) F <sub>3</sub> = 3966.4	-----
Fuerza al nivel 6 (N+6000) F <sub>6</sub> = 9592.7	-----
Fuerza al nivel 9 (N+9000) F <sub>9</sub> = 5819.7	-----

**Tabla 3.3 Resultados de cargas laterales de sismo y viento**

**3.4 Análisis de fuerzas por métodos aproximados para marcos**

Por ser una estructura irregular en sus marcos, se considerará para el análisis marcos completos (viga y columnas a los dos lados) y sean parte de las formas más críticas.

**3.4.1 Análisis de fuerzas para cargas verticales**

**c) Análisis de fuerzas en viga principal**

Al no guardar simetría en todos los marcos de la estructura, se elige los puntos de inflexión a 1/10 de longitud desde los extremos, siendo el valor más conservador dado por el método aproximado.

Del análisis de áreas tributarias de vigas principales de toda la estructura, se establece que VP1 comprendida entre los nudos 1C\_1 y 1C\_2 (según plano estructural del anexo 8) es la viga principal crítica y se usará para el análisis de

fuerzas y cálculos posteriores bajo fuerzas combinadas. Las figuras 3.6 y 3.7 muestran la posición de la viga principal VP1 en la estructura al nivel 3 m (N+3000).

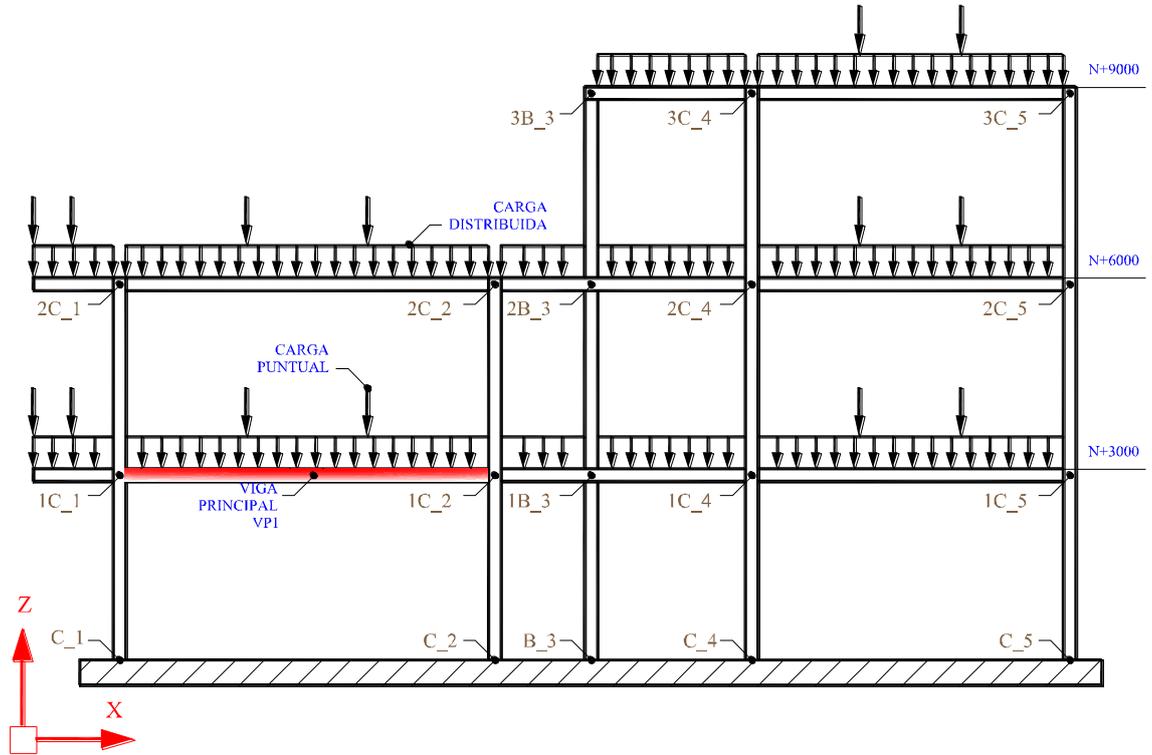


Figura 3.6 Distribución de cargas en la estructura

- **Análisis de fuerzas en la viga principal crítica VP1 (1C\_1; 1C\_2)**

Las vigas secundarias VS5 de 3.60 m y VS10 de 4.47 m influyen directamente sobre la viga crítica VP1 como se muestra en la figura 3.7.

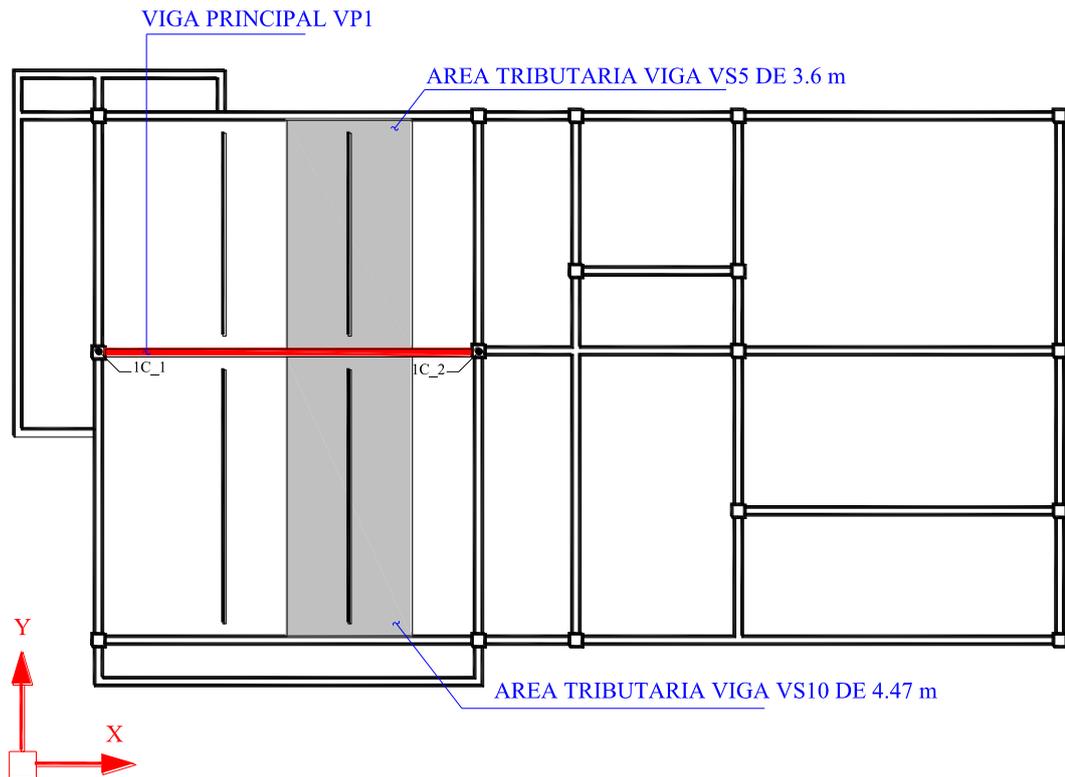


Figura 3.7 Áreas tributarias de vigas secundarias VS5 y VS10

**Datos:**

Longitud de viga principal crítica VP1 = 5.80 m (longitud entre ejes)

Área tributaria de la viga secundaria VS5 de 3.60 m ( $A_{VS5}$ ) = 6.93 m<sup>2</sup>

Área tributaria de la viga secundaria VS10 de 4.47 m ( $A_{VS10}$ ) = 8.6 m<sup>2</sup>

Valor tomado de la tabla 1.3:

Carga viva de piso L.L.<sub>p</sub> = 200 kg/m<sup>2</sup>

Valor tomado de la tabla 3.1:

Carga muerta de piso D.L.<sub>p</sub> = 307.13 kg/m<sup>2</sup>

**Solución:**

Carga Q provocada por la fuerza distribuida sobre viga secundaria VS5 es:

$$Q_{VS5} = A_{VS5} (D.L._p + L.L._p)$$

$$Q_{VS5} = 6.93 \text{ m}^2 (307.13 \text{ kg/m}^2 + 200 \text{ kg/m}^2)$$

$$Q_{VS5} = 3514.4 \text{ kg}$$

Reacción R por carga distribuida sobre viga secundaria VS5 es igual a:

$$R_{VS5} = \frac{Q_{VS5}}{2} = \frac{3514.4 \text{ kg}}{2}$$

$$R_{VS5} = 1757.2 \text{ kg}$$

Carga Q provocada por la fuerza distribuida sobre viga secundaria VS10 es:

$$Q_{VS10} = A_{VS10} (D.L.p + L.L.p)$$

$$Q_{VS10} = 8.6 \text{ m}^2 (307.13 \text{ kg/m}^2 + 200 \text{ kg/m}^2)$$

$$Q_{VS10} = 4361 \text{ kg}$$

Reacción por carga distribuida sobre viga secundaria VS10 es igual a:

$$R_{VS10} = \frac{Q_{VS10}}{2} = \frac{4361 \text{ kg}}{2}$$

$$R_{VS10} = 2180.5 \text{ kg}$$

En la figura 3.8 se muestra el detalle de la viga crítica VP1 y la posición de los puntos de inflexión supuestos.

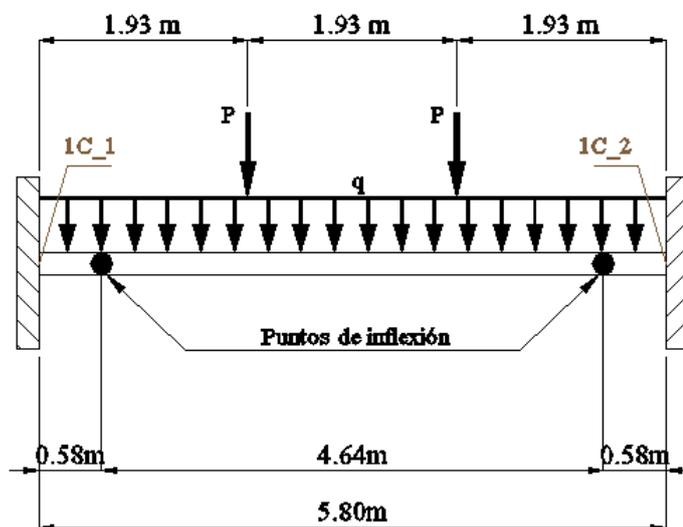
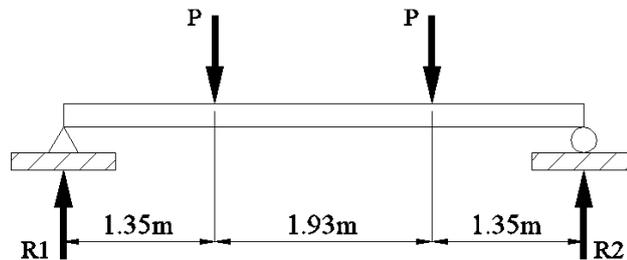


Figura 3.8 Detalle de cargas de la viga principal crítica VP1

La carga distribuida q en el caso de esta viga es provocada únicamente por el peso propio del elemento, por consiguiente para el caso de este análisis se desprecia debido a la proporción baja respecto a las cargas puntuales P provocadas las reacciones de las vigas secundarias.

➤ **Tramo central (considerado como viga simplemente apoyada)**

En la figura 3.9 se muestra el diagrama de cuerpo libre de la viga en análisis.



**Figura 3.9 Diagrama de cuerpo libre del tramo central de la viga principal**

La carga P es el resultado de la suma de las reacciones puntales provocadas tanto de la viga secundaria VS10 como de la viga secundaria VS5:

$$P=R_{VS10}+R_{VS5}$$

$$P=2180.5 \text{ kg}+1757.2 \text{ kg}$$

$$P=3937.7 \text{ kg}$$

De acuerdo al diagrama de cuerpo libre de la figura 3.9 las reacciones R<sub>1</sub> y R<sub>2</sub> del tramo central de la viga son:

$$R_1=R_2=\frac{2P}{2}=\frac{2(3937.7 \text{ kg})}{2}$$

$$R_1=R_2=3937.7 \text{ kg}$$

Con los resultados de fuerzas P y reacciones  $R_1$  y  $R_2$  del tramo central de la viga VP1 se dibuja los diagramas corte V y momento flexionante M:

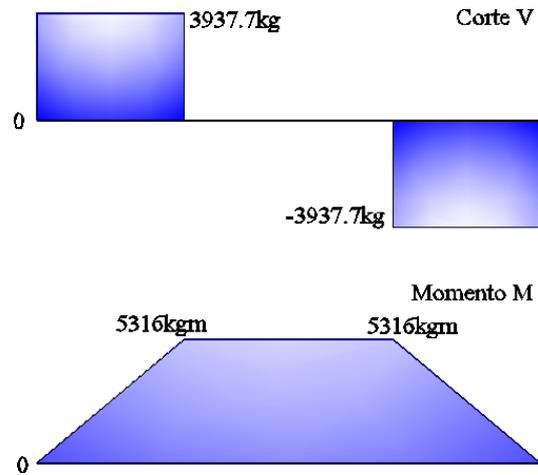


Figura 3.10 Diagramas de corte y momento del tramo central de la viga VP1

➤ Tramos al extremo (considerado como vigas en voladizo)



Figura 3.11 Diagrama de cuerpo libre de los tramos al extremo de la viga VP1

Las cargas  $R_1$  y  $R_2$  como se muestra en la figura 3.11 son las mismas que se considera en el tramo central como reacciones y es el resultado del análisis de estática para mantener en equilibrio el miembro, por tanto:

$$R_1 = R_2 = 3937.7 \text{ kg}$$

Al soportar cargas simétricas sobre la viga los momentos  $M_1$  y  $M_2$  son iguales:

$$M_1 = M_2 = 0.58 \text{ m} \times 3937.7 \text{ kg}$$

$$M_1 = M_2 = 2284 \text{ kg m}$$

Con los resultados de momentos  $M_1$  y  $M_2$  y fuerzas  $R_1$  y  $R_2$  se dibuja los diagramas corte V y momento flexionante M para los tramos al extremo de la viga:

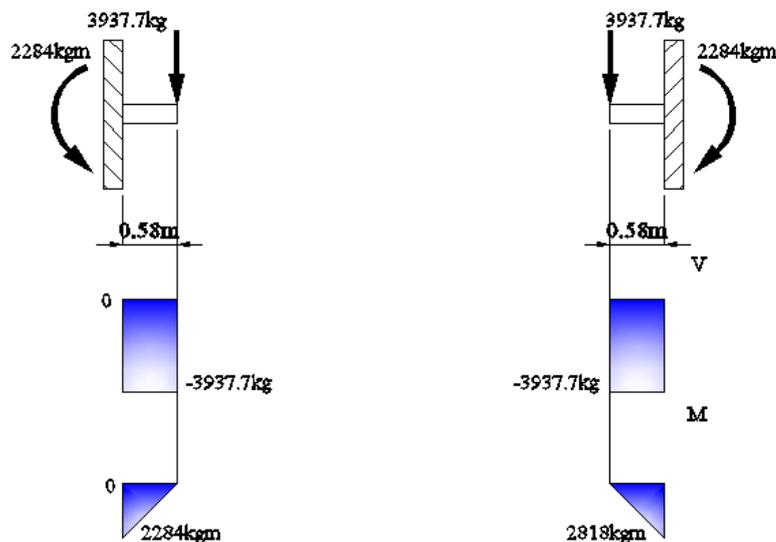


Figura 3.12 Diag. corte y momento de los tramos al extremo de la viga VP1

La siguiente tabla muestra los resultados máximos del análisis por cargas verticales a ser usado en el diseño de los miembros:

VIGA PRINCIPAL CRÍTICA VP1 (1C_1;1C_2)
Corte máximo de toda la viga $V = 3937.7$ kg
Momento máximo $M = 5316$ kg m

Tabla 3.4 Resultados de análisis de cargas verticales en la viga crítica VP1

### 3.4.2 Análisis de fuerzas para cargas horizontales (laterales)

Según el C.P.E. del C.E.C. de las normas INEN<sup>62</sup>, las cargas provocadas por viento y sismo no actúan simultáneamente cuando se analizan fuerzas sobre la estructura para cargas laterales, se considera entonces la carga que se estime la más influyente.

#### Datos:

Valores tomados de la tabla 3.3

Carga de viento por  $m^2$   $q_e = 41.31$  kg/m<sup>2</sup>

<sup>62</sup> INEN, Instituto Ecuatoriano de Normalización, Código Ecuatoriano de la Construcción, CPE INEN 5 Parte 1: 2001, capítulo 3, pág. 3

Cargas de sismo:

$$F_t = 655.77 \text{ kg.}$$

$$F_3 = 3966.4 \text{ kg.}$$

$$F_6 = 9592.7 \text{ kg.}$$

$$F_9 = 5819.7 \text{ kg.}$$

### Solución:

Las cargas más influyentes en la estructura son las provocadas por el sismo, por lo que se considera solo a estas fuerzas para el análisis y se colocan como cargas puntuales laterales a cada nivel especificado, de tal manera que se dividan en igual valor entre las columnas que forman los marcos del nivel.

El análisis de fuerzas por el método del portal para cargas sísmicas en los marcos frontales (sismo en el sentido X) resulta de acuerdo a la siguiente figura:

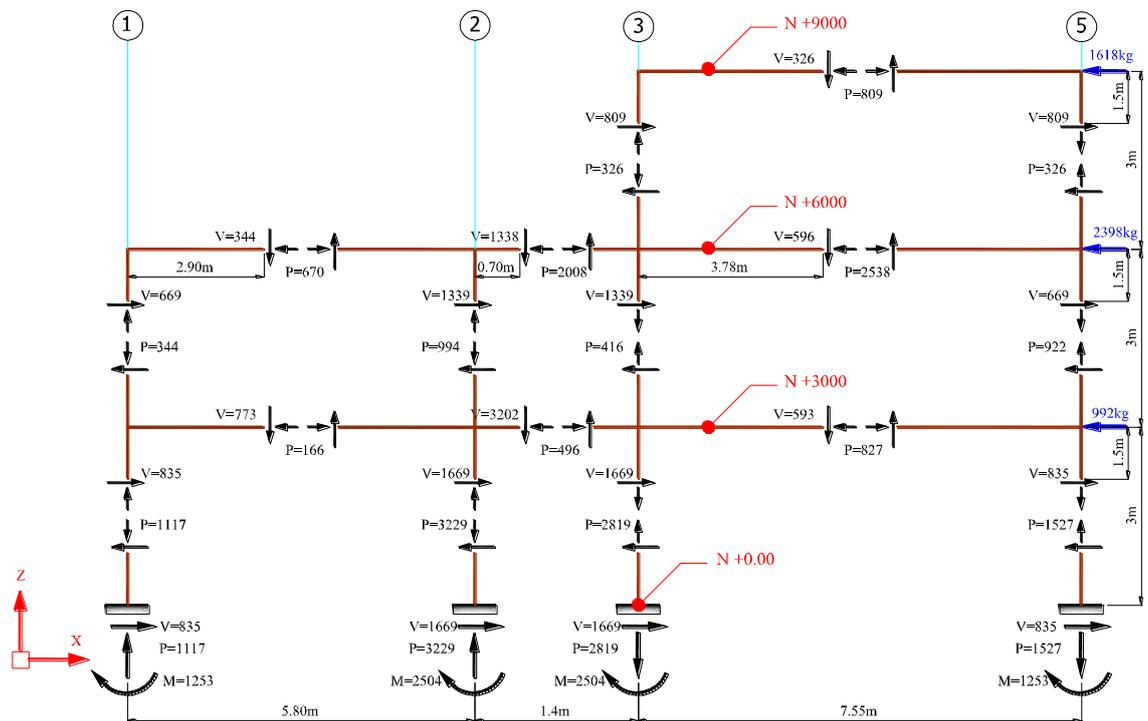


Figura 3.13 Análisis de fuerzas de marcos frontales para cargas de sismo

El análisis de fuerzas por el método del portal para cargas sísmicas en los marcos laterales (sismo en el sentido Y) resulta de acuerdo a la siguiente figura:

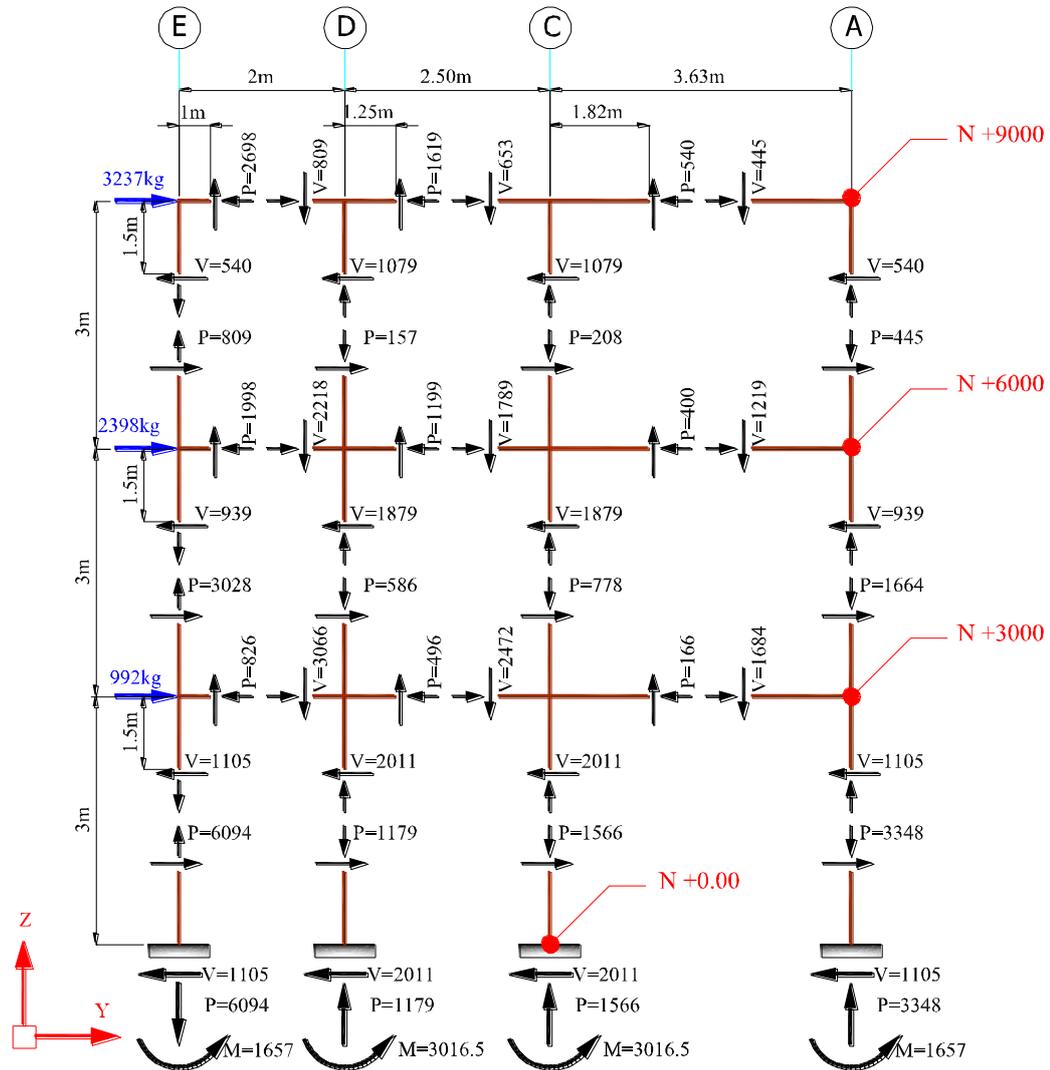


Figura 3.14 Análisis de fuerzas de marcos laterales para cargas de sismo

La tabla 3.5 denota los resultados máximos para las columnas analizadas desde el nivel N +0.00 hasta el nivel N +3000 de la estructura que servirán para los cálculos posteriores, tanto para marcos frontales y marcos laterales:

MARCOS FRONTALES	MARCOS LATERALES
Momento máximo $M = 2504 \text{ kg m}$	Momento máximo $M = 3016.5 \text{ kg m}$
Fuerza axial máx. $P = 3229 \text{ kg}$	Fuerza axial máx. $P = 6094 \text{ kg}$

Tabla 3.5 Resultados de columnas desde el nivel N +0.0 hasta el nivel N +3000

La tabla 3.6 denota los resultados máximos para las vigas analizadas al nivel N +3000 de la estructura, tanto para marcos frontales y marcos laterales:

MARCOS FRONTALES	MARCOS LATERALES
Momento máximo $M = 2242 \text{ kg m}$	Momento máximo $M = 3066 \text{ kg m}$
Fuerza a compresión máx. $P = 827 \text{ kg}$	Fuerza a compresión máx. $P = 826 \text{ kg}$

Tabla 3.6 Resultados de vigas al nivel N +3000 de la estructura

### 3.5 Cálculo de viga secundaria crítica (VS10)

Del análisis de áreas tributarias de vigas secundarias de toda la estructura, se determina que la viga secundaria crítica es VS10 (según plano estructural) de 4.47 m. de longitud y se usará esta viga para los cálculos.

Las vigas secundarias que se extienden en un claro comprendido entre viga principal a viga principal, normalmente se conectan a las vigas principales con conexiones que pueden idealizarse como soportes simples, es decir sin momentos en los extremos de las vigas secundarias.

#### Datos:

Viga secundaria crítica VS10 de 4.47 m

Material: Acero ASTM A36

$$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2 = 36 \text{ klb/plg}^2$$

Longitud  $L = 4.47 \text{ m} = 447 \text{ cm}$

Distancia libre entre centros  $D = 1.93 \text{ m}$

$$\text{Área tributaria} = 4.46 \text{ m} \times 1.93 \text{ m} = 8.6 \text{ m}^2$$

Valor tomado de la tabla 1.3:

$$\text{Carga viva de piso } L.L._p = 200 \text{ kg/m}^2$$

Valor tomado de la tabla 3.1:

$$\text{Carga muerta de piso } D.L._p = 307.13 \text{ kg/m}^2$$

### Solución:

#### a) Revisión por flexión:

La carga distribuida total  $q$  es igual a:

$$q = D(L.L._p) + D(D.L._p)$$

$$q = 1.93 \text{ m} \left( 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1.93 \text{ m} \left( 307.13 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$q = 386 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 593 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$q = 979 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

El momento flexionante máximo  $M_{\max}$  en una viga simplemente apoyada ocurre en el centro del claro y se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8}$$

$$M_{\max} = \frac{979 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times (4.47 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_{\max} = 2445 \text{ kg m} = 244500 \text{ kg cm}$$

El esfuerzo permisible  $F_b$  a flexión de una viga compacta simplemente apoyada es:

$$F_b = 0.66 F_y \quad (\text{tomado de la Ec.1.24})$$

$$F_b = 0.66 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_b = 1670.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El módulo de sección requerido  $S_{\text{req}}$  para que la viga no falle se encuentra como sigue:

$$S_{\text{req}} = \frac{M_{\max}}{F_b}$$

$$S_{\text{req}} = \frac{244500 \text{ kg cm}}{1670.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$S_{\text{req}} = 146 \text{ cm}^3$$

Se asume una sección transversal armada I de 300 mm X 4 mm X 100 mm X 6 mm para evitar desperdicio en los cortes de la plancha de acero y se comprueba esta sección:

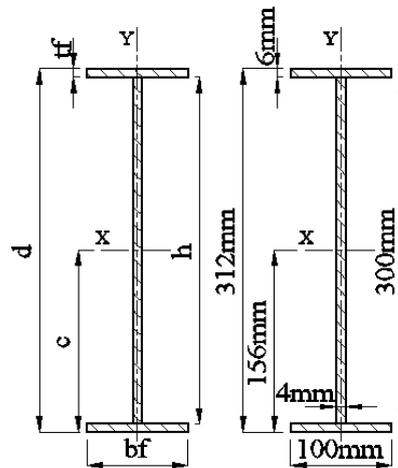


Figura 3.15 Sección transversal a ser analizada para viga secundaria

Analizando la figura 3.15 se obtiene:

$$\text{Área de la sección de la viga } A_v = 2400 \text{ mm}^2 = 24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área del patín } A_f = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Distancia desde el eje neutro de la figura al eje neutro del patín } d_c = 15.3 \text{ cm}$$

El momento de inercia  $I$  para la sección es:

$$I_x = I_y = \frac{t_w h^3}{12} + 2 \left( \frac{b_f t_f^3}{3} + A_f d_c^2 \right)$$

$$I_x = I_y = \frac{0.4 \text{ cm} \times (30 \text{ cm})^3}{12} + 2 \left[ \frac{10 \text{ cm} \times (0.6 \text{ cm})^3}{3} + 6 \text{ cm}^2 \times (15.3 \text{ cm})^2 \right]$$

$$I_x = I_y = 3709 \text{ cm}^4$$

El módulo de sección.

$$S_x = \frac{I_x}{c}$$

(tomado de la Ec.1.22)

$$S_x = \frac{3709 \text{ cm}^4}{15.6 \text{ cm}}$$

$$S_x = 237.8 \text{ cm}^3$$

Como:

$$S_x > S_{req}$$

$$237.8 \text{ cm}^3 > 146 \text{ cm}^3 \quad \mathbf{OK}$$

La sección **SATISFACE**.

Revisión de la compacidad del patín para miembros no atiesados:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{tomado de la Ec.1.25})$$

$$\frac{100 \text{ mm}}{2 \times 6 \text{ mm}} \leq \frac{65}{\sqrt{36}}$$

$$8.3 < 10.83 \quad \mathbf{OK}$$

**El patín es compacto.**

Revisión de la compacidad del alma en compresión por flexión:

$$\frac{d}{t} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{Según tabla 1.9})$$

$$\frac{312 \text{ mm}}{4 \text{ mm}} \leq \frac{640}{\sqrt{36}}$$

$$78 < 106.66 \quad \mathbf{OK}$$

**El alma es compacta.**

Por tanto la sección es totalmente **compacta**.

Revisión del soporte lateral de la viga:

El patín de compresión de la viga tiene la losa que lo arriostra por lo tanto **SATISFACE**.

#### **b) Revisión por corte**

**Datos:**

Longitud de viga secundaria  $L = 4.47 \text{ m} = 447 \text{ cm}$

Dimensiones de la sección transversal de la viga secundaria:

$$t_w = 4 \text{ mm}$$

$$d = 312 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 6 \text{ mm}$$

Carga distribuida total sobre la viga:

$$q = 979 \text{ kg/m}$$

**Solución:**

La fuerza cortante máxima  $V_{\max}$  para una viga simplemente apoyada con carga distribuida es igual a:

$$V_{\max} = \frac{qL}{2}$$

$$V_{\max} = \frac{979 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 4.47 \text{ m}}{2}$$

$$V_{\max} = 2188 \text{ kg}$$

El Área efectiva de la viga es:

$$A_{\text{efectiva}} = t_w \times d$$

$$A_{\text{efectiva}} = 4 \text{ mm} \times 312 \text{ mm}$$

$$A_{\text{efectiva}} = 1248 \text{ mm}^2 = 12.48 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante  $f_v$  es igual a:

$$f_v = \frac{V_{\max}}{A_{\text{efectiva}}}$$

(Tomado de la Ec.1.32)

$$f_v = \frac{2188 \text{ kg}}{12.48 \text{ cm}^2}$$

$$f_v = 175 \text{ kg/cm}^2$$

Como:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{380}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{300 \text{ mm}}{4 \text{ mm}} \leq \frac{380}{\sqrt{36}}$$

$$50 \leq 63.33$$

Por tanto se aplica la ecuación 1.33 para el esfuerzo permisible  $F_v$  por corte.

El esfuerzo permisible  $F_v$  es:

$$F_v = 0.40 F_y$$

(Tomado de la Ec.1.33)

$$F_v = 0.40 \times 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 1012.4 \text{ kg/cm}^2$$

Como:

$$F_v > f_v$$

$$1012.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 175 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \mathbf{OK}$$

La sección **no falla** por corte.

### c) Verificación de atiesadores intermedios

Como:

$$F_v > f_v$$

$$1012.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 175 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Y cumple la siguiente desigualdad:

$$\frac{h}{t_w} < 260$$

(Tomado de la Ec.1.38)

$$\frac{300 \text{ mm}}{4 \text{ cm}} < 260$$

$$75 < 260 \quad \mathbf{OK}$$

Por tanto **NO NECESITA** atiesadores intermedios.

### d) Verificación de atiesadores intermedios

La sección no soporta cargas puntuales por tanto **NO NECESITA** de atiesadores de apoyo.

### e) Chequeo por deflexión

**Datos:**

Longitud de viga secundaria (VS10)  $L = 4.47 \text{ m} = 447 \text{ cm} = 4470 \text{ mm}$

Carga distribuida total sobre la viga  $q = 979 \text{ kg/m} = 9.79 \text{ kg/cm}$

Módulo de elasticidad del acero  $E = 2038902 \text{ kg/cm}^2$

Momento de inercia de la sección  $I = 3709 \text{ cm}^2$

**Solución:**

La deflexión  $\Delta$  de la viga VS10 es igual a:

$$\Delta = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{(Tomado de la Ec.1.44)}$$

$$\Delta = \frac{5 \times 9.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \times (497 \text{ cm})^4}{384 \times 2038902 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 3709 \text{ cm}^4}$$

$$\Delta = 0.67 \text{ cm} = 6.7 \text{ mm}$$

De acuerdo a las especificaciones AISC-ASD y al CEC la deflexión máxima admisible para vigas que soportan gypsum es:

$$\frac{L}{360} = \frac{4470 \text{ mm}}{360} = 12.4 \text{ mm}$$

Como:

$$\Delta \leq \frac{L}{360}$$

$$6.7 \text{ mm} \leq 12.4 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

La viga secundaria VS10 cumple las especificaciones de diseño para deflexiones.

### 3.6 Cálculo de miembros bajo fuerzas combinadas

Al identificar los elementos críticos en los marcos analizados se asegura una estimación conservadora de conjunto, entonces para el desarrollo de los cálculos de los miembros estructurales, se tomará en cuenta solo aquellos que demanden importancia crítica debido a las respectivas combinaciones de carga, considerando para ello, los elementos que mayor área tributaria involucren y que tengan la mayor concentración de cargas a resistir.

### 3.6.1 Cálculo de viga principal crítica (VP1) sismo en sentido X

Se analizará únicamente con cargas laterales de sismo en sentido X porque la viga principal crítica VP1 (1C\_1; 1C\_2) se ve afectada en mayor proporción en ese sentido, considerando los marcos frontales de la estructura. Se desprecian las fuerzas y momentos que pueden aparecer en sentido Y, provocados por las cargas de sismo en sentido X.

#### **Datos:**

Viga principal crítica VP1 (1C\_1; 1C\_2)

Material: Acero ASTM A36

$$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2 = 36 \text{ klb/plg}^2$$

Longitud  $L = 5.80 \text{ m} = 580 \text{ cm}$  (longitud entre ejes)

Valor tomado de la tabla 1.3:

$$\text{Carga viva de piso } L.L._p = 200 \text{ kg/m}^2$$

Valor tomado de la tabla 3.1:

$$\text{Carga muerta de piso } D.L._p = 307.13 \text{ kg/m}^2$$

Valores tomados de los marcos frontales para viga de la tabla 3.6:

$$P_1 = 827 \text{ kg}$$

$$\text{Momento por carga de sismo } M_1 = 2242 \text{ kg m}$$

Valor tomado de la figura 3.13 para la viga principal VP1 al nivel N +3000:

$$V_1 = 773 \text{ kg}$$

Valores tomados de la tabla 3.4 de análisis de cargas verticales:

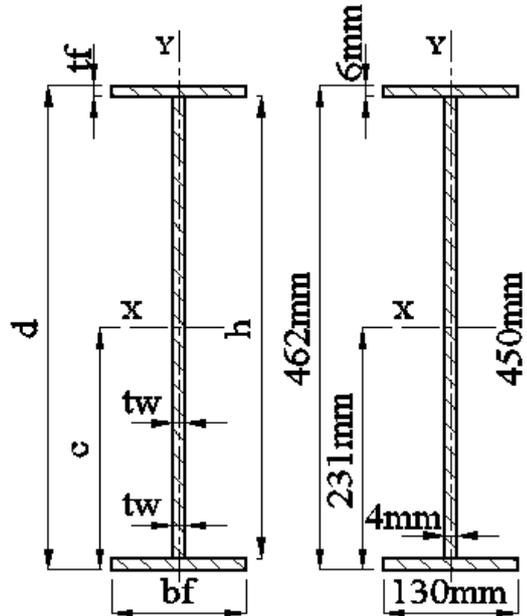
$$V_2 = 3937.7 \text{ kg}$$

$$M_2 = 5316 \text{ kg m}$$

**Solución:**

**d) Revisión por flexión y compresión**

Se asume una sección transversal armada I de 450 mm X 4 mm X 130 mm X 6 mm:



**Figura 3.16** Sección transversal a ser analizada para viga VP1

Analizando la figura 3.16 se obtiene:

$$\text{Área de la sección de la viga } A_v = 3360 \text{ mm}^2 = 33.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área del patín } A_f = 7.8 \text{ cm}^2$$

Distancia desde el eje neutro de la figura al eje neutro del patín  $d_c = 22.8 \text{ cm}$

El momento de inercia I para la sección es:

$$I_x = I_y = \frac{t_w h^3}{12} + 2 \left( \frac{b_f t_f^3}{3} + A_f d_c^2 \right)$$

$$I_x = I_y = \frac{0.4 \text{ cm} \times (45 \text{ cm})^3}{12} + 2 \left[ \frac{13 \text{ cm} \times (0.6 \text{ cm})^3}{3} + 7.8 \text{ cm}^2 \times (22.8 \text{ cm})^2 \right]$$

$$I_x = I_y = 11148.8 \text{ cm}^4$$

El módulo de sección.

$$S_x = S_y = \frac{I_x}{c}$$

(tomado de la Ec.1.22)

$$S_x = S_y = \frac{11148.8 \text{ cm}^4}{23.1 \text{ cm}}$$

$$S_x=S_y=482.63 \text{ cm}^3$$

El radio de giro de la sección.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_c}} \quad (\text{despejando Ec.1.14})$$

$$r_x = \sqrt{\frac{11148.8 \text{ cm}^4}{33.6 \text{ cm}^2}}$$

$$r_x=18.2 \text{ cm}$$

El momento máximo  $M_{\max}$  sumando el momento por cargas de sismo  $M_1$  y el momento provocado por cargas vivas y cargas muertas  $M_2$  es igual a:

$$M_{\max}=M_1+M_2$$

$$M_{\max}=2242 \text{ kg m}+5316 \text{ kg m}$$

$$M_{\max}=7558 \text{ kg m} = 755800 \text{ kg cm}$$

La carga axial provocada por la carga viva y carga muerta se considera despreciable, por tanto la carga axial total  $P_a$  es igual a la carga axial provocada por el sismo  $P_1$ :

$$P_a=P_1$$

$$P_a=827 \text{ kg}$$

Cálculo del esfuerzo de compresión axial  $f_a$ :

$$f_a = \frac{P_a}{A_v} \quad (\text{tomado de la Ec.1.12})$$

$$f_a = \frac{827 \text{ kg}}{33.6 \text{ cm}^2}$$

$$f_a = 24.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En la figura 3.17 se detalla los marcos frontales en donde se encuentra presente la viga crítica VP1 (1C\_1; 1C\_2). Se utiliza esta figura para conocer la configuración de las vigas y columnas que llegan hacia la viga crítica VP1 analizando marcos frontales.

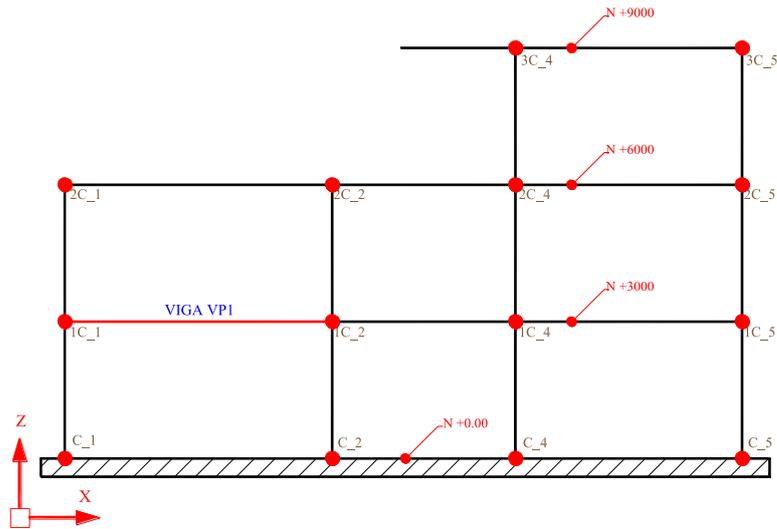


Figura 3.17 Viga crítica VP1 (1C\_1; 1C\_2) detallada en los marcos frontales

El factor K de la viga principal crítica VP1 para extremos rígidos es:

$$K = 1$$

(según tabla 1.7)

La relación de esbeltez para los marcos frontales es:

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 580 \text{ cm}}{18.2 \text{ cm}}$$

$$\frac{KL}{r_x} = 31.8$$

El esfuerzo permisible para cargas axiales a compresión según tabla C-36 del manual ASD<sup>63</sup> es:

$$F_a = 19.9 \text{ klf/plg}^2 = 1402 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de flexión  $f_b$  considerando las cargas aplicadas respecto al eje X de la sección es:

$$f_{bx} = \frac{M}{S_x}$$

(Tomado de la Ec.1.23)

$$f_{bx} = \frac{755800 \text{ kg cm}}{482.63 \text{ cm}^3}$$

$$f_{bx} = 1566 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

<sup>63</sup> AISC, *Manual of steel construction, allowable Stress Design*, 9ª edición, Chicago-USA, 1989, pág. 3-16

Revisión del soporte lateral de la viga:

El patín de compresión de la viga tiene la losa y vigas secundarias que lo arriostran por lo tanto **satisface**.

Revisión de la compacidad del patín para miembros no atiesados:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{tomado de la Ec.1.25})$$

$$\frac{130 \text{ mm}}{2 \times 6 \text{ mm}} \leq \frac{65}{\sqrt{36}}$$

$$10.83 = 10.83$$

**El patín es compacto.**

Revisión de la compacidad del alma:

Como:

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{24.6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2} = 0.0097 \leq 0.16$$

Entonces se usará:

$$\frac{d}{t} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{tomado de la Ec.1.27})$$

$$\frac{462 \text{ mm}}{4 \text{ mm}} \leq \frac{640}{\sqrt{36}}$$

$$115.5 > 106.66$$

**El alma no es compacta.**

Revisión del alma para comprobar que el miembro no sea esbelto:

$$\frac{h}{t_w} < \frac{760}{\sqrt{F_b}} \quad (\text{Según tabla 1.9})$$

$$\frac{450}{4} < \frac{760}{\sqrt{22}}$$

$$112.5 < 162 \quad \mathbf{OK}$$

La viga es no es esbelta en el alma, por tanto el esfuerzo permisible por flexión para secciones no compactas es:

$$F_b(\text{a media altura}) = 0.60F_y = 0.60 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1518.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por una estructura de marcos rígidos con lado permitido, el miembro cae en la categoría I para  $C_m$ :

$$C_m = 0.85$$

Como:

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{24.6}{1402} = 0.018 < 0.15$$

Por tanto se usa la ecuación 1.51.

Aplicando la ecuación 1.51 se obtiene:

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

$$\frac{24.6 \text{ kg/cm}^2}{1402 \text{ kg/cm}^2} + \frac{1566 \text{ kg/cm}^2}{1518.6 \text{ kg/cm}^2} \leq 1.0$$

$$0.018 + 1.03 \leq 1.0$$

$$1.048 \leq 1.0 \quad \text{NO SATISFACE}$$

Por tanto se prueba con una sección de 450 mm X 4 mm X 150 mm X 6 mm

**Solución:**

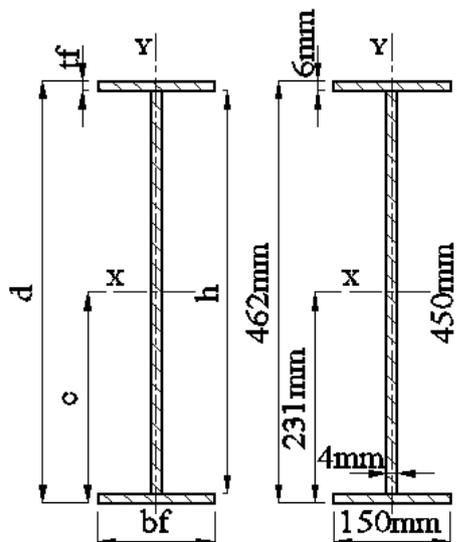


Figura 3.18 Nueva sección transversal a ser analizada para viga VP1

Analizando la figura 3.18 se obtiene:

$$\text{Área de la sección de la viga } A_v = 3600 \text{ mm}^2 = 36 \text{ cm}^2$$

Área del patín  $A_f = 9 \text{ cm}^2$

Distancia desde el eje neutro de la figura al eje neutro del patín  $d_c = 22.8 \text{ cm}$

El momento de inercia I para la sección es:

$$I_x = I_y = \frac{t_w h^3}{12} + 2 \left( \frac{b_f t_f^3}{3} + A_f d_c^2 \right)$$

$$I_x = I_y = \frac{0.4 \text{ cm} \times (45 \text{ cm})^3}{12} + 2 \left[ \frac{15 \text{ cm} \times (0.6 \text{ cm})^3}{3} + 9 \text{ cm}^2 \times (22.8 \text{ cm})^2 \right]$$

$$I_x = I_y = 12400 \text{ cm}^4$$

El módulo de sección.

$$S_x = S_y = \frac{I_x}{c} \quad (\text{tomado de la Ec.1.22})$$

$$S_x = S_y = \frac{12400 \text{ cm}^4}{23.1 \text{ cm}}$$

$$S_x = S_y = 536.8 \text{ cm}^3$$

El radio de giro de la sección:

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{I_x}{A_v}} \quad (\text{despejando la Ec.1.14})$$

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{12400 \text{ cm}^4}{36 \text{ cm}^2}}$$

$$r_x = r_y = 18.56 \text{ cm}$$

Cálculo del esfuerzo de compresión axial  $f_a$ :

$$f_a = \frac{P_a}{A_v} \quad (\text{tomado de la Ec.1.12})$$

$$f_a = \frac{827 \text{ kg}}{36 \text{ cm}^2}$$

$$f_a = 22.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El factor K de la viga crítica VP1 para extremos rígidos es:

$$K = 1$$

(según tabla 1.7)

La relación de esbeltez es:

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 580 \text{ cm}}{18.56 \text{ cm}}$$

$$\frac{KL}{r_x} = 31.25$$

El esfuerzo permisible para cargas axiales a compresión según tabla C-36 del manual ASD<sup>64</sup> es:

$$F_a = 19.92 \text{ klb/plg}^2 = 1403.8 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de flexión  $f_b$  considerando las cargas aplicadas respecto al eje X de la sección es:

$$f_{bx} = \frac{M}{S_x} \quad \text{(Tomado de la Ec.1.23)}$$

$$f_{bx} = \frac{755800 \text{ kg cm}}{536.8 \text{ cm}^3}$$

$$f_{bx} = 1408 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por una estructura de marcos rígidos con ladeo permitido, el miembro cae en la categoría I para  $C_m$ :

$$C_m = 0.85$$

Como:

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{22.9}{1403.8} = 0.016 < 0.15$$

Por tanto se usa la ecuación 1.51.

Aplicando la ecuación 1.51 se obtiene:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.0$$
$$\frac{22.9 \text{ kg/cm}^2}{1403.8 \text{ kg/cm}^2} + \frac{1408 \text{ kg/cm}^2}{1518.6 \text{ kg/cm}^2} \leq 1.0$$

---

<sup>64</sup> AISC, *Manual of steel construction, allowable Stress Design*, 9ª edición, Chicago-USA, 1989, pág. 3-16

$$0.016 + 0.92 \leq 1.0$$

$$0.94 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

**La sección es satisfactoria** para cargas laterales de sismo en sentido X, cargas vivas y cargas muertas en conjunto.

**e) Revisión por corte**

**Datos:**

Dimensiones de la sección transversal de la viga:

$$t_w = 4 \text{ mm}$$

$$d = 462 \text{ mm}$$

$$h = 450 \text{ mm}$$

Valor tomado de los marcos frontales para viga de la tabla 3.6:

$$V_1 = 773 \text{ kg}$$

Valor tomado de la tabla 3.4 de análisis de cargas verticales:

$$V_2 = 3937.7 \text{ kg}$$

Calculo de la fuerza cortante V sumando el cortante por cargas laterales  $V_1$  y cargas de verticales  $V_2$ :

$$V = V_1 + V_2$$

$$V = 773 \text{ kg} + 3937.7 \text{ kg}$$

$$V = 4711 \text{ kg}$$

El Área efectiva de la viga es:

$$A_{\text{efectiva}} = t_w \times d$$

$$A_{\text{efectiva}} = 4 \text{ mm} \times 462 \text{ mm}$$

$$A_{\text{efectiva}} = 1848 \text{ mm}^2 = 18.48 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante  $f_v$  es igual a:

$$f_v = \frac{V}{A_{\text{efectiva}}}$$

(Tomado de la Ec.1.32)

$$f_v = \frac{4711 \text{ kg}}{18.48 \text{ cm}^2}$$

$$f_v = 255 \text{ kg/cm}^2$$

Como:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{380}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{450 \text{ mm}}{4 \text{ mm}} \leq \frac{380}{\sqrt{36}}$$

$$112.5 > 63.33$$

Por tanto se aplica la ecuación 1.34 para el esfuerzo permisible  $F_v$  por corte.

La primera carga puntual desde el extremo se encuentra a una distancia:

$$a = 1.93 \text{ m} = 193 \text{ cm} \quad (\text{Según figura 3.8})$$

Como:

$$\frac{a}{h} = \frac{193 \text{ cm}}{45 \text{ cm}} = 4.28 > 1$$

Entonces se aplica la ecuación 1.37 para encontrar el valor de  $k_v$ :

$$k_v = 5.34 + \frac{4.00}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.00}{\left(\frac{193 \text{ cm}}{45 \text{ cm}}\right)^2}$$

$$k_v = 5.56$$

El coeficiente  $C_v$  es igual a:

$$C_v = \frac{45000k_v}{F_y \left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$$

(Tomado de la Ec.1.35)

$$C_v = \frac{45000 \times 5.56}{36 \frac{\text{klb}}{\text{plg}^2} \left(\frac{45 \text{ cm}}{0.4 \text{ cm}}\right)^2}$$

$$C_v = 0.55$$

El esfuerzo permisible por corte  $F_v$  es:

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v \leq 0.40F_y$$

(Tomado de la Ec.1.34)

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \times 0.55 \leq 0.40F_y$$

$$F_v = 0.19F_y \leq 0.40F_y$$

$$F_v = 0.19 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_v = 481 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Revisión:

$$f_v \leq F_v$$

$$255 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 481 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \mathbf{OK}$$

La sección **no falla** por corte.

#### f) Verificación de atiesadores intermedios

Dado que:

$$f_v < F_v$$

$$255 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 481 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \mathbf{OK}$$

Y cumple la siguiente desigualdad:

$$\frac{h}{t_w} < 260$$

(Tomado de la Ec.1.38)

$$\frac{45 \text{ cm}}{0.4 \text{ cm}} < 260$$

$$112.5 < 260 \quad \mathbf{OK}$$

Por tanto **NO NECESITA** atiesadores intermedios.

#### g) Verificación de atiesadores de apoyo

**Datos:**

La carga puntual aplicada a 1.93 m desde el extremo es:

$$R = 3937.7 \text{ kg} = 8.66 \text{ klb}$$

(Según figura 3.8)

Material ASTM A36

$$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{yw} = 2531 \text{ kg/cm}^2 = 36 \text{ klb/plg}^2$$

Dimensiones de la sección transversal de la viga:

$$t_w = 4 \text{ mm} = 0.1574 \text{ plg}$$

$$d = 462 \text{ mm} = 18.18 \text{ plg}$$

$$t_f = 6 \text{ mm} = 0.2362 \text{ plg}$$

### Solución:

- **Por fluencia del alma:**

Por la configuración en forma de marcos el apoyo es puntual por tanto:

$$N = 0$$

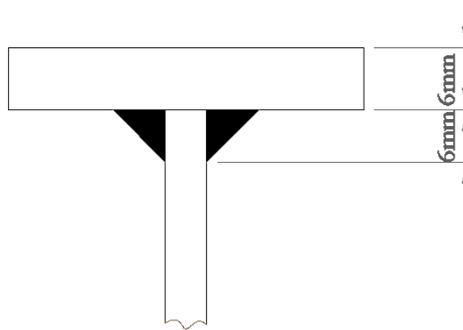


Figura 3.19 Esquema de la unión entre alma y patín

La dimensión k de la viga armada es:

$$k = 6 \text{ mm} + 6 \text{ mm} = 12 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm}$$

(Según figura 3.19)

Revisión aplicando la siguiente relación:

$$\frac{R}{t_w(N+5k)} \leq 0.66F_y$$

tomado de la Ec. 1.40)

$$\frac{3937.7 \text{ kg}}{0.4 \text{ cm}(0+5 \times 1.2 \text{ cm})} \leq 0.66F_y$$

$$\frac{3937.7 \text{ kg}}{2.4 \text{ cm}^2} \leq 0.66 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1540.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1670.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK}$$

Por tanto **NO NECESITA** atiesadores de apoyo por fluencia del alma.

- **Por aplastamiento del alma:**

Aplicando la siguiente igualdad resulta:

$$R=67.5t_w^2 \left[ 1+3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{Tomado de la Ec.1.42})$$

$$R=67.5 \times (0.1574 \text{ plg})^2 [1+0] \sqrt{\frac{\frac{36 \text{ klb}}{\text{plg}^2} \times 0.2362 \text{ plg}}{0.1574 \text{ plg}}}$$

$$R=1.6722 [1+0] \sqrt{54}$$

$$R=12.28 \text{ klb} = 5581 \text{ kg}$$

Como:

$$3937.7 \text{ kg} < 5581 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Por tanto **NO NECESITA** atiesadores de apoyo por aplastamiento del alma.

#### **h) Chequeo por deflexión**

Para encontrar la deflexión de la viga que en este caso es empotrada en los dos extremos se considera un método aproximado, que analiza el tramo central comprendido entre los puntos de inflexión y es en donde se producirá la deflexión máxima de toda la viga. Al tramo central se lo estudiará como una viga simplemente apoyada con dos cargas puntuales P provocadas por las reacciones de las vigas secundarias tal como se analizó en el método aproximado para cargas verticales. La figura 3.20 muestra la designación de las dimensiones a considerar para los cálculos de la deflexión.

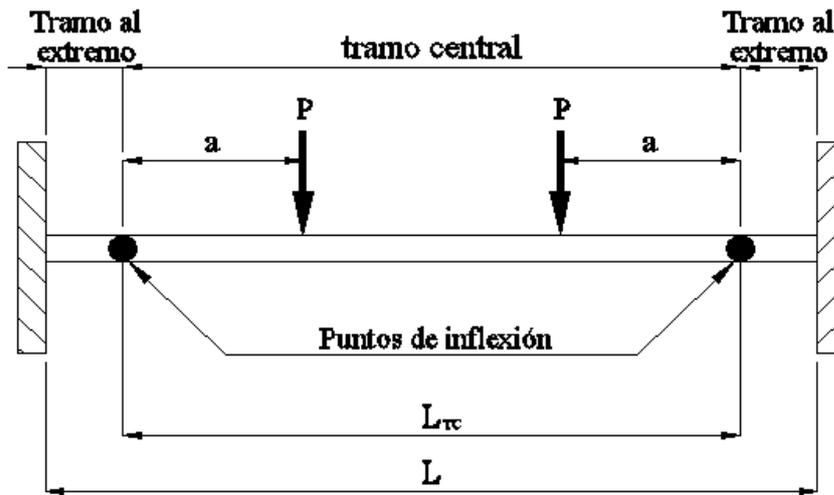


Figura 3.20 Designación de las dimensiones para analizar la deflexión

**Datos:**

Longitud de la viga crítica principal (VP1)  $L = 5.8 \text{ m} = 5800 \text{ mm}$  (longitud entre ejes)

Longitud del tramo central de la viga crítica principal (VP1)  $L_{TC} = 4.64 \text{ m} = 464 \text{ cm} = 4640 \text{ mm}$

Carga puntual  $P = 3937.7 \text{ kg}$

Módulo de elasticidad del acero  $E = 2038902 \text{ kg/cm}^2$

Momento de inercia de la sección  $I = 12400 \text{ cm}^2$

Distancia  $a$  desde el punto de inflexión hasta la carga puntual  $= 1.35 \text{ m} = 135 \text{ cm}$

**Solución:**

La deflexión  $\Delta$  en el tramo central de la viga VP1 utilizando la ecuación<sup>65</sup> para vigas simplemente apoyadas con dos cargas puntuales actuando sobre ella es igual a:

$$\Delta = \frac{Pa}{24EI} (3L_{TC}^2 - 4a^2)$$

$$\Delta = \frac{3937.7 \text{ kg} \times 135 \text{ cm}}{24 \times 2038902 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 12400 \text{ cm}^4} \times [3 \times (464 \text{ cm})^2 - 4(135 \text{ cm})^2]$$

$$\Delta = 0.5 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$$

<sup>65</sup> GERE, James, *Mecánica de materiales*, 6ª edición, Cengage Learning, México, 2008, apéndice G, numeral 6, pág. 909

De acuerdo a las especificaciones AISC-ASD y al CEC la deflexión máxima admisible para vigas que soportan gypsum es:

$$\frac{L}{360} = \frac{5800 \text{ mm}}{360} = 16.1 \text{ mm}$$

Como:

$$\Delta \leq \frac{L}{360}$$

$$5 \text{ mm} \leq 16.1 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

Por tanto la viga principal crítica VP1 cumple las especificaciones de diseño para deflexiones.

### 3.6.2 Cálculo de columna crítica (C1) sismo en sentido X

Del análisis de áreas tributarias de columnas de toda la estructura, se establece que C1 comprendida entre los nudos C\_2 y 1C\_2 (según plano estructural anexo 8) es la columna crítica y se usará para el cálculo bajo fuerzas combinadas.

Se analiza primero con cargas laterales de sismo en sentido X considerando los marcos frontales de la estructura. Se desprecian las fuerzas y momentos que pueden aparecer en sentido Y, provocados por las cargas de sismo en sentido X.

#### Datos:

Columna crítica C1 (C\_2; 1C\_2)

Material: Acero ASTM A36

$$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2 = 36 \text{ klb/plg}^2$$

Longitud no soportada  $L = 2.55 \text{ m} = 255 \text{ cm}$

$$\text{Área tributaria } A_{tc} = 12.59 \text{ m}^2$$

Valor tomado de la tabla 1.3:

$$\text{Carga viva de piso } L.L._p = 200 \text{ kg/m}^2$$

Valor tomado de la tabla 3.1:

Carga muerta de piso  $D.L_p = 307.13 \text{ kg/m}^2$

Valores tomados de los marcos frontales para columna de la tabla 3.5:

$P_1 = 3229 \text{ kg}$ .

Momento por carga de sismo =  $2504 \text{ kg m} = 250400 \text{ kg cm}$

**Solución:**

Se asume una sección transversal de 200mm X 200mm X 6mm como se muestra en la figura:

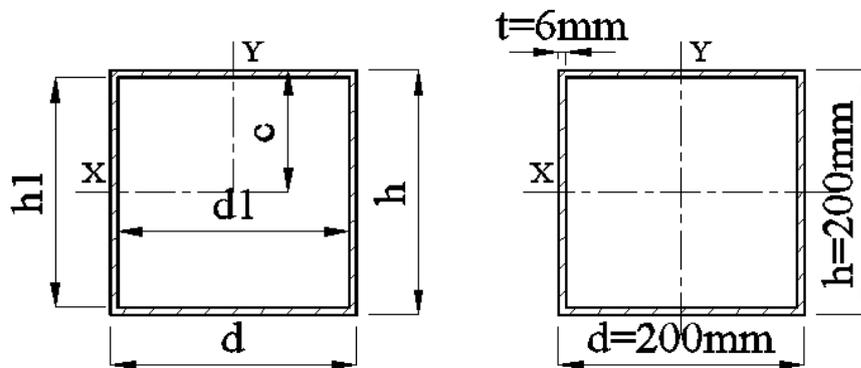


Figura 3.21 Detalle de la sección transversal a ser analizada para columna

Analizando la figura 3.21 se obtiene:

El Área de la sección de la columna  $A_c = 4656 \text{ mm}^2 = 46.56 \text{ cm}^2$

El momento de inercia I para la sección es:

$$I_x = I_y = \frac{dh^3}{12} - \frac{d_1h_1^3}{12}$$

$$I_x = I_y = \frac{20 \text{ cm} \times (20 \text{ cm})^3}{12} - \frac{18.8 \text{ cm} \times (18.8 \text{ cm})^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 2923.3 \text{ cm}^4$$

El módulo de sección.

$$S_x = S_y = \frac{I_x}{c} \quad \text{(tomado de la Ec.1.22)}$$

$$S_x = S_y = \frac{2923.3 \text{ cm}^4}{10 \text{ cm}}$$

$$S_x=S_y=292.3 \text{ cm}^3$$

El radio de giro de la sección:

$$r_x=r_y=\sqrt{\frac{I_x}{A_c}} \quad (\text{despejando la Ec.1.14})$$

$$r_x=r_y=\sqrt{\frac{2923.3 \text{ cm}^4}{46.56 \text{ cm}^2}}$$

$$r_x=r_y=7.92 \text{ cm}$$

La carga axial  $P_2$  provocada por la carga viva de piso  $L.L_p$  y la carga muerta de piso  $D.L_p$  es:

$$P_2=[A_{tc}(D.L_p+L.L_p)] \times 2 \text{ pisos}$$

$$P_2=\left[12.59 \text{ m}^2 \left(307.13 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)\right] 2$$

$$P_2=12769 \text{ kg}$$

La carga axial total  $P_a$  sumados carga de sismo  $P_1$ , carga viva y muerta  $P_2$  es:

$$P_a=P_1+P_2$$

$$P_a=3229 \text{ kg}+12769 \text{ kg}$$

$$P_a=15998 \text{ kg}$$

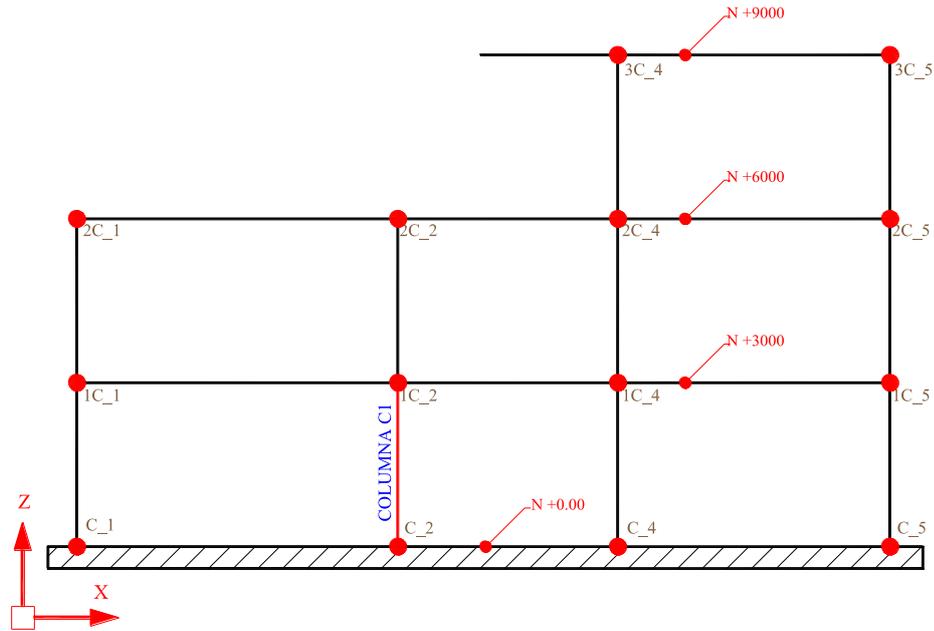
Cálculo del esfuerzo de compresión axial  $f_a$ :

$$f_a=\frac{P_a}{A_c} \quad (\text{tomado de la Ec.1.12})$$

$$f_a=\frac{15998 \text{ kg}}{46.56 \text{ cm}^2}$$

$$f_a=343.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En la figura 3.22 se detalla los marcos frontales en donde se encuentra presente la columna crítica C1 (C\_2; 1C\_2). Se utiliza esta figura para conocer la configuración de las vigas y columnas que llegan hacia la columna crítica utilizando marcos frontales.



**Figura 3.22** Columna crítica C1 (C\_2; 1C\_2) detallada en los marcos frontales

Del la figura anterior se obtienen los miembros que se unen a la columna crítica C1 (C\_2; 1C\_2) y se detallan en la tabla 3.7:

Miembro	Dimensiones (mm)	I (cm <sup>4</sup> )	L no soportada(cm)	I/L
C_2; 1C_2	200X200X6	2923.3	255	11.46
1C_2; 2C_2	200X200X6	2923.3	255	11.46
1C_1;1C_2	I 450X4X150X6	12400	560	22.14
1C_2;1C_4	I 450X4X150X6	12400	380	32.6

**Tabla 3.7** Factores de rigidez de columnas y vigas para marcos frontales

El factor G del nudo 1C\_2 para la columna C1 (C\_2; 1C\_2) en los marcos frontales es:

$$G_{1C_2} = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_v}{L_v}} \quad \text{(tomado de la Ec. 1.17)}$$

$$G_{1C_2} = \frac{11.46+11.46}{22.14+32.6}$$

$$G_{1C_2} = 0.42$$

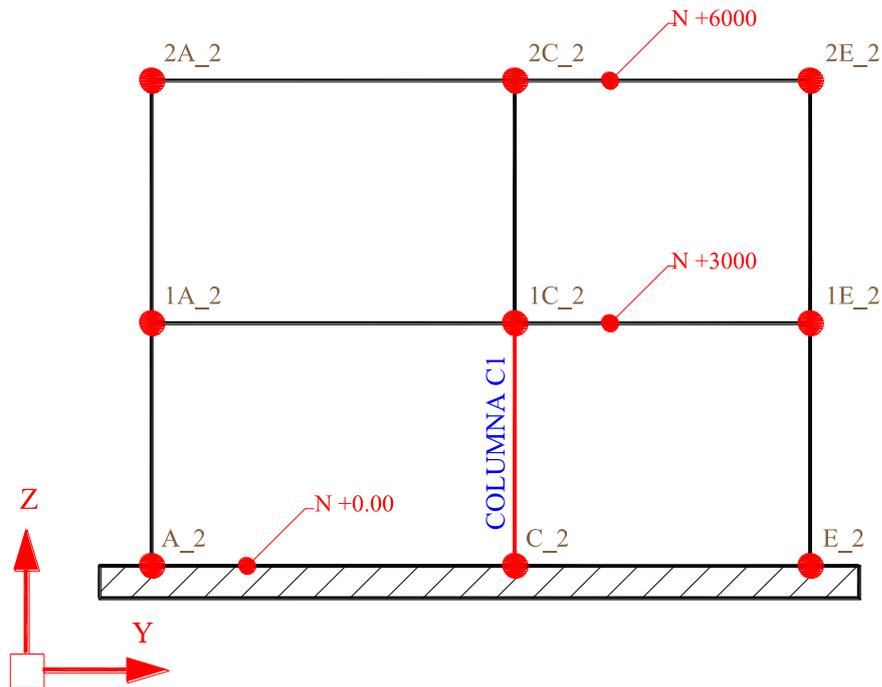
El factor G del nudo C\_2 por encontrarse empotrado se considera:

$$G_{C_2} = 1$$

El factor K de la columna crítica C1 (C\_2; 1C\_2) según el nomograma para ladoeo permitido de la figura 1.14 es:

$$K_x = 1.20$$

En la figura 3.23 se detalla los marcos laterales, en donde se encuentra presente la columna crítica C1 (C\_2; 1C\_2). Se utiliza esta figura para conocer la configuración de las vigas y columnas que llegan hacia la columna crítica utilizando marcos laterales.



**Figura 3.23** Columna crítica C1 (C\_2; 1C\_2) detallada en los marcos laterales

De la figura anterior se obtienen los miembros que afectan a la columna crítica C1 (C\_2; 1C\_2) y se detallan en la tabla 3.8:

Miembro	Dimensiones (mm)	I mayor (cm <sup>4</sup> )	L no soportada(cm)	I/L
C_2; 1C_2	200X200X6	2923.3	255	11.46
1C_2; 2C_2	200X200X6	2923.3	255	11.46
1A_2; 1C_2	I 462X4X150X6	12400	430	28.8
1C_2; 1E_2	I 462X4X150X6	12400	343	36.1

**Tabla 3.8** Factores de rigidez de columnas y vigas para marcos laterales

El factor G del el nudo 1C\_2 para la columna crítica C1 (C\_2; 1C\_2) en los marcos frontales es:

$$G_{1C_2} = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_v}{L_v}} \quad (\text{tomado de la Ec. 1.17})$$

$$G_{1C_2} = \frac{11.46+11.46}{28.8+36.1}$$

$$G_{1C_2} = 0.35$$

El factor G del nudo C\_2 por encontrarse empotrado se considera:

$$G_{C_2} = 1$$

El factor K de la columna crítica C1 (C\_2; 1C\_2) según el nomograma para ladeo permitido de la figura 1.14 es:

$$K_y = 1.19$$

La relación de esbeltez para los marcos frontales es:

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.20 \times 255 \text{ cm}}{7.92 \text{ cm}}$$

$$\frac{K_x L}{r_x} = 38.6$$

La relación de esbeltez para los marcos laterales es:

$$\frac{K_y L}{r_y} = \frac{1.19 \times 255 \text{ cm}}{7.92 \text{ cm}}$$

$$\frac{K_y L}{r_y} = 38.3$$

Se utiliza la relación de esbeltez igual a 38.6 por ser la mayor.

El esfuerzo permisible  $F_a$  para cargas axiales a compresión según tabla C-36 del manual ASD<sup>66</sup> es:

$$F_a = 19.33 \text{ klf/plg}^2 = 1363 \text{ kg/cm}^2$$

---

<sup>66</sup> AISC, *Manual of steel construction, allowable Stress Design*, 9ª edición, Chicago-USA, 1989, pág. 3-16

El esfuerzo de flexión  $f_b$  considerando las cargas aplicadas respecto al eje X de la sección es:

$$f_{bx} = \frac{M}{S_x} \quad (\text{Tomado de la Ec.1.23})$$

$$f_{bx} = \frac{250400 \text{ kg cm}}{292.3 \text{ cm}^3}$$

$$f_{bx} = 856.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Como:

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{343.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1363 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.25 > 0.15$$

Por tanto se usa las ecuaciones 1.47 y 1.50 para esfuerzos combinados.

El Esfuerzo permisible  $F_{bx}$  por flexión por ser sección cuadrada es:

$$F_{bx} (\text{a media altura}) = 0.60 F_y = 0.60 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1518.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{bx} (\text{en los extremos}) = 0.66 F_y = 0.66 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1670.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo permisible de Euler resulta:

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 E}{23(K_x L_{bx}/r_{bx})^2} \quad (\text{Tomado de la Ec.1.48})$$

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 2038902 \text{ kg/cm}^2}{23(1.20 \times 255 \text{ cm} / 7.92 \text{ cm})^2}$$

$$F'_{ex} = 7033 \text{ kg/cm}^2$$

Por una estructura de marcos rígidos con ladeo permitido, el miembro cae en la categoría I para  $C_m$ :

$$C_m = 0.85$$

Revisión:

$$1 - \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}} = \frac{0.85}{1 - \frac{343.6}{7033}} = 0.89 < 1.0 \text{ por tanto se usará } 1.0$$

Aplicando la ecuación 1.47 (despreciando las cargas en sentido Y) se obtiene:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx}f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}\right)F_{bx}} \leq 1.0$$

$$\frac{343.6 \text{ kg/cm}^2}{1363 \text{ kg/cm}^2} + \frac{1 \times 856.65 \text{ kg/cm}^2}{1 \times 1518.6 \text{ kg/cm}^2} \leq 1.0$$

$$0.25 + 0.56 \leq 1.0$$

$$0.81 \leq 1.0 \quad \text{OK.}$$

**La sección es satisfactoria** para cargas laterales de sismo en sentido X, cargas vivas y cargas muertas en conjunto.

Aplicando la ecuación 1.50 (despreciando las cargas en sentido X) se obtiene:

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.0$$

$$\frac{343.6 \text{ kg/cm}^2}{1518.6 \text{ kg/cm}^2} + \frac{856.65 \text{ kg/cm}^2}{1670.4 \text{ kg/cm}^2} \leq 1.0$$

$$0.23 + 0.51 \leq 1.0$$

$$0.74 \leq 1.0 \quad \text{OK.}$$

**La sección es satisfactoria** para cargas laterales de sismo en sentido X, cargas vivas y cargas muertas en conjunto.

### 3.6.3 Cálculo de columna crítica (C1) sismo en sentido Y

Se analizará en segunda instancia con cargas laterales de sismo en sentido Y considerando los marcos laterales de la estructura. Se desprecian las fuerzas y momentos que pueden aparecer en sentido X, provocados por las cargas de sismo en sentido Y.

#### Datos:

Columna crítica C1 (C\_2; 1C\_2)

Material: Acero ASTM A36

$$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2 = 36 \text{ klb/plg}^2$$

Longitud no soportada  $L = 2.55\text{m} = 255 \text{ cm}$

$$\text{Área tributaria } A_{tc} = 12.59 \text{ m}^2$$

Valor tomado de la tabla 1.3:

$$\text{Carga viva de piso } L.L.p = 200 \text{ kg/m}^2$$

Valor tomado de la tabla 3.1:

$$\text{Carga muerta de piso } D.L.p = 307.13 \text{ kg/m}^2$$

Valores tomados de los marcos laterales para columna de la tabla 3.5:

$$P_1 = 6094 \text{ kg}$$

$$\text{Momento por carga de sismo} = 3016.5 \text{ kg m} = 301650 \text{ kg cm}$$

Valores tomados del cálculo de columna con fuerzas de sismo en sentido X:

$$\text{Área de la sección de la columna } A_c = 46.56 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 2923.3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = S_y = 292.3 \text{ cm}^3$$

$$r_x = r_y = 7.92 \text{ cm}$$

$$P_2 = 12769 \text{ kg}$$

$$\text{Relación de esbeltez} = 38.6$$

### **Solución:**

La carga axial total  $P_a$  sumados carga de sismo  $P_1$ , carga viva y muerta  $P_2$  es:

$$P_a = P_1 + P_2$$

$$P_a = 6094 \text{ kg} + 12769 \text{ kg}$$

$$P_a = 18863 \text{ kg}$$

Cálculo del esfuerzo de compresión axial  $f_a$ :

$$f_a = \frac{P_a}{A_c}$$

(tomado de la Ec.1.12)

$$f_a = \frac{18863 \text{ kg}}{46.56 \text{ cm}^2}$$

$$f_a = 405.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo permisible para cargas axiales a compresión según tabla C-36 del manual ASD<sup>67</sup> es:

$$F_a = 19.33 \text{ klb/plg}^2 = 1363 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de flexión  $f_b$  considerando las cargas aplicadas respecto al eje X de la sección es:

$$f_{bx} = \frac{M}{S_x} \quad \text{(Tomado de la Ec.1.23)}$$

$$f_{bx} = \frac{301650 \text{ kg cm}}{292.3 \text{ cm}^3}$$

$$f_{bx} = 1032 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El Esfuerzo permisible  $F_{bx}$  por flexión por ser sección cuadrada es:

$$F_{bx} \text{ (a media altura)} = 0.60F_y = 0.60 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1518.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{bx} \text{ (en los extremos)} = 0.66F_y = 0.66 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1670.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo permisible de Euler resulta:

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 E}{23(K_x L_{bx}/r_{bx})^2} \quad \text{(Tomado de la Ec.1.48)}$$

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 2038902 \text{ kg/cm}^2}{23(1.20 \times 255 \text{ cm}/7.92 \text{ cm})^2}$$

$$F'_{ex} = 7033.3 \text{ kg/cm}^2$$

Por una estructura de marcos rígidos con ladeo permitido, el miembro cae en la categoría I para  $C_m$ :

$$C_m = 0.85$$

Como:

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{405.13}{1363} = 0.30 > 0.15$$

Por tanto se usa las ecuaciones 1.47 y 1.50

<sup>67</sup> AISC, *Manual of steel construction, allowable Stress Design*, 9ª edición, Chicago-USA, 1989, pág. 3-16

Revisión:

$$\frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}} = \frac{0.85}{1 - \frac{405.13}{7033.3}} = 0.90 < 1.0 \text{ por tanto se usará } 1.0$$

Aplicando la ecuación 1.47 (despreciando las cargas en el sentido X) se obtiene:

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

$$\frac{405.13 \text{ kg/cm}^2}{1363 \text{ kg/cm}^2} + \frac{1 \times 1032 \text{ kg/cm}^2}{1 \times 1518.6 \text{ kg/cm}^2} \leq 1.0$$

$$0.30 + 0.68 \leq 1.0$$

$$0.98 \leq 1.0 \quad \mathbf{OK}$$

**La sección es satisfactoria** para cargas laterales de sismo en sentido Y, cargas vivas y cargas muertas en conjunto.

Aplicando la ecuación 1.50 (despreciando las cargas en el sentido X) se obtiene:

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.0$$

$$\frac{346.15 \text{ kg/cm}^2}{1518.6 \text{ kg/cm}^2} + \frac{1032 \text{ kg/cm}^2}{1670.4 \text{ kg/cm}^2} \leq 1.0$$

$$0.23 + 0.62 \leq 1.0$$

$$0.85 \leq 1.0 \quad \mathbf{OK.}$$

**La sección es satisfactoria** para cargas laterales de sismo en sentido Y, cargas vivas y cargas muertas en conjunto.

### 3.7 Verificación de las secciones mediante el programa SAP 2000

Una vez realizado los cálculos de las secciones críticas mediante los métodos aproximados utilizados para el análisis de cargas que actúan en la estructura, es primordial verificar con la ayuda de un software de diseño estructural (SAP 2000), siendo este un método exacto, para ratificar o rectificar si es necesario ciertos elementos de acuerdo al resultado que arroje este programa.

El SAP 2000 en un tiempo considerablemente pequeño, permite obtener resultados confiables del comportamiento estructural en conjunto de las vigas principales, vigas secundarias y columnas anteriormente calculadas.

Para realizar el modelo estructural se realizó los siguientes pasos:

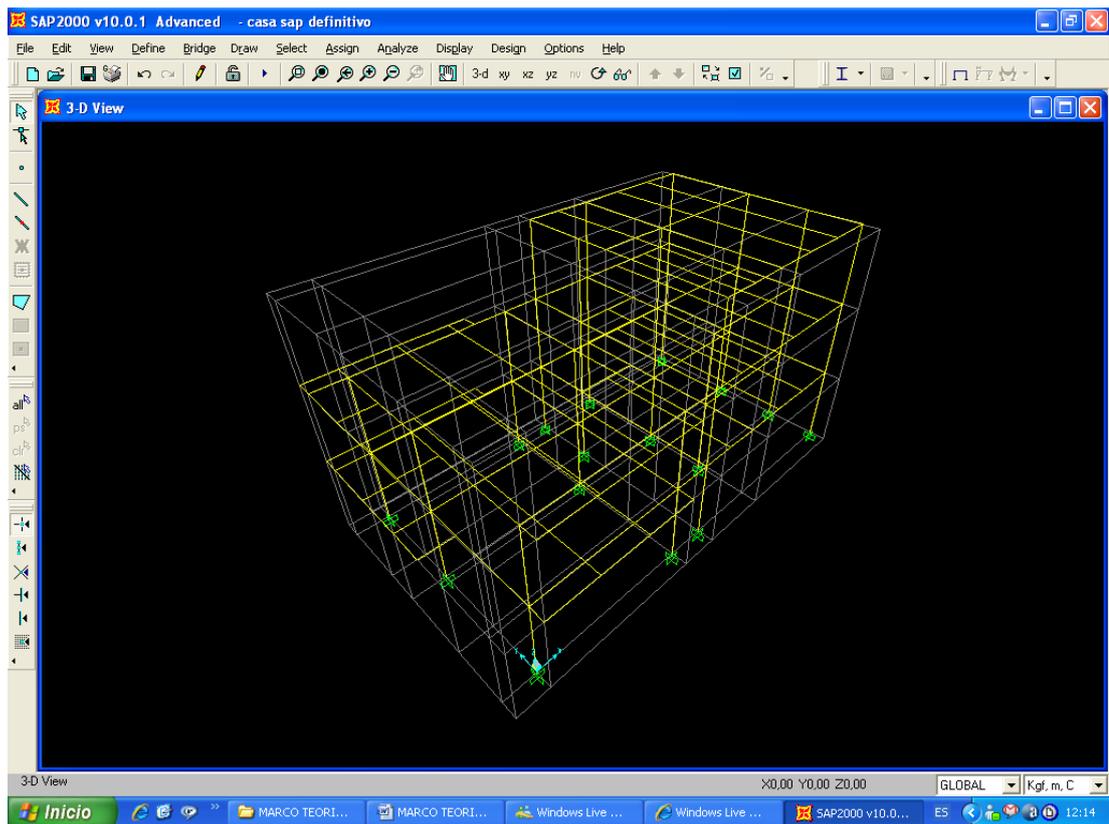
### **3.7.1 Escoger unidades.**

Se selecciona el sistema de unidades con que se desea trabajar. En este caso se va a trabajar con: Kilogramos, metros, Celsius (Kgf, m, C).

### **3.7.2 Crear la geometría del modelo.**

La opción tomada para generar la geometría es por medio de la importación de la estructura previamente dibujada en AutoCad con las dimensiones entre ejes de los miembros, y a continuación se impone la grilla de acuerdo a la necesidad. Se restringe contra traslación y rotación en todos los ejes de las juntas que van hacia la cimentación (conexión de empotramiento rígido en los apoyos).

En la figura 3.24 se muestra la geometría del modelo a ser analizado, en este caso las líneas amarillas indican la estructuración de los miembros, las líneas grises indican la grilla de ayuda y las líneas verdes indican el tipo de restricción de los apoyos.



**Figura 3.24 Geometría del modelo de la estructura metálica**

### 3.7.3 Definición y asignación de las propiedades.

Se define y asignan los tipos de sección transversal de los miembros estructurales de acuerdo a los cálculos realizados para vigas secundarias y miembros críticos sometidos a esfuerzos combinados con las siguientes dimensiones y colores:

ELEMENTOS	TIPO DE SECCIÓN	DIMENSIONES DE LA SECCIÓN (mm)	COLOR ASIGNADO EN EL PROGRAMA
Vigas secundarias	I armada	450 x 4 x 150 x 6	Azul
Vigas principales	I armada	300 x 4 x 100 x 6	Verde
Columnas	2 Canales C armados	200 x 100 x 6	Tomate

**Tabla 3.9 Asignación de los miembros por colores**

En la figura 3.25 se visualiza en forma extruida los miembros asignados con su respectivo color y de acuerdo a la estructuración del modelo.

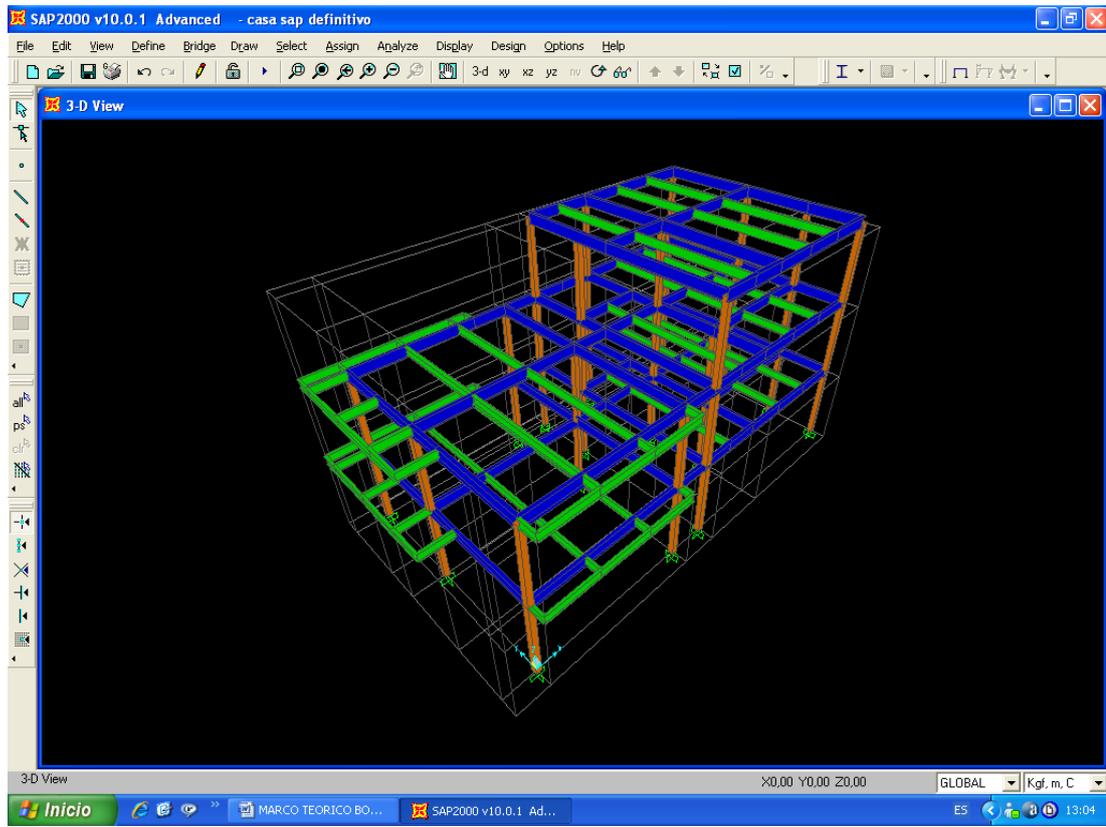


Figura 3.25 Asignación de miembros

### 3.7.4 Asignación de cargas

Se ingresan los valores de cargas que tiene que soportar cada uno de los miembros, esos valores son tomados de las tablas 3.1 y 3.2 para cargas muertas de piso y cubierta pero sin considerar la carga generada por el peso propio de la estructura ya que su valor lo contempla automáticamente el programa, de las tablas 1.3 y 1.4 para las cargas vivas de piso y cubierta y de la tabla 3.3 para las cargas laterales de sismo.

Las cargas laterales de sismo se dividen por el número de nudos que integran el plano perpendicular (marcos laterales) a la acción de cargas conforme al nivel que se considera. Las cargas de sismo se asignan dividiendo entre los nudos, primero en el sentido X y luego las mismas cargas divididas entre los nudos en el sentido Y, acorde a las coordenadas generales del programa.

La figura 3.26 muestra en la parte izquierda la asignación de cargas vivas y muertas y en la parte derecha la asignación de cargas laterales de sismo en el sentido X

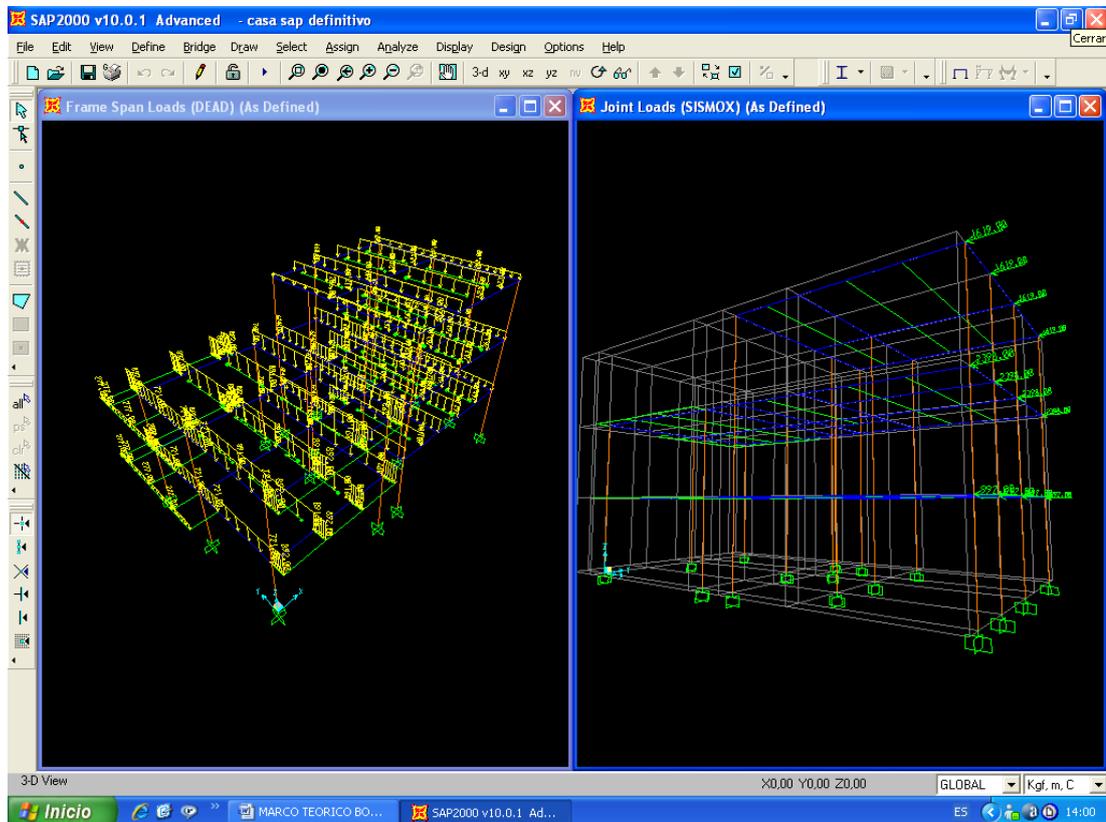


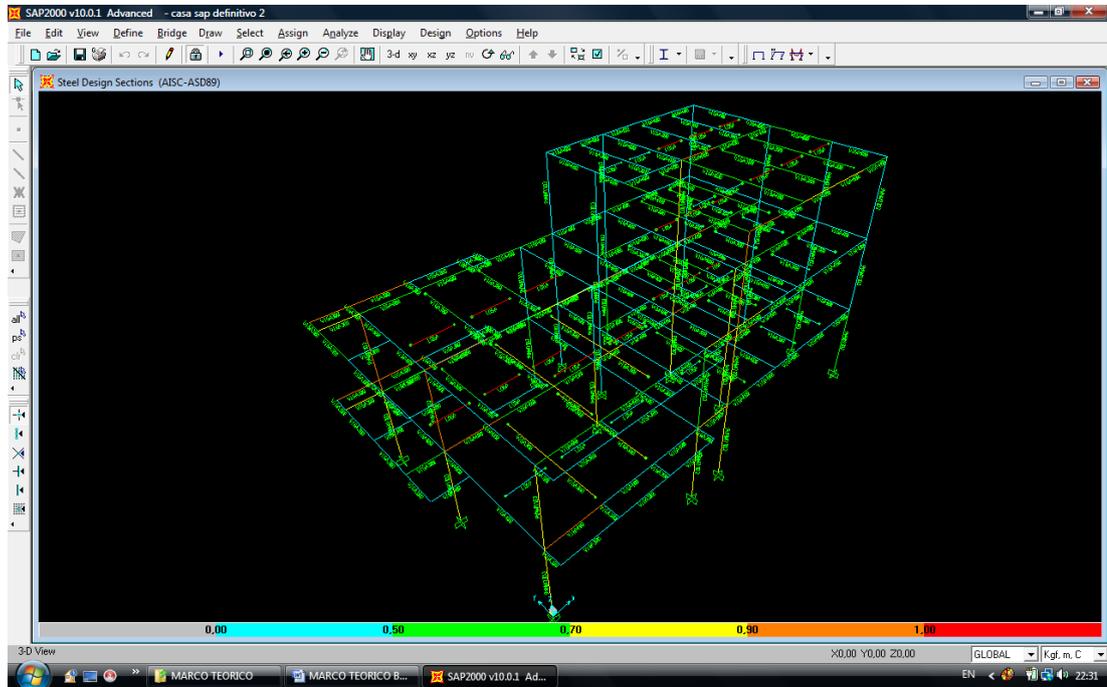
Figura 3.26 Asignación de cargas a los miembros

### 3.7.5 Ejecución del programa

Se selecciona el código que utilizará el programa para analizar los miembros, en este caso se toma las especificaciones AISC-ASD89 y se corre el programa. De acuerdo a un esquema de colores predeterminado por el mismo programa se llega a analizar cada uno de los elementos que conforman la estructura, los colores varían en una escala del 0 al 1, mientras más alejado se encuentra del 1 (color rojo) los elementos se consideran seguros.

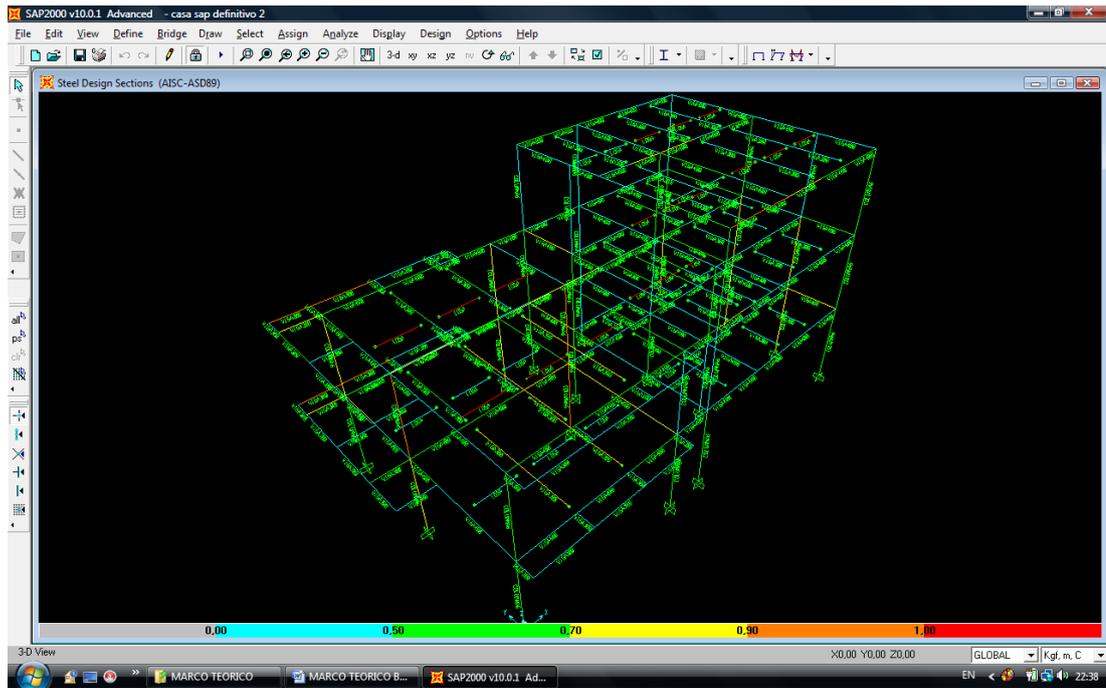
Queda a criterio del diseñador elegir el perfil más adecuado que se ajuste al rango comprendido entre 0 hasta incluido el 1, sobre este número es considerado diseño inseguro.

La figura 3.27 se muestra los resultados acorde al esquema de colores predeterminado para el análisis de la estructura considerando cargas vivas, cargas muertas y cargas laterales de sismo en el sentido X actuando simultáneamente.



**Figura 3.27 Resultados del análisis de cargas (sismo en sentido X)**

La figura 3.28 muestra los resultados analizando la combinación de cargas vivas, cargas muertas y cargas laterales de sismo en el sentido Y actuando simultáneamente.



**Figura 3.28** Asignación de cargas (sismo en sentido Y)

### 3.7.6 Análisis de resultados

Los perfiles calculados para las vigas secundarias y las columnas satisfacen plenamente a las combinaciones de carga analizadas y se aprueba su uso para la fabricación de la estructura con esos tipos de perfiles. En el anexo 7 se recopila los resultados obtenidos en el programa de los miembros críticos.

Las vigas principales actuando conjuntamente con los otros elementos como marcos rígidos resisten favorablemente a las combinaciones de carga, pero se llega a la conclusión que se encuentran sobredimensionadas, por tanto para la construcción de la estructura se usará un perfil I armado más pequeño debidamente verificado en el software respondiendo satisfactoriamente a los requerimientos de diseño y que tiene las siguientes dimensiones:  $d = 412 \text{ mm}$ ;  $h = 400 \text{ mm}$ ;  $tw = 4 \text{ mm}$ ;  $bf = 120 \text{ mm}$ ;  $tf = 6 \text{ mm}$  (I 400 x 4 x 120 x 6).

Para utilizar plenamente este perfil como vigas principales en toda la estructura es necesario chequear finalmente por deflexión, calculando manualmente y comparando con la deflexión admisible y con la deflexión que proporciona el programa SAP2000.

### 3.7.6.1 Chequeo por deflexión viga principal I 400 x 4 x 120 x 6

Se realizará los cálculos de manera similar a los elaborados en el inciso e del apartado 3.6.1 de este capítulo.

#### Datos:

Longitud de la viga crítica principal (VP1)  $L = 5.8 \text{ m} = 5800 \text{ mm}$  (longitud entre ejes)

Longitud del tramo central de la viga crítica principal (VP1)  $L_{TC} = 4.64 \text{ m} = 464 \text{ cm} = 4640 \text{ mm}$

Carga puntual  $P = 3937.7 \text{ kg}$

Módulo de elasticidad del acero  $E = 2038902 \text{ kg/cm}^2$

Momento de inercia de la nueva sección  $I = 8068 \text{ cm}^2$

Distancia  $a$  desde el punto de inflexión hasta la carga puntual  $= 1.35 \text{ m} = 135 \text{ cm}$

#### Solución:

La deflexión  $\Delta$  en el tramo central de la viga VP1 utilizando la ecuación<sup>68</sup> para vigas simplemente apoyadas con dos cargas puntuales actuando sobre ella es igual a:

$$\Delta = \frac{Pa}{24EI} (3L_{TC}^2 - 4a^2)$$

$$\Delta = \frac{3937.7 \text{ kg} \times 135 \text{ cm}}{24 \times 2038902 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 8068 \text{ cm}^4} \times [3 \times (464 \text{ cm})^2 - 4(135 \text{ cm})^2]$$

$$\Delta = 0.76 \text{ cm} = 7.6 \text{ mm}$$

De acuerdo a las especificaciones AISC-ASD y al CEC la deflexión máxima admisible para vigas que soportan gypsum es:

$$\frac{L}{360} = \frac{5800 \text{ mm}}{360} = 16.1 \text{ mm}$$

Como:

---

<sup>68</sup> GERE, James, *Mecánica de materiales*, 6ª edición, Cengage Learning, México, 2008, apéndice G, numeral 6, pág. 909

$$\Delta \leq \frac{L}{360}$$

$$7.6 \text{ mm} \leq 16.1 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

Por tanto la viga principal crítica VP1 cumple las especificaciones de diseño para deflexiones aprobando definitivamente su uso. Según el programa SAP2000 la deflexión máxima para estas vigas es 7 mm, comprobando así que el cálculo aproximado de deflexión se acerca a la deflexión real calculada por el software.

Una vez que se aprobó los perfiles para la conformación de las vigas y columnas de la estructura metálica primero mediante el cálculo manual y posterior revisión con el programa SAP2000, a continuación se realizará el diseño de placas base, pernos de anclaje y conexiones entre miembros, incluyendo soldaduras que sirven para unir y armar los diferentes elementos que formarán los miembros armados.

### **3.8 Diseño de la placa base para columna**

#### **Datos:**

Columna cuadrada GH:

$$d = h = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$t = 6 \text{ mm}$$

Material:

Acero ASTM A36

Carga axial máxima a compresión tomado del diseño de columna:

$$P_a = 18863 \text{ kg}$$

Momento máximo provocado por carga de sismo tomado de diseño de columna:

$$3016.5 \text{ kg m} = 3016500 \text{ kg cm}$$

Según diseño de cimentación la resistencia de compresión del hormigón es de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

**Solución:**

Se considera una la relación entre áreas del concreto  $A_2$  y de la placa base  $A_1$  del mismo tamaño por requerimientos de diseño de los cimientos de la edificación por tanto:

$$\frac{A_2}{A_1} = 1$$

El esfuerzo permisible máximo para apoyos de concreto  $F_p$  es:

$$F_p = 0.35 f_c' \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.70 f_c' \quad (\text{Tomado de la Ec.1.54})$$

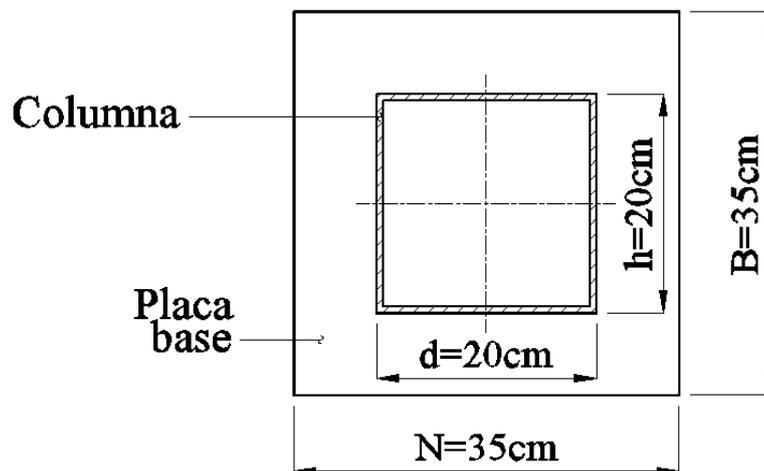
$$F_p = 0.35 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \sqrt{1} \leq 0.70 f_c'$$

$$F_p = 73.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se asume las siguientes dimensiones para la placa tomando en cuenta un espacio suficiente para pernos de anclaje y su respectivo ajuste:

$$N = 35 \text{ cm}$$

$$B = 35 \text{ cm}$$



**Figura 3.29 Dimensiones asumidas de la placa base**

Cálculo y verificación de la excentricidad:

$$e = \frac{M}{P} \quad (\text{Tomado de la Ec.1.52})$$

$$e = \frac{301650 \text{ kg cm}}{18863 \text{ kg}}$$

$$e=17.9 \text{ cm}$$

Como:

$$\frac{N}{2} = \frac{35 \text{ cm}}{2} = 17.5 \text{ cm} < e = 17.9 \text{ cm}$$

por tanto la excentricidad es alta requiriendo pernos de anclaje.

De acuerdo a requerimientos por excentricidad alta el esfuerzo máximo de apoyo  $f_p$  se iguala al valor permisible  $F_p$ :

$$F_p = f_p$$

Se asume los pernos a una distancia de 4 cm desde el borde de la placa como se ilustra en la figura 3.30:

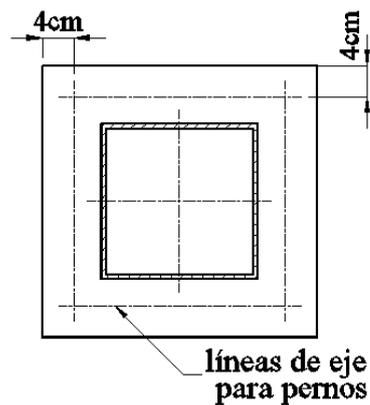


Figura 3.30 Línea de ejes para pernos de anclaje

por tanto la distancia  $N'$  es igual a:

$$N' = N - 4 \text{ cm}$$

$$N' = 35 \text{ cm} - 4 \text{ cm}$$

$$N' = 31 \text{ cm}$$

La distancia  $A'$  es igual a:

$$A' = \frac{N}{2} - 4 \text{ cm} = \frac{35 \text{ cm}}{2} - 4 \text{ cm}$$

$$A' = 13.5 \text{ cm}$$

La carga de equivalencia  $f'$  es igual a:

$$f' = \frac{f_p B N'}{2} \quad (\text{Tomado de la Ec.1.60})$$

$$f' = \frac{73.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 35 \text{ cm} \times 31 \text{ cm}}{2}$$

$$f' = 39873.7 \text{ kg}$$

La distancia A sobre la cual la fuerza de apoyo ocurre es: con la ecuación 1.59.:

$$A = \frac{f' \pm \sqrt{[f'^2 - 4 \left(\frac{f_p B}{6}\right) (P A' + M)]}}{\frac{f_p B}{3}} \quad (\text{Tomado de la Ec. 1.59})$$

$$A = \frac{39873.7 \text{ kg} \pm \sqrt{[(39873.7 \text{ kg})^2 - 4 \left(\frac{73.5 \text{ kg/cm}^2 \times 35 \text{ cm}}{6}\right) (18863 \text{ kg} \times 13.5 \text{ cm} + 301650 \text{ kg cm})]}}{\frac{73.5 \text{ kg/cm}^2 \times 35 \text{ cm}}{3}}$$

$$A = \frac{39873.7 \text{ kg} \pm \sqrt{[(39873.7 \text{ kg})^2 - 1715 \text{ kg/cm} \times 556300.5 \text{ kg cm}]}}{857.5 \text{ kg/cm}}$$

$$A = \frac{39873.7 \text{ kg} \pm \sqrt{635856594.2 \text{ kg}^2}}{857.5 \text{ kg/cm}}$$

$$A = \frac{39873.7 \text{ kg} \pm 25216.19 \text{ kg}}{857.5 \text{ kg/cm}}$$

$$A_1 = 75.9 \text{ cm}$$

$$A_2 = 17.1 \text{ cm}$$

Se toma el valor positivo menor  $A = 17.1 \text{ cm}$  y se compara:

$$A = 17.1 \text{ cm} < N' = 31 \text{ cm} \quad \mathbf{OK}$$

La distancia A es razonable comparado con el valor de la distancia  $N'$

Cálculo de la fuerza de tensión T que resistirán los pernos de anclaje:

$$T = \frac{f_p A B}{2} - P \quad (\text{Tomado de la Ec. 1.57})$$

$$T = \frac{73.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 17.1 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}}{2} - 18863 \text{ kg}$$

$$T = 5132 \text{ kg}$$

La sección crítica se encuentra a una distancia desde el borde de:

$$\frac{N - 0.95d}{2} = \frac{35 \text{ cm} - 0.95 \times 20 \text{ cm}}{2} = 8 \text{ cm}$$

En la figura 3.31 se ilustra las distancias calculadas anteriormente:

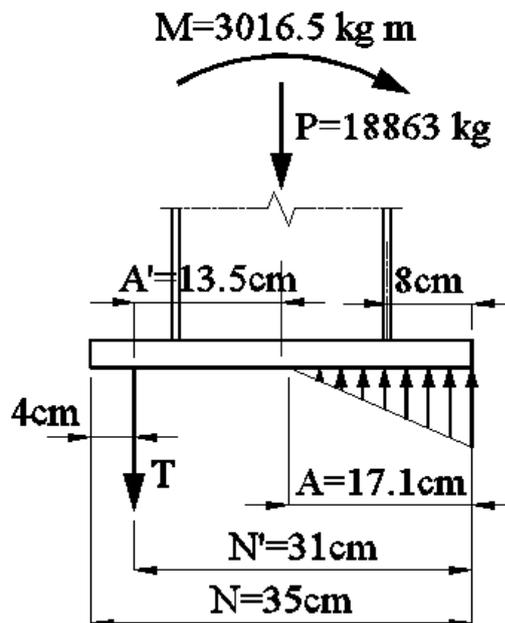


Figura 3.31 Distribución de cargas de apoyo de la placa

Por semejanza de triángulos el esfuerzo en la sección crítica es  $38.5 \text{ kg/cm}^2$  y las áreas para el análisis de momentos son de acuerdo a la figura 3.32:

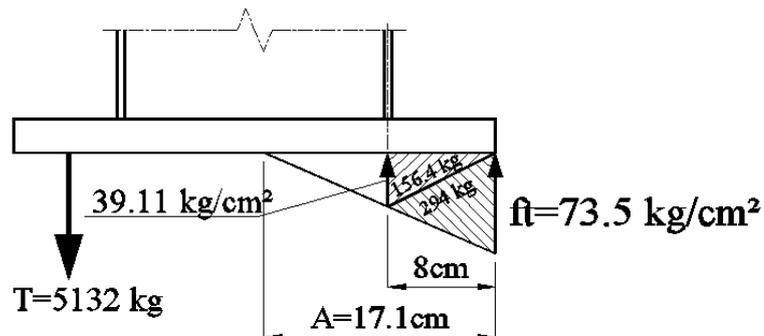


Figura 3.32 Esfuerzos y cargas generados en la placa base

El momento máximo  $M_{pl}$  determinado de acuerdo a la distribución de cargas de apoyo respecto a la sección crítica de la porción saliente de la placa es:

$$M_{pl} = 156.4 \text{ kg} \times \frac{8 \text{ cm}}{3} + 294 \text{ kg} \left( \frac{2}{3} \times 8 \text{ cm} \right)$$

$$M_{pl} = 417 \text{ kg cm} + 1568 \text{ kg cm}$$

$$M_{pl} = 1985 \text{ kg cm}$$

El espesor de la placa base  $t_p$  es:

$$t_p = \sqrt{\frac{6M_{pl}}{F_b}}$$

(Tomado de la Ec.1.61)

$$t_p = \sqrt{\frac{6 \times 1985 \text{ kg cm}}{0.75 \times 2531 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{11910 \text{ kg cm}}{1898.25 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$t_p = 2.5 \text{ cm} = 25 \text{ mm}$$

Se usa una placa base para columnas de 350 mm x 350 mm x 25 mm

### 3.9 Diseño de los pernos de anclaje

#### Datos:

Material de los pernos de anclaje ASTM A36

Esfuerzo último del material del perno  $F_u = 4077.8 \text{ kg/cm}^2$

Según diseño de cimentación la resistencia de compresión del hormigón es de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Fuerza de tensión T obtenido del diseño de la placa base:

$$T = 5132 \text{ kg}$$

#### Solución:

El esfuerzo permisible a tensión  $F_t$  de los pernos es:

$$F_t = 0.33 F_u$$

(Tomado de la Ec. 1.64)

$$F_t = 0.33 \times 4077.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = 1345.6 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del área requerida  $A_g$  a ser ocupada por los pernos:

$$A_g = \frac{T}{F_t} \quad (\text{despejado de la Ec. 1.63})$$

$$A_g = \frac{5132 \text{ kg}}{1345.6 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_g = 3.81 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 3 pernos a cada lado de 14 mm de diámetro para cubrir el área requerida, la distribución en la placa se muestra en la figura 3.33. El diámetro de los agujeros para facilidad de montaje se considera igual a 16 mm.

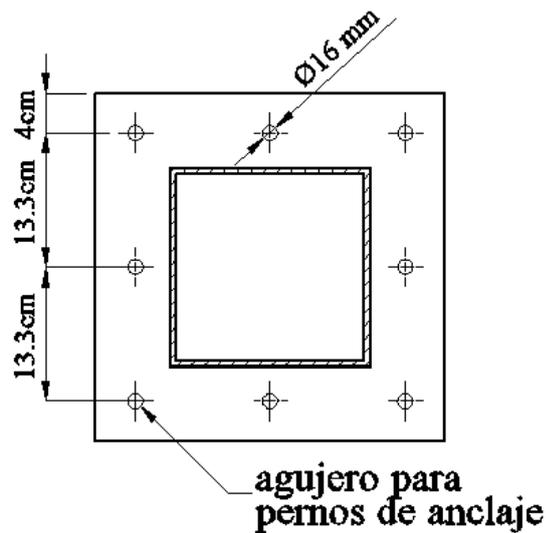


Figura 3.33 Distribución de agujeros para pernos de anclaje en la placa base

Cálculo de la longitud del gancho del perno:

$$L_h = \frac{\left(\frac{T_{\text{perno}}}{2}\right)}{\frac{0.7f_c \cdot d}{1.7}} \quad (\text{Tomado de la Ec. 1.65})$$

$$L_h = \frac{\left(\frac{5132 \text{ kg} \div 3}{2}\right)}{\frac{0.7 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1.4 \text{ cm}}{1.7}}$$

$$L_h = 7.06 \text{ cm} \quad \text{se usará } 8 \text{ cm}$$

Cálculo del largo mínimo del perno:

$$\text{Largo del perno} = 12d$$

(Según tabla 1.10)

$$\text{Largo del perno} = 12 \times 1.4 \text{ cm}$$

$$\text{Largo del perno} = 16.8 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$$

En la figura 3.34 se muestra el perno de anclaje a utilizar de acuerdo a las dimensiones calculadas:

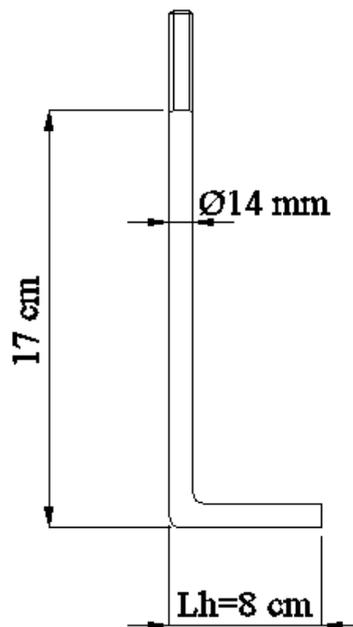


Figura 3.34 Dimensiones a usar para el perno de anclaje

Cálculo de la longitud total del perno:

$$L_t = \text{largo del perno} + L_h$$

$$L_t = 17 \text{ cm} + 8 \text{ cm}$$

$$L_t = 25 \text{ cm}$$

### 3.10 Diseño de las conexiones soldadas

#### 3.10.1 Diseño de las conexiones simples viga principal - viga secundaria

Para el diseño se considera un tipo de conexión simple sin asiento con dos ángulos soldados en las vigas secundarias y en las vigas principales para brindar una conexión segura a un costo menor que las conexiones empernadas.

**Datos:**

Electrodo E60XX

Material de los ángulos ASTM A36

Viga principal

Material ASTM A36

$h = 400 \text{ mm}$

Viga secundaria VS10

Material ASTM A36

$h = 300 \text{ mm}$

$V_{\max} = 2183 \text{ kg}$

**Solución:**

**a) Soldadura tipo A**

Se asume dos ángulos de L 50 mm X 50 mm y 200 mm de longitud y se detalla según figura 3.35.

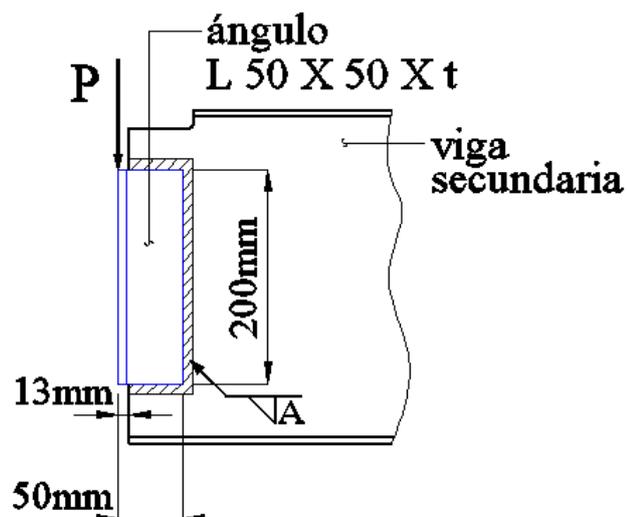


Figura 3.35 Soldadura A de la conexión simple

Como:

$$V_{\max} = 2181 \text{ kg} < 2751.5 \text{ kg}$$

(según apartado 1.12)

por tanto se usará  $V = 2751.5 \text{ kg}$

El cortante  $V$  es igual a la carga excéntrica  $P$ , entonces:

$$V = P = 2751.5 \text{ kg} = 6 \text{ klb}$$

En la figura 3.36 se detalla las dimensiones de la soldadura tipo A de acuerdo a la carga excéntrica  $P$  y al centro de gravedad  $c.g.$  del grupo de soldadura:

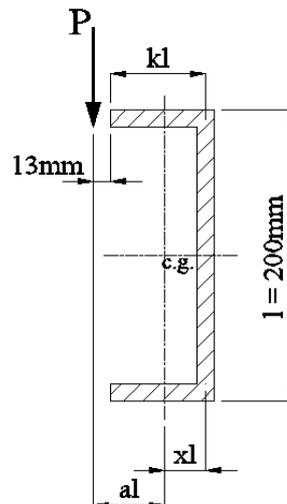


Figura 3.36 Dimensiones de la soldadura tipo A

Según figuras 3.35 y 3.36 se tiene:

$$l = 200 \text{ mm} = 7.87 \text{ plg}$$

$$kl = 50 \text{ mm} - 13 \text{ mm} = 37 \text{ mm}$$

El factor  $k$  es igual a:

$$k = \frac{37 \text{ mm}}{l} = \frac{37 \text{ mm}}{200 \text{ mm}}$$

$$k = 0.185$$

Interpolando el valor  $x$  en la tabla XXIII del manual AISC-ASD (Anexo 4) se obtiene:

$$x = 0.025$$

La distancia  $xl$  es igual a:

$$x_l = 0.025 \times 200 \text{ mm}$$

$$x_l = 5 \text{ mm}$$

La distancia  $a_l$  es igual a:

$$a_l = 10 \text{ mm} + k_l - x_l$$

(Según figuras 3.35 y 3.36)

$$a_l = 10 \text{ mm} + 37 \text{ mm} - 5 \text{ mm}$$

$$a_l = 42 \text{ mm}$$

El factor  $a$  es igual a:

$$a = \frac{42 \text{ mm}}{1} = \frac{42 \text{ mm}}{200 \text{ mm}}$$

$$a = 0.21$$

El coeficiente  $C$  por interpolación en la tabla XXIII del manual AISC-ASD (Anexo 4) es:

$$C = 0.996$$

El coeficiente  $C_1$  para electrodos E60XX es:

$$C_1 = 0.857$$

(Según tabla 1.13)

Despejando el tamaño de la soldadura  $D$  se obtiene:

$$D = \frac{P}{C \times C_1 \times 1}$$

(Despejado de la Ec. 1.71)

$$D = \frac{6 \text{ klb}}{0.996 \times 0.857 \times 7.87 \text{ plg}}$$

$$D = 0.89 \approx 1/16 \text{ plg}$$

Según especificaciones el tamaño mínimo para una soldadura de filete es:

$$D = 1/8 \text{ plg} = 3.17 \text{ mm}$$

(según tabla 1.12)

El espesor  $t$  de los ángulos es igual a:

$$t = \frac{1}{8} \text{ plg} + \frac{1}{16} \text{ plg}$$

$$t = 3/16 \text{ plg} \approx 4 \text{ mm}$$

### b) Soldadura tipo B

En la figura 3.37 se detalla los ángulos y la soldadura tipo B soldada en la viga principal:

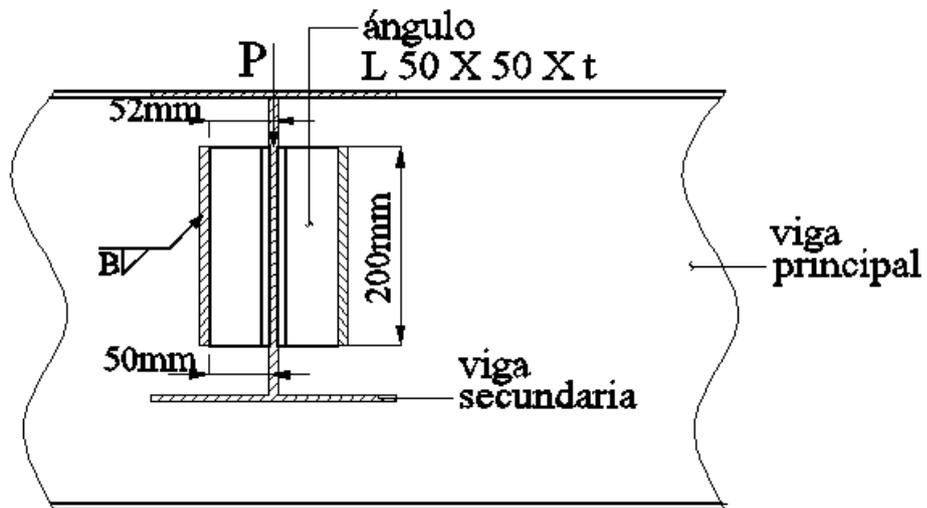


Figura 3.37 Soldadura B de la conexión simple

En la figura 3.38 se detalla las dimensiones de la soldadura tipo B de acuerdo a la carga excéntrica P y al centro de gravedad c.g. de la soldadura:

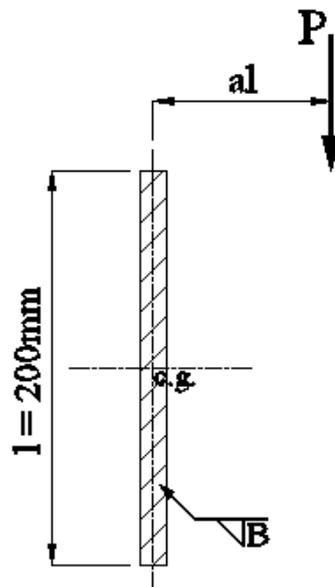


Figura 3.38 Dimensiones de la soldadura tipo B

Según figuras 3.37 y 3.38 se tiene:

$$l = 200 \text{ mm}$$

$$a_l = 52 \text{ mm}$$

El factor a es igual a:

$$a = \frac{52 \text{ mm}}{1} = \frac{52 \text{ mm}}{200 \text{ mm}}$$

$$a = 0.26$$

No existe distancia de retorno total de la soldadura en la parte superior e inferior de los ángulos por tanto:

$$k = 0$$

El coeficiente C por interpolación en la tabla XIX del manual AISC-ASD (anexo 4) es:

$$C = 1.236$$

El coeficiente  $C_1$  para electrodos E60XX es:

$$C_1 = 0.857 \quad (\text{Según tabla 1.13})$$

Despejando el tamaño de la soldadura D se obtiene:

$$D = \frac{P}{C \times C_1 \times 1} \quad (\text{despejado de la Ec. 1.71})$$

$$D = \frac{6 \text{ klb}}{1.236 \times 0.857 \times 7.87 \text{ plg}}$$

$$D = 0.72 \approx 1/16 \text{ plg} \quad \mathbf{OK}$$

Por tanto se asume igual que la soldadura tipo A y un espesor de ángulos de  $t = 3/16$  plg  $\approx 4$  mm

Para alcanzar el tamaño requerido de soldadura tipo A se usará dos ángulos de L 50 mm X 50 mm X 4 mm y 200 mm de longitud con una soldadura de filete de  $\approx 4$  mm (3/16 plg). Se realizará retornos superior e inferior de soldadura de 10 mm como refuerzo para evitar fisuras por corte.

### c) Destaje

Para alcanzar el mismo nivel tanto en las vigas principales como en las secundarias se realiza un destaje a la viga secundaria como se aprecia en la figura 3.39.

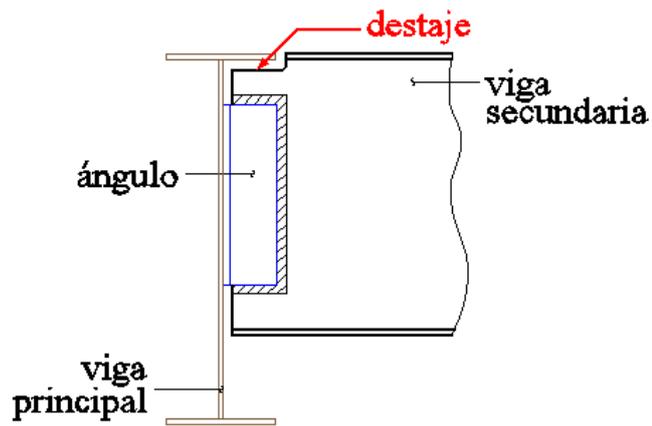


Figura 3.39 Destaje de viga secundaria

De acuerdo a las especificaciones el destaje tendrá las dimensiones que muestra la figura 3.40.

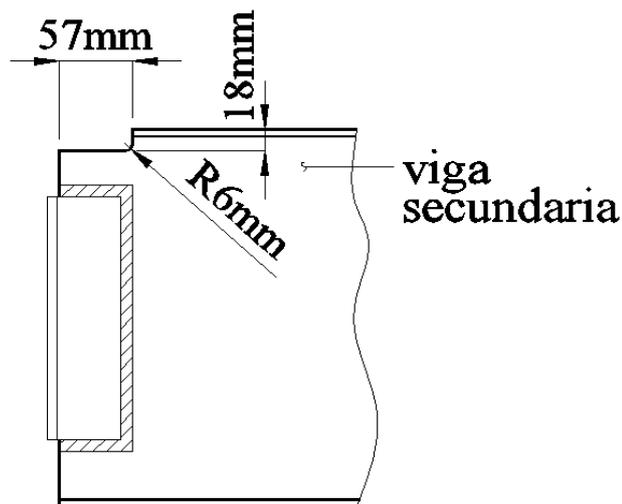


Figura 3.40 Dimensiones del destaje

### 3.10.2 Diseño de las conexiones rígidas viga principal - columna

Para el diseño se considera un tipo de conexión precalificada rígida con placas soldadas en los patines WFP como se muestra en la figura 3.41 y se tomará en cuenta las notas de la figura 3-11 (Anexo 6) de la página 3-37 del FEMA 350 y los requisitos de la especificación AISC-ASD para soldaduras.

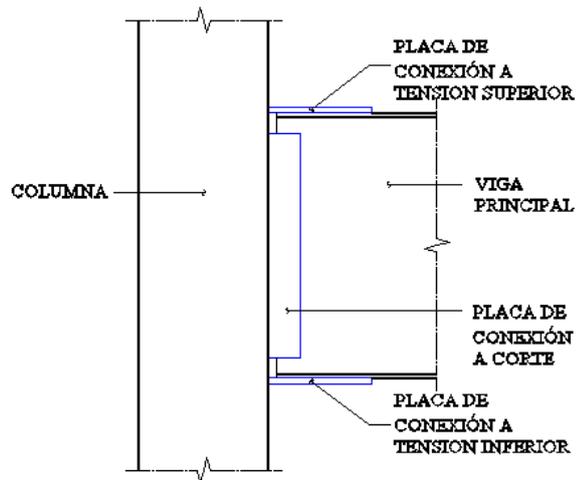


Figura 3.41 Conexión rígida con placas soldadas en los patines WFP

**Datos:**

Electrodo E70XX

Material de los elementos de conexión ASTM A36

Viga principal

Material ASTM A36

$h = 400 \text{ mm}$

$d = 412 \text{ mm} = 0.412 \text{ m}$

Datos tomados del cálculo de viga principal crítica VP1.

$V = R = 4711 \text{ kg} = 10.4 \text{ klb}$

$M = 7558 \text{ kg m}$

Columna

Material ASTM A36

**Solución:**

La fuerza horizontal T es igual a:

$$T = \frac{M}{d}$$

(Tomado de la Ec.1.72)

$$T = \frac{7558 \text{ kg m}}{0.412 \text{ m}}$$

$T = 18345 \text{ kg} = 40.4 \text{ klb}$

**a) Cálculo de la placa de conexión a tensión superior soldada al patín a tensión.**

El área de placa requerida es igual a:

$$A_p = \frac{T}{F_t} \quad (\text{Tomado de la Ec.1.73})$$

$$A_p = \frac{18345 \text{ kg}}{0.60 \times 2531 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_p = 12.08 \text{ cm}^2 = 1208 \text{ mm}^2$$

Cálculo del espesor de la placa  $t_A$  asumiendo un ancho de 150 mm:

$$t_A = \frac{A_p}{150 \text{ mm}}$$

$$t_A = \frac{1208 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}}$$

$$t_A = 8.05 \text{ mm por tanto se usará } 9 \text{ mm}$$

Según tabla 1.12 para una placa de 9 mm  $\approx 3/8$  plg se usa una soldadura de tamaño mínimo D  $\approx 4$  mm (3/16 plg)

La longitud requerida  $l_s$  de la soldadura es:

$$l_s = \frac{T}{0.928D} \quad (\text{Tomado de la Ec. 1.74})$$

$$l_s = \frac{40.4 \text{ klb}}{0.928 \times 3}$$

$$l_s = 14.51 \text{ plg} \approx 370 \text{ mm}$$

Se usa una soldadura de filete de 70 mm a través del extremo de la placa y una soldadura de filete de 150 mm a lo largo de cada lado.

Por tanto se usa una placa superior de 160 mm X 150 mm X 9 mm (3/8 plg) unida a la columna con soldadura de ranura de bisel simple de penetración completa y acoplada a la viga con soldaduras de filete de 4mm a 6 mm.

**b) Cálculo de la placa de conexión a tensión inferior soldada al patín de compresión.**

De acuerdo al tipo de conexión precalificada se usará placas similares tanto superior como inferior para mitigar los momentos cíclicos provocados por cargas de sismo, por tanto se utiliza una placa inferior de 160 mm X 150 mm X 9 mm, unida con soldadura de ranura de bisel simple con penetración completa a las columnas y reforzada con soldadura de filete y la unión a la viga se realizará con soldaduras de filete similares a las diseñadas en el cálculo de la placa superior.

**c) Diseño de la conexión a corte del alma de la viga principal**

- **Soldadura en la columna**

Según FEMA 350<sup>69</sup> Se asume una placa de conexión a corte de longitud 350 mm ( $\approx 14$  plg) X 50 mm X 6 mm para garantizar estabilidad y se calcula el tamaño mínimo del filete de la soldadura  $D_{\min}$  sometida a cortante simple:

$$D_{\min} = \frac{R}{2 \times 0.928 \times 1} \quad (\text{Tomado de la Ec.1.75})$$

$$D_{\min} = \frac{10.4 \text{ klb}}{2 \times 0.928 \times 14}$$

$$D_{\min} = 0.4 \text{ dieciseisavos de pulgada}$$

Según tabla 1.12 para un espesor de 6 mm de la columna y de la placa, se usa 1/8 plg ( $\approx 3$  mm) como tamaño mínimo de soldadura, por tanto se une la longitud total de la placa a la columna con soldadura de ranura de penetración parcial y reforzada con soldadura de filete de 6 mm ( $\approx 1/4$  plg) a los dos lados de la placa de corte.

- **Soldadura en la viga**

Tomando en cuenta el FEMA 350 se asume una soldadura de filete de 4 mm ( $\approx 3/16$  plg) igual al tamaño de la placa menos 2 mm ( $\approx 1/16$  plg) para ser soldada a lo largo

---

<sup>69</sup> FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, *FEMA-350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, USA, 2000, capítulo 3, figura 3-11, pág 3-37

de la placa con retorno total tanto superior e inferior para garantizar la conexión rígida y se comprueba su resistencia.

El espesor efectivo de la garganta  $t_e$  es:

$$t_e = 0.707 \times \text{tamaño de la soldadura} \quad (\text{Tomado de la Ec.1.68})$$

$$t_e = 0.707 \times 4 \text{ mm}$$

$$t_e = 2.8 \text{ mm}$$

El área efectiva de la soldadura  $A_e$  es:

$$A_e = l_e \times t_e \quad (\text{Tomado de la Ec. 1.70})$$

$$A_e = 424 \text{ mm} \times 2.8 \text{ mm}$$

$$A_e = 1187 \text{ mm}^2 = 1.84 \text{ plg}^2$$

Cálculo de la resistencia de la soldadura  $R_s$  para electrodos E70XX:

$$R_s = 0.30 \times 70 \frac{\text{klb}}{\text{plg}^2} \times A_e \quad (\text{Tomado de la Ec.1.69})$$

$$R_s = 0.30 \times 70 \frac{\text{klb}}{\text{plg}^2} \times 1.84 \text{ plg}^2$$

$$R_s = 38.64 \text{ klb} = 17563.6 \text{ kg}$$

Como:

$$R_s = 17563.6 \text{ kg} > V = 5591 \text{ kg} \quad \mathbf{OK}$$

La soldadura **resiste** a la reacción de la viga. Por tanto se usa una placa de conexión a corte de 350 mm X 50 mm X 6 mm. Por seguridad se colocará una soldadura de filete de tamaño igual a 6 mm. En la figura 3.42 se muestra las dimensiones calculadas anteriormente de la placas a usarse en la conexión rígida columna – viga principal.

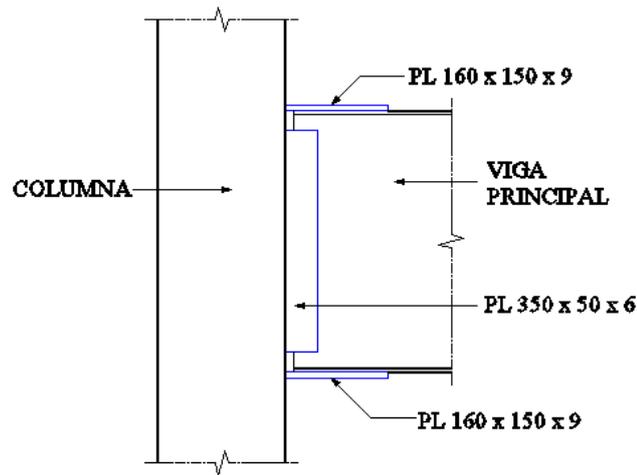


Figura 3.42 Dimensiones de las placas conexión columna – viga principal

### 3.10.3 Diseño de las conexiones rígidas viga principal - viga principal

Existen conexiones en la estructura metálica que se realizará entre viga principal - viga principal. Estas conexiones deben transmitir momento y proporcionar continuidad entre miembros, por tanto son consideradas conexiones rígidas.

Usando el criterio de cálculo para conexiones precalificadas rígidas con placas soldadas en los patines WFP como el diseño anterior; para las conexiones viga principal – viga principal unida a los dos lados como muestra la figura 3.43, se utilizará placas de conexión a tensión superior e inferior de 440 x 150 x 9.

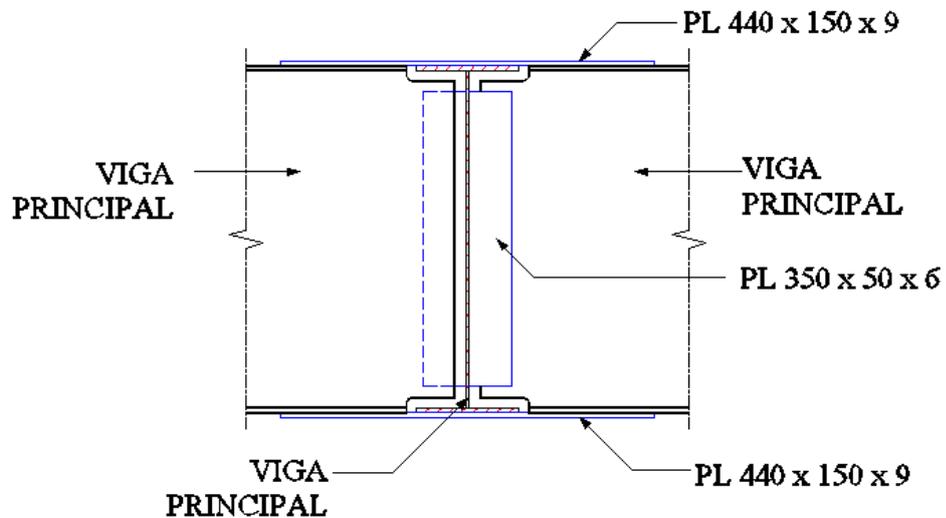


Figura 3.43 Conexión viga principal – viga principal unida a los dos lados

Para la conexión de las almas se usará una placa de conexión a corte de las mismas dimensiones (PL 350 x 50 x 6) que la calculada en la conexión columna – viga principal.

En las conexiones viga principal – viga principal unida a un solo lado como muestra la figura 3.44 se colocarán placas de conexión a tensión superior e inferior de 280 x 150 x 9 guardando el mismo criterio de conexión precalificada WFP. En la conexión de las almas se usará una placa de 350 x 50 x 6.

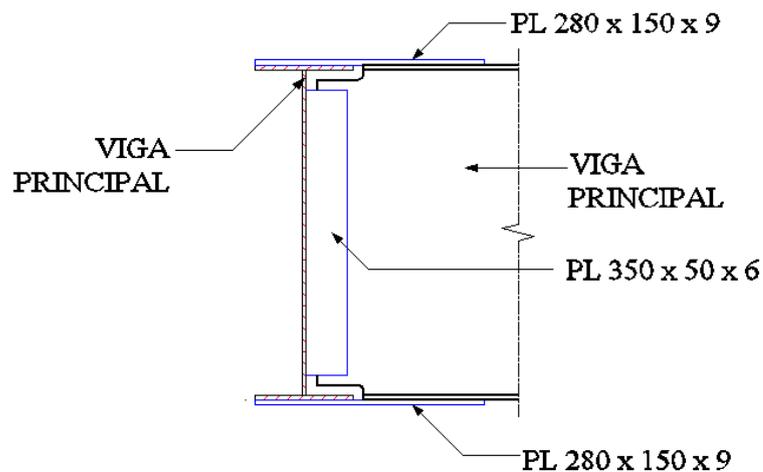


Figura 3.44 Conexión viga principal – viga principal unida a un solo lado

### 3.10.4 Cálculo de la soldadura de unión entre alma y patín de las vigas

Se considera soldaduras intermitentes pero siempre debe existir soldadura para cualquier corte transversal a lo largo de la sección para garantizar compactes de los elementos a unir. La viga que va a ser analizada es la viga principal crítica VP1 (1C\_1; 1C\_2) y sirve de referente para todas las vigas de la estructura.

#### Datos:

Viga principal crítica VP1 (1C\_1; 1C\_2)

Longitud  $L = 5.6 \text{ m} = 560 \text{ cm} = 220.4 \text{ plg}$  (longitud real)

Espesor del patín  $t_f = 6 \text{ mm}$

Área del patín  $A_{pv} = 720 \text{ mm}^2$

Distancia del eje neutro de la viga al eje neutro del patín  $d_c = 234 \text{ mm}$

Momento de inercia  $I = 8068 \text{ cm}^4$

$$V = 4711 \text{ kg} = 10.4 \text{ klb}$$

Soldadura con gas y arco metálico GMAW

**Solución:**

El momento estático Q es igual a:

$$Q = A_{pv} \times d_c$$

$$Q = 720 \text{ mm}^2 \times 234 \text{ mm}$$

$$Q = 168480 \text{ mm}^3 = 168.48 \text{ cm}^3$$

El flujo cortante  $f$  es igual a:

$$f = \frac{VQ}{I}$$

(Tomado de la Ec. 1.76)

$$f = \frac{7411 \text{ kg} \times 168.48 \text{ cm}^3}{8068 \text{ cm}^4}$$

$$f = 155 \text{ kg/cm}$$

La fuerza cortante horizontal  $V_h$  que debe transmitirse entre el patín y el alma es:

$$V_h = f \times L$$

$$V_h = 155 \text{ kg/cm} \times 560 \text{ cm}$$

$$V_h = 86800 \text{ kg} = 191 \text{ klb}$$

El tamaño mínimo  $D_{\min}$  de la soldadura para resistir la fuerza cortante horizontal  $V_h$  para un proceso de soldadura GMAW unido a un solo lado es:

$$D_{\min} = \frac{V_h}{0.928 \times 1}$$

(Tomado de la Ec.1.75)

$$D_{\min} = \frac{191 \text{ klb}}{0.928 \times 220.4 \text{ plg}}$$

$$D_{\min} = 0.93 \text{ dieciseisavos de pulgada} \approx 1/16 \text{ plg.}$$

Pero según tabla 1.12 para un espesor de material de 6 mm ( $\approx 1/4$  plg) el tamaño mínimo para un soldadura de filete es 3.17 mm ( $1/8$  plg) y según norma el tamaño máximo de la soldadura es 6.35 mm, por tanto se usa una soldadura de  $\approx 6.35$  mm ( $1/4$  plg) para unir los patines a las almas de todas las vigas de la estructura.

### 3.10.5 Soldadura de unión entre los canales C para formar las columnas

La soldadura será continua a lo largo de toda la longitud de la columna para asegurar la compacidad, se practicará una soldadura de ranura de bisel simple con penetración completa para igualar el esfuerzo permisible a la del metal base y conseguir con ello continuidad entre la soldadura y los canales C.

### 3.10.6 Soldadura de unión entre columna - placa base

Para el diseño de esta soldadura de modo conservador se considera que solo la suelta depositada en un lado de la columna de 200 mm resistirá la fuerza a tensión T provocada por el momento. La figura 3.45 muestra la fuerza a tensión T que actúan entre la placa base y la columna.

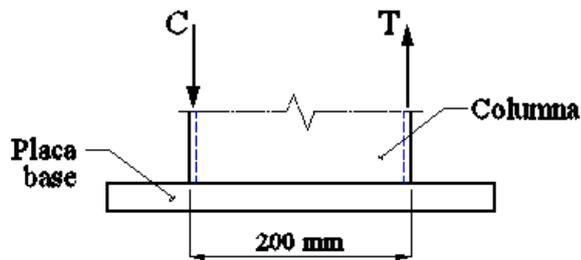


Figura 3.45 Unión columna – placa base

#### Datos:

$$d = l = 200 \text{ mm}$$

Momento máximo provocado por carga de sismo tomado del diseño de columna:

$$3016.5 \text{ kg m}$$

#### Solución:

La fuerza a tensión T es igual a:

$$T = \frac{M}{d}$$

(Tomado de la Ec.1.72)

$$T = \frac{3016.5 \text{ kg m}}{0.200 \text{ m}}$$

$$T = 15082.5 \text{ kg} = 33.2 \text{ klb}$$

Según especificaciones para un espesor de placa de columna a soldar de 6 mm se usará una soldadura de tamaño máximo  $D \approx 6 \text{ mm}$  (1/4 plg)

La longitud requerida  $l_s$  de la soldadura es:

$$l_s = \frac{T}{0.928D} \quad (\text{Tomado de la Ec. 1.74})$$

$$l_s = \frac{33.2 \text{ klb}}{0.928 \times 4}$$

$$l_s = 8.94 \text{ plg} \approx 230 \text{ mm}$$

Según la consideración inicial se dispone únicamente de  $d = l = 200 \text{ mm}$  que es la longitud de un lado de la columna.

Como:

$$l_s > l$$

$230 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$  **NO SATISFACE**

por tanto es necesario utilizar más longitud de soldadura. Esta longitud extra se consigue mediante la utilización de cartelas.

Se usarán rigidizadores o cartelas en esta zona únicamente bajo los siguientes criterios de diseño:

- Proporcionar mayor área de soldadura para que pueda resistir sin problema al momento de diseño soportado por esta conexión.
- Garantizar un empotramiento en los apoyos para considerar a esta zona como una conexión rígida.
- Manejar el mismo criterio utilizado para las conexiones columna – viga, desplazando las rótulas plásticas de las zonas frágiles.

Realizando una analogía de los criterios recomendados por el FEMA<sup>70</sup> se usará dos cartelas por lado o cara de la columna de las siguientes dimensiones en milímetros tal como muestra la figura 3.46:

---

<sup>70</sup> FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, *FEMA-350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, USA, 2000, capítulo 3, pág 3-50

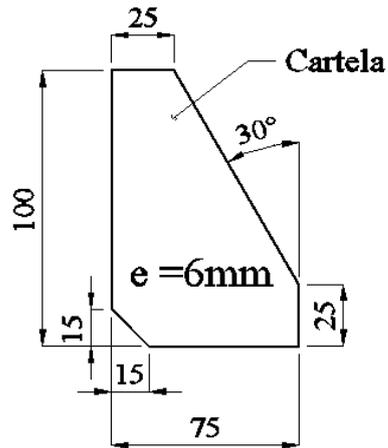


Figura 3.46 Cartela para la unión columna – placa base

Por tanto se usará una soldadura de filete de  $\approx 6$  mm al contorno de la columna y soldaduras de filete de  $\approx 6$  mm a los dos lados de los flancos de 75 mm y 100 mm de las cartelas.

### 3.10.7 Verificación de la columna por pandeo local del patín.

#### Datos:

Espesor de la columna soportante  $t_f = 6$  mm = 0.24 plg

Esfuerzo de fluencia de la columna  $F_{yc} = 36$  klb/plg<sup>2</sup>

Valor tomado del diseño de conexiones rígidas columna – viga principal:

Fuerza horizontal del patín  $T = 40.4$  klb

#### Solución:

La fuerza magnificada del patín de la viga a la columna  $P_{bf}$  es:

$$P_{bf} = \frac{4}{3} \times T$$

$$P_{bf} = \frac{4}{3} \times 40.4 \text{ klb}$$

$$P_{bf} = 53.8 \text{ klb}$$

Como:

$$t_f > 0.4 \sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}}$$

(Tomado de la Ec. 1.77)

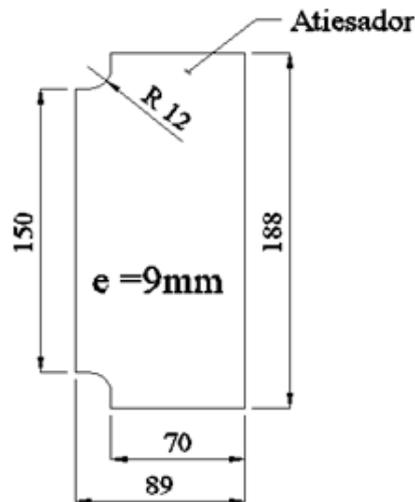
$$0.24 \text{ plg} > 0.4 \sqrt{\frac{53.8 \text{ klb}}{36 \text{ klb/plg}^2}}$$

$$0.24 \text{ plg} > 0.4 \sqrt{1.49 \text{ plg}^2}$$

$0.24 \text{ plg} < 0.49 \text{ plg}$  **NO SATISFACE**

Por tanto es necesario utilizar placas atiesadoras de continuidad dentro de la columna.

Tomando en cuenta las recomendaciones del FEMA<sup>71</sup> y para lograr homogeneidad en todas las columnas, se usarán atiesadores de continuidad de igual espesor que las placas a tensión que conforman las conexiones rígidas de la estructura, siendo este espesor igual a 9 mm, y con las dimensiones en milímetros como se muestra en la figura 3.47:



**Figura 3.47 Atiesador de continuidad para columna**

Para brindar la continuidad requerida en los flancos de 150 mm y 70 mm de los atiesadores se usará una soldadura de ranura de bisel simple con penetración

<sup>71</sup> FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, *FEMA-350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, USA, 2000, capítulo 3, pág 3-21

completa a la columna y reforzada con soldadura de filete de  $\approx 6$  mm al lado opuesto del bisel, todo soldado con electrodo E7018.

## **CAPÍTULO IV**

### **CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE**

#### **4.1 Generalidades para la planificación de la construcción**

Este proyecto está compuesto también por la construcción y montaje de la estructura metálica diseñada en el capítulo anterior, por tanto para que tenga éxito, ante de todo es necesario planificar con cuidado las tareas o actividades que se van a realizar durante estos procedimientos.

Una buena planificación detallada de las actividades de todo el proyecto de construcción y montaje ayudará a administrar los recursos con eficacia, anticipar posibles problemas y evaluar el éxito alcanzado.

Para la planificación es imprescindible contar con un cronograma en el que se incluya un conjunto de actividades con sus plazos correspondientes, es decir relacionar las actividades y el tiempo, que servirá para tomar decisiones, por ejemplo saber la implicación de un retraso en una actividad y dar la mejor solución evitando más retardos, por consiguiente se llegará a controlar la variable tiempo de construcción y montaje con mayor eficacia.

##### **4.1.1 Cronograma de actividades para la fabricación y el montaje**

Para el desarrollo de los cronogramas mostrados en las tabla 4.1; tabla 4.2 y tabla 4.3 se procede a ordenar en el tiempo las actividades relevantes que constan en la construcción y en el montaje. En general, es presentada una primera columna en donde se desagregan las actividades a realizar y en las columnas restantes se localiza en el tiempo estas tareas, el detalle de los cronogramas se muestra en semanas con sus respectivos días.

#### 4.1.1.1 Cronograma de actividades para la fabricación

TAREAS	Semana 1					Semana 2					Semana 3					Semana 4					Semana 5					Semana 6					Semana 7					Semana 8				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Construir pernos de anclaje	■	■	■	■																																				
Construir placas base	■	■	■	■																																				
Preparar y cortar flejes para vigas secundarias	■																																							
Preparar y cortar flejes para vigas principales		■	■	■																																				
Construir molde para ensamble de vigas secundarias		■	■	■																																				
Armar vigas secundarias			■	■	■	■	■	■	■																															
Adecuar molde para ensamble de vigas principales							■	■	■																															
Armar vigas principales								■	■	■	■	■	■	■																										
Rematar vigas secundarias				■	■	■	■	■	■																															
Rematar vigas principales											■	■	■	■	■	■	■	■	■	■																				
Cortar y biselar placas de conexión								■	■	■																														
Cortar cartelas									■	■																														
Cortar rigidizadores													■	■																										
Limpiar y pintar vigas secundarias									■	■																														

Tabla 4.1 Cronograma de actividades para la fabricación

Ítem	TAREAS	Semana 1					Semana 2					Semana 3					Semana 4					Semana 5					Semana 6					Semana 7					Semana 8				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
15	Limpiar y pintar vigas principales																																								
16	Preparar y cortar perfiles C para columnas																																								
17	Biselar perfiles C para columnas																																								
18	Adecuar molde para ensamble de columnas																																								
19	Armar columnas																																								
20	Rematar columnas																																								
21	Limpiar y pintar columnas																																								

Tabla 4. 2 Cronograma de actividades para la fabricación (continuación)

#### 4.1.1.2 Cronograma de actividades para el montaje

Ítem	TAREAS	Semana 1					Semana 2					Semana 3					Semana 4					Semana 5					Semana 6					Semana 7					Semana 8				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	Montar pernos de anclaje y placas base					■																																			
2	Movilizar elementos al sitio de montaje																																								
3	Trazar ejes en placas base																																								
4	Montar columnas																																								
5	Montar vigas principales y placas a tensión																																								
6	Montar vigas secundarias y ángulos a corte																																								
7	Montar cartelas y placas a corte																																								
8	Rematar conexiones viga principal - columna																																								
9	Rematar conexiones viga principal - viga principal																																								
10	Rematar conexiones viga principal - viga secundaria																																								
11	Rematar conexiones placa base - columna																																								
12	Limpiar y pintar conexiones																																								

Tabla 4.3 Cronograma de actividades para el montaje

#### 4.1.2 Montaje de la estructura

La siguiente descripción corresponde al montaje de la estructura en el terreno asignado, las obras que figuran en los planos aún cuando no hayan sido expresadas en esta reseña, así como aquellas que se consideren imprescindibles para el funcionamiento satisfactorio de la edificación, se considerarán de hecho incluidas en la propuesta.

A efectos de una mejor comprensión se incluye fotografías de los eventos en orden cronológico tomadas de acuerdo al avance de la obra.

En primera instancia se procedió a colocar las placas base (figura 4.1) en cada cimiento preestablecido con pernos de anclaje, sujetándolas con sus respectivas tuercas y arandelas.



Figura 4. 1 Placa base y pernos de anclaje

Sobre las placas base se trazó los ejes para las columnas y se erigió todas las columnas (figura 4.2) mediante una pluma de aproximadamente 7 m y aparejos de poleas.



**Figura 4.2 Colocación de columnas**

Se trazó niveles y se colocó todas las vigas (figuras 4.3 y 4.4) que pertenecen a la planta de ubicación en la cota N+3000 mm según plano estructural



**Figura 4.3 Construcción de la planta en la cota N+3000**



**Figura 4.4 Vigas de la planta de ubicación en la cota N+3000**

Se trazó niveles y se colocó todas las vigas (figuras 4.5 y 4.6) que pertenecen a la planta de ubicación en la cota N+6000 mm según plano estructural y luego se remata las juntas en la cota N+3000 mm



**Figura 4.5 Planta de ubicación en la cota N+6000**



**Figura 4.6 Vigas de la planta de ubicación en la cota N+6000**

Se trazó niveles y se colocó todas las vigas (figuras 4.7 y 4.8) que pertenecen a la planta de ubicación en la cota N+9000 mm según plano estructural y luego se remata las juntas en la cota N+6000 mm



**Figura 4.7 Vigas de la planta de ubicación en la cota N+9000**



**Figura 4. 8** Planta de ubicación en la cota N+9000

Se remató las juntas en la cota N+9000 mm, y se colocó y remató las vigas que pertenecen a los volados (figuras 4.9 y 4.10) de las cotas N+3000 mm y N+6000 mm



**Figura 4. 9** Armado de volados en la cota N+3000



**Figura 4. 10 Vigas de volados en las cotas N+3000 y N+6000**

Se remató las conexiones en la cota N+0.00 entre columna (figura 4.11) y placa base, se limpia y pinta todas las juntas entre miembros de la estructura y se inspecciona ante posibles errores remate en los diferentes tipos de uniones realizadas. (figuras 4.12; 4.13; 4.14; 4.15; 4.16)



**Figura 4. 11 Conexión típica placa base - columna**



**Figura 4.12** Conexión típica viga principal columna



**Figura 4.13** Conexión típica de dos vigas principales (un solo lado de unión)



**Figura 4. 14** Conexión típica de dos vigas principales (dos lados de unión)



**Figura 4. 15** Conexión típica viga principal – viga secundaria



**Figura 4. 16 Tapa superior de columna**

La estructura terminada (figuras 4.17; 4.18; 4.19) se presenta a continuación en diferentes ángulos de visualización.



**Figura 4. 17 Estructura terminada (vista posterior)**



**Figura 4. 18 Estructura terminada (vista lateral)**



**Figura 4. 19 Estructura terminada (vista lateral 2)**

## **CAPÍTULO V**

### **COSTOS**

#### **5.1 Consideraciones generales de costos**

En este capítulo se realiza un análisis financiero del proyecto para determinar los costos de materiales, consumibles, mano de obra y gastos operativos.

Del plano de conjunto de la estructura se obtiene la lista de materiales (materia prima) para la construcción de la vivienda, además se realiza proyecciones de gastos en cuanto a consumibles y mano de obra.

Al considerar el cálculo de mano de obra se determina un sueldo mensual promedio de un obrero de USD 411.20 además se incluye el costo de amortización de maquinaria y los gastos indirectos que incurran en el proyecto, por tanto:

Valor por hora de obrero	USD 2.57
Valor por mes de obrero	USD 2.57 X 160 horas = USD 411.20
Valor por hora de amortización	USD 0.77
Valor por hora gastos indirectos	USD 0.51

El valor por amortización de maquinaria se obtuvo de los libros contables de la empresa, que para el caso de este proyecto se realizará la construcción a través de la compañía STM Soluciones Ingeniería.

Los gastos indirectos dependen del tamaño de la compañía y del número de empleados que trabajan en ella y contemplan el pago de servicios básicos, insumos de oficina, movilización y gastos administrativos.

Desde la tabla 5.1 hasta la tabla 5.5 se detalla los materiales utilizados para la fabricación de los elementos que conforman la estructura, obteniendo de esta forma el peso total de acero utilizado.

### 5.2.1 Detalle de materia prima

Elemento	Cantidad perfiles	Perfil (mm)	Longitud del elemento (m)	Material	Longitud comercial (m)	longitud real (m)	Peso (kg/m)	Peso unitario (kg)	Peso total (kg)
PA	128	Barra cilindrica Ø14	0,33	ASTM A-36	6	42,24	1,21	0,40	51,1
PL1	16	plancha 25	0,35 x 0,35	ASTM A-36	1,22 x 2,44	1,05 x 2,1	N/A	24,00	384,0
PL2	16	plancha 4	0,2 x 0,2	ASTM A-36	1,22 x 2,44	1,22 x 0,6	N/A	1,26	20,2
PL3	8	Fleje 150 x 9	0,28	ASTM A-36	6	2,24	10,6	2,97	23,7
PL4	120	Fleje 50 x 6	0,35	ASTM A-36	6	42	2,36	0,83	99,1
PL5	228	Fleje 150 x 9	0,16	ASTM A-36	6	36,48	10,6	1,70	386,7
PL6	4	Fleje 150 x 9	0,44	ASTM A-36	6	1,76	10,6	4,66	18,7
Atiesador	164	Fleje 188 x 9	0,098	ASTM A-36	6	16,072	13,28	1,30	213,4
Cartela	128	Fleje 100 x 6	0,05	ASTM A-36	6	6,4	N/A	0,28	35,8
Ángulo	120	Ang 50 x 50 x 4	0,2	ASTM A-36	6	24	2,89	0,58	69,4
C1	14	C 200 x 100 x 6	6	ASTM A-36	6	84	17,7	106,20	1486,8
C2	18	C 200 x 100 x 6	9	ASTM A-36	6	162	17,7	159,30	2867,4
VP1	12	Fleje 120 x 6	5,574	ASTM A-36	6	66,888	5,65	31,49	377,9
	6	Fleje 400 x 4	5,574	ASTM A-36	6	33,444	12,56	70,01	420,1

Tabla 5.1 Detalle de materia prima

Elemento	Cantidad perfiles	Perfil (mm)	Longitud del elemento (m)	Material	Longitud comercial (m)	longitud real (m)	Peso (kg/m)	Peso unitario (kg)	Peso total (kg)
VP2	8	Fleje 120 x 6	1,174	ASTM A-36	6	9,392	5,65	6,63	53,1
	4	Fleje 400 x 4	1,174	ASTM A-36	6	4,696	12,56	14,75	59,0
VP3	4	Fleje 120 x 6	3,774	ASTM A-36	6	15,096	5,65	21,32	85,3
	2	Fleje 400 x 4	3,774	ASTM A-36	6	7,548	12,56	47,40	94,8
VP4	6	Fleje 120 x 6	2,374	ASTM A-36	6	14,244	5,65	13,41	80,5
	3	Fleje 400 x 4	2,374	ASTM A-36	6	7,122	12,56	29,82	89,5
VP5	6	Fleje 120 x 6	2,472	ASTM A-36	6	14,832	5,65	13,97	83,8
	3	Fleje 400 x 4	2,472	ASTM A-36	6	7,416	12,56	31,05	93,1
VP6	6	Fleje 120 x 6	7,324	ASTM A-36	6	43,944	5,65	41,38	248,3
	3	Fleje 400 x 4	7,324	ASTM A-36	6	21,972	12,56	91,99	276,0
VP7	16	Fleje 120 x 6	4,724	ASTM A-36	6	75,584	5,65	26,69	427,0
	8	Fleje 400 x 4	4,724	ASTM A-36	6	37,792	12,56	59,33	474,7
VP8	20	Fleje 120 x 6	3,404	ASTM A-36	6	68,08	5,65	19,23	384,7
	10	Fleje 400 x 4	3,404	ASTM A-36	6	34,04	12,56	42,75	427,5

Tabla 5.2 Detalle de materia prima (continuación)

Elemento	Cantidad perfiles	Perfil (mm)	Longitud del elemento (m)	Material	Longitud comercial (m)	longitud real (m)	Peso (kg/m)	Peso unitario (kg)	Peso total (kg)
VP9	8	Fleje 120 x 6	4,274	ASTM A-36	6	34,192	5,65	24,15	193,2
	4	Fleje 400 x 4	4,274	ASTM A-36	6	17,096	12,56	53,68	214,7
VP10	6	Fleje 120 x 6	4,372	ASTM A-36	6	26,232	5,65	24,70	148,2
	3	Fleje 400 x 4	4,372	ASTM A-36	6	13,116	12,56	54,91	164,7
VP11	6	Fleje 120 x 6	2,174	ASTM A-36	6	13,044	5,65	12,28	73,7
	3	Fleje 400 x 4	2,174	ASTM A-36	6	6,522	12,56	27,31	81,9
VP12	4	Fleje 120 x 6	1,102	ASTM A-36	6	4,408	5,65	6,23	24,9
	2	Fleje 400 x 4	1,102	ASTM A-36	6	2,204	12,56	13,84	27,7
VP13	10	Fleje 120 x 6	2,274	ASTM A-36	6	22,74	5,65	12,85	128,5
	5	Fleje 400 x 4	2,274	ASTM A-36	6	11,37	12,56	28,56	142,8
VP14	4	Fleje 120 x 6	1,872	ASTM A-36	6	7,488	5,65	10,58	42,3
	2	Fleje 400 x 4	1,872	ASTM A-36	6	3,744	12,56	23,51	47,0
VP15	6	Fleje 120 x 6	1,774	ASTM A-36	6	10,644	5,65	10,02	60,1
	3	Fleje 400 x 4	1,774	ASTM A-36	6	5,322	12,56	22,28	66,8

Tabla 5.3 Detalle de materia prima (continuación)

Elemento	Cantidad perfiles	Perfil (mm)	Longitud del elemento (m)	Material	Longitud comercial (m)	longitud real (m)	Peso (kg/m)	Peso unitario (kg)	Peso total (kg)
VP16	2	Fleje 120 x 6	5,504	ASTM A-36	6	11,008	5,65	31,10	62,2
	1	Fleje 400 x 4	5,504	ASTM A-36	6	5,504	12,56	69,13	69,1
VS1	4	Fleje 100 x 6	5,79	ASTM A-36	6	23,16	4,71	27,27	109,1
	2	Fleje 300 x 4	5,79	ASTM A-36	6	11,58	9,42	54,54	109,1
VS2	20	Fleje 100 x 6	0,596	ASTM A-36	6	11,92	4,71	2,81	56,1
	10	Fleje 300 x 4	0,596	ASTM A-36	6	5,96	9,42	5,61	56,1
VS3	12	Fleje 100 x 6	0,498	ASTM A-36	6	5,976	4,71	2,35	28,1
	6	Fleje 300 x 4	0,498	ASTM A-36	6	2,988	9,42	4,69	28,1
VS4	4	Fleje 100 x 6	5,506	ASTM A-36	6	22,024	4,71	25,93	103,7
	2	Fleje 300 x 4	5,506	ASTM A-36	6	11,012	9,42	51,87	103,7
VS5	22	Fleje 100 x 6	3,6	ASTM A-36	6	79,2	4,71	16,96	373,0
	11	Fleje 300 x 4	3,6	ASTM A-36	6	39,6	9,42	33,91	373,0
VS6	4	Fleje 100 x 6	1,2	ASTM A-36	6	4,8	4,71	5,65	22,6
	2	Fleje 300 x 4	1,2	ASTM A-36	6	2,4	9,42	11,30	22,6

Tabla 5.4 Detalle de materia prima (continuación)

Elemento	Cantidad perfiles	Perfil (mm)	Longitud del elemento (m)	Material	Longitud comercial (m)	longitud real (m)	Peso (kg/m)	Peso unitario (kg)	Peso total (kg)
VS7	8	Fleje 100 x 6	1,098	ASTM A-36	6	8,784	4,71	5,17	41,4
	4	Fleje 300 x 4	1,098	ASTM A-36	6	4,392	9,42	10,34	41,4
VS8	4	Fleje 100 x 6	1,196	ASTM A-36	6	4,784	4,71	5,63	22,5
	2	Fleje 300 x 4	1,196	ASTM A-36	6	2,392	9,42	11,27	22,5
VS9	4	Fleje 100 x 6	1,248	ASTM A-36	6	4,992	4,71	5,88	23,5
	2	Fleje 300 x 4	1,248	ASTM A-36	6	2,496	9,42	11,76	23,5
VS10	18	Fleje 100 x 6	4,47	ASTM A-36	6	80,46	4,71	21,05	379,0
	9	Fleje 300 x 4	4,47	ASTM A-36	6	40,23	9,42	42,11	379,0
VS11	8	Fleje 100 x 6	2,47	ASTM A-36	6	19,76	4,71	11,63	93,1
	4	Fleje 300 x 4	2,47	ASTM A-36	6	9,88	9,42	23,27	93,1
VS12	8	Fleje 100 x 6	1,97	ASTM A-36	6	15,76	4,71	9,28	74,2
	4	Fleje 300 x 4	1,97	ASTM A-36	6	7,88	9,42	18,56	74,2
VS13	4	Fleje 100 x 6	5,9	ASTM A-36	6	23,6	4,71	27,79	111,2
	2	Fleje 300 x 4	5,9	ASTM A-36	6	11,8	9,42	55,58	111,2
								<b>PESO TOTAL (kg)</b>	<b>13754,6</b>

Tabla 5.5 Detalle de materia prima (continuación)

### 5.2.2 Costo de materiales

En la tabla 5.6 se detalla el resumen de los perfiles de acero y el costo por la compra de los mismos.

Ítem	Perfil (mm)	Cantidad perfiles	Longitud total real (m)	Longitud comercial (m)	Peso unitario (kg)	Peso total (kg)	Valor unitario (USD)	Valor total (USD)
1	Barra cilíndrica Ø 14	8	42,24	6	7,26	58,08	7,99	63,92
2	Plancha 1220 x 2440 x 25	1	N/A	N/A	584,2	584,2	642,62	642,62
3	Plancha 1220 x 2440 x 4	1	N/A	N/A	93,47	93,47	98,14	98,14
4	Fleje 150 x 9	7	40,48	6	63,59	445,13	66,77	467,39
5	Fleje 50 x 6	8	42	6	14,13	113,04	13,98	111,84
6	Fleje 188 x 9	3	16,07	6	79,7	239,1	83,69	251,07
7	Ángulo 50 x 50 x 4	4	24	6	17,34	69,36	17,75	71
8	C 200 x 100 x 6	41	246	6	106,2	4354,2	108,32	4441,12
9	Fleje 120 x 6	74	437,8	6	33,9	2508,6	33,63	2488,62
10	Fleje 400 x 4	37	218,9	6	75,36	2788,32	74,74	2765,38
11	Fleje 100 x 6	53	311,6	6	28,26	1497,78	28,03	1485,59
12	Fleje 300 x 4	26	152,6	6	56,52	1469,52	56,05	1457,3
							<b>TOTAL (USD)</b>	<b>14343,99</b>

Tabla 5. 6 Costo de materiales

### 5.2.3 Costo de consumibles de fabricación

En la tabla 5.7 se detalla los consumibles utilizados durante la fabricación de la estructura y el costo de los mismos.

Ítem	Descripción	Cantidad	Unidad	Valor unitario (USD)	Valor total (USD)
1	Alambre mig 0,9 ER70S-6	150	kg	2,4	360
2	Electrodo E60-11	7	kg	4,02	28,14
3	Dióxido de carbono	100	kg	1,4	140
4	Anticorrosivo gris	20	gl	10,1	202
5	Thinner	17	gl	4,45	75,65
6	Discos de corte	3	unidad	3,89	11,67
7	Discos de desbaste	10	unidad	3,12	31,2
8	Gratas	2	unidad	22,15	44,3
9	Consumibles de plasma	1	global	48,4	48,4
10	Consumibles de mig	1	global	34,4	34,4
				<b>TOTAL (USD)</b>	<b>975,76</b>

Tabla 5.7 Costo de consumibles de fabricación

#### 5.2.4 Costo de consumibles de montaje

En la tabla 5.8 se detalla los consumibles utilizados durante el montaje de la estructura y el costo de los mismos.

Ítem	Descripción	Cantidad	Unidad	Valor unitario (USD)	Valor total (USD)
1	Electrodo E70-18	50	kg	4,15	207,5
2	Electrodo E60-13	50	kg	4,02	201
3	Electrodo E60-11	3	kg	4,02	12,06
4	Anticorrosivo gris	5	gl	10,1	50,5
5	Thinner	3	gl	4,45	13,35
6	Discos de corte	2	unidad	3,89	7,78
7	Discos de desbaste	2	unidad	3,12	6,24
				<b>TOTAL (USD)</b>	<b>498,43</b>

Tabla 5. 8 Costo de consumibles de montaje

### 5.2.5 Costo de mano de obra de fabricación

En la tabla 5.9 se detalla el costo de mano de obra de fabricación, incluyendo los gastos indirectos y la depreciación de maquinaria para estos rubros.

Ítem	Descripción	Cantidad de de acero (kg)	Tiempo de ejecución ( horas)	Número de personas	Costo hora / hombre	Gastos indirectos	Depreciación maquinaria	Costo total (USD)
1	Construcción de Pernos de anclaje tipo J	51,1	40	2	2,57	0,51	0,77	308
2	Construcción de vigas tipo I en el taller	8098,3	120	6	2,57	0,51	0,77	2772
3	Construcción de columnas tipo cajón en el taller	4567,6	80	6	2,57	0,51	0,77	1848
4	Construcción de placas y ángulos de union en el taller	1037,6	40	4	2,57	0,51	0,77	616
<b>TOTAL (USD)</b>								<b>5544</b>

Tabla 5.9 Costo de mano de obra de fabricación

### 5.2.6 Costo de mano de obra de montaje

En la tabla 5.10 se detalla el costo de mano de obra de fabricación, incluyendo los gastos indirectos y la depreciación de maquinaria para estos rubros.

Ítem	Descripción	Cantidad de de acero (kg)	Tiempo de ejecución ( horas)	Número de personas	Costo hora / hombre	Gastos indirectos	Depreciación maquinaria	Costo total (USD)
1	Montaje de columnas tipo cajón en obra	4567,6	32	6	2,57	0,51	0,77	739,2
2	Montaje de vigas tipo I en obra	8098,3	120	6	2,57	0,51	0,77	2772
3	Montaje de placas y ángulos de unión en obra	1037,6	40	6	2,57	0,51	0,77	924
<b>TOTAL (USD)</b>								<b>4435,2</b>

Tabla 5. 10 Costo de mano de obra de montaje

### 5.2.7 Resumen de costos de la estructura

En la tabla 5.11 se realiza el resumen de costos de la estructura considerando transporte y el costo por desarrollo del proyecto.

<b>Ítem</b>	<b>Descripción</b>	<b>Costo (USD)</b>
1	Costo de materiales	14343,99
2	Costo de Consumibles de la fabricación	975,76
3	Costo de Consumibles del montaje	498,43
4	Costo de mano de obra de la fabricación	5544
5	Costo de mano de obra del montaje	4435,2
6	Costo del transporte de la estructura	85
7	Costo del desarrollo del proyecto	1600
	<b>COSTO TOTAL (USD)</b>	<b>27482,38</b>

**Tabla 5. 11 Resumen de costos de la estructura**

El costo total de fabricación y montaje de la estructura metálica realizada en este proyecto es de USD 27482.38 dando como costo promedio por kilogramo de USD 1.99.

## CONCLUSIONES

- Se diseñó los elementos críticos y construyó los sistemas estructurales de la vivienda íntegramente, bajo los requerimientos principales del diseño arquitectónico referido a la ubicación de columnas y dimensiones de las mismas.
- Los elementos de sección tipo alma llena armados, de acuerdo al estudio de alternativas realizado a través del proceso de análisis jerárquico reúnen las mejores condiciones y es la alternativa que mejor se ajusta a este proyecto.
- La estructura metálica se diseñó bajo todas las normas, referencias técnicas y códigos vigentes en el Ecuador y se tomó en cuenta las nuevas provisiones sísmicas recomendadas por códigos de Estados Unidos.
- De acuerdo a la investigación realizada, el Código Ecuatoriano de Construcción es deficiente y caduco para las nuevas construcciones de acero en especial el Código de Práctica Ecuatoriano referente a cálculos sísmoresistentes.
- La planificación realizada para la construcción del proyecto es calificada como exitosa ya que se cumplieron con los tiempos programados salvo ciertos imprevistos climatológicos al realizar el montaje, que no incidieron en el tiempo programado de la obra.
- Se determinó el costo total de ejecución del proyecto, concluyendo que es competitivo en la industria nacional, ya que al contar con la ayuda de los planos de taller se pudo mejorar los tiempos de fabricación de los elementos.
- Para el diseño y construcción de la estructura se tomó en cuenta las recomendaciones para conexiones en marcos rígidos del FEMA siendo estas conexiones las llamadas precalificadas y que sirven para minimizar los efectos provocados por un sismo.

- El programa informático SAP2000 disminuye considerablemente los tiempos de diseño de una estructura al no tener que realizar el diseño individual de cada uno de los elementos.
- Los resultados obtenidos mediante los métodos aproximados de análisis estructural y que son utilizados en este proyecto para el diseño de los miembros críticos, se asemejan considerablemente a los alcanzados mediante el método por elementos finitos y se los puede considerar como válidos.
- Por el tipo de configuración estructural de bajo grado de redundancia y poca repetitividad de pisos se optó por realizar conexiones íntegramente soldadas entre elementos, que a su vez resultan más económicas que las conexiones empernadas.
- Para el diseño de la estructura metálica se utilizó el concepto actual para configuraciones estructurales llamado “vigas débiles – columnas fuertes” consiguiendo que las vigas principales absorban parte de las cargas sísmicas.
- Los elementos que conforman el sistema estructural escogido en este proyecto son totalmente compatibles con los métodos y materiales utilizados para la elaboración de los acabados tanto internos como externos de viviendas en general, ya que se ha demostrado anteriormente al utilizar una variedad de acabados en estructuras similares dentro del país.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda en el montaje de una estructura entre pisos, ensamblar dos niveles de vigas para rematar el primero y así sucesivamente, consiguiendo de esta forma no provocar torceduras en las columnas.
- Se debe poner énfasis al momento de diseñar y construir las juntas o conexiones entre elementos tanto verticales como horizontales, debido a que en la mayoría de estructuras es ahí donde se producen fallos o daños estructurales graves por ser zonas frágiles.
- Las conexiones precalificadas de marcos rígidos se recomienda utilizar siempre en zonas altamente sísmicas como la región interandina norte, puesto que estas conexiones fueron ya analizadas y aprobadas en laboratorios, si se llegará a utilizar otro tipo de conexiones es necesario realizar análisis antisísmicos de las mismas.
- El INEN debería tomar en cuenta las provisiones para nuevos edificios dictado por el AISC y reestructurar la clasificación de las zonas sísmicas, para poder analizar a las estructuras de marcos rígidos como recomiendan actualmente los códigos norteamericanos.
- Las leyes ecuatorianas deben ser claras y totalmente fiscalizadoras al momento de otorgar permisos y al realizar las construcciones, para garantizar que las normas se cumplan y así evitar daños como los ocurridos en países donde su infraestructura era deficiente y sucumbieron ante desastres naturales.
- En la construcción y el montaje de estructuras se debe cumplir con las normas básicas de seguridad industrial para cuidar la integridad física de las personas que trabajan en estas tareas.

## GLOSARIO

**Acero.-** Aleación que consiste principalmente en hierro (usualmente más de 98%). También contiene pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros materiales.

**Atiesador.-** Placa o ángulo usualmente conectado al alma de una viga o trabe para prevenir la falla del alma.

**Barlovento.-** Se dice que una superficie está a barlovento cuando las fuerzas del viento actúan como presiones sobre ella.

**Bisectriz.-** Recta que divide un ángulo en dos partes iguales.

**Carga axial.-** Es aquella que aparece como resultante de un sistema de cargas, misma que transcurre por el eje longitudinal de la sección del elemento cargado, ya sea en tensión o compresión.

**Cimiento.-** Parte del edificio que está debajo de tierra y sobre el cual descansa el mismo edificio.

**Compresión diagonal.-** En una sección transversal de alto cortante en el alma, por lo regular cerca del soporte y/o eje neutro los planos principales están inclinados con respecto al eje longitudinal del eje del miembro y los esfuerzos principales son de tensión diagonal y compresión diagonal. La compresión diagonal puede pandear el alma.

**Contiguo.-** Que está junto a otra cosa.

**Contraventeo.-** Elemento diagonal que permite arriostrar una estructura contra las fuerzas laterales. También llamado miembro contraladeo.

**Desmedro.-** Acción y efecto de ir a menos, decaer o deteriorar.

**Esfuerzo de Compresión.-** Es la resultante de las tensiones o presiones que existe dentro de un sólido deformable o medio continuo, caracterizada porque tiende a una reducción de volumen o un acortamiento en determinada dirección.

**Estados límite.-** Llamado también estados límite por resistencia, son los límites de la capacidad de tomar carga de las vigas debido a fluencia excesiva o al pandeo. Se relaciona también con limitar al miembro ante posibles problemas de servicio como vibraciones y deflexiones.

**Factor de ampliación.-** Se usa para incrementar el momento de flexión de una viga-columna. Este incremento se debe a un momento secundario causado por la carga axial que soporta el miembro.

**Factor de modificación.-** Se usa de acuerdo a la configuración y la forma como están actuando las cargas en la viga-columna y sirve para disminuir el momento de flexión del miembro por posibles sobreestimaciones del momento secundario.

**Fatiga.-** Situación de fractura causada por esfuerzos variables.

**Galpón.-** Es una construcción relativamente grande que suele destinarse al depósito de mercaderías o maquinarias, prefiriéndose que no tenga apoyos intermedios para facilitar la circulación.

**Gypsum.-** Relativo al yeso. Material de color blanco, textura fina y baja dureza que se obtiene por calcinación del sulfato de calcio hidratado y se utiliza en revestimientos interiores.

**Hiperestática.-** En estática, una estructura es hiperestática o estáticamente indeterminada cuando está en equilibrio pero las ecuaciones de la estática resultan insuficientes para determinar todas las fuerzas internas o las reacciones.

**Inflexión.-** Punto en que una curva cambia de sentido.

**Isostática.-** Estructura que puede ser analizada mediante los principios de la estática; la supresión de cualquiera de sus ligaduras conduce al colapso. También llamada estructura estáticamente determinada.

**Luz.-** Dimensión horizontal interior de un vano o de una habitación. Distancia horizontal entre los apoyos de un arco, viga, etc.

**Módulo de elasticidad.-** También llamado módulo de Young, es un parámetro característico de cada material que indica la relación existente (en la zona de comportamiento elástico de dicho material) entre los incrementos de tensión aplicados en el ensayo de tracción y los incrementos de deformación relativa producidos.

**Momento de inercia.-** Es una magnitud escalar que refleja la distribución de masas de un cuerpo o un sistema de partículas en rotación, respecto al eje de giro. El momento de inercia depende de la geometría del cuerpo y de la posición del eje de giro y no de las fuerzas que intervienen en el movimiento.

**Momento plástico.-** Es el momento que producirá una plastificación completa en una sección transversal del miembro, creándose ahí mismo una articulación plástica.

**Nomograma.-** Representación gráfica que permite realizar con rapidez cálculos numéricos aproximados.

**Pandeo elástico.-** Si el miembro se pandea antes de que alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier punto de la sección entonces existirá un pandeo elástico.

**Pandeo inelástico.-** Si el miembro se flexiona hasta que se alcance la deformación de fluencia en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión antes de que ocurra el pandeo lateral, se tiene un pandeo inelástico.

**Pandeo.-** Flexión de un miembro, provocada por una compresión lateral.

**Peralte.-** Altura total de las vigas.

**Permisible.-** Que se puede permitir.

**Pórtico.-** Armazón o marco rígido formado mínimo por dos columnas y una viga superior que los une.

**Provisiones.-** Es la acumulación de recursos que se deben realizar para anticipar eventuales necesidades futuras.

**Rótula plástica.-** Estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo. También llamada articulación plástica.

**Sísmico.-** Relativo a temblores.

**Sotavento.-** Una superficie está a sotavento cuando existe succión sobre ella debido a la creación de presiones negativas o vacíos.

**Torsión.-** Es la sollicitación que se presenta cuando se aplica un momento sobre el eje longitudinal de un elemento constructivo o prisma mecánico, como pueden ser ejes o, en general, elementos donde una dimensión predomina sobre las otras dos, aunque es posible encontrarla en situaciones diversas.

**Tracción.-** En el cálculo de estructuras e ingeniería se denomina tracción al esfuerzo a que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, y tienden a estirarlo.

**Viga principal.-** Término que indica una gran viga sobre la que descansan vigas de menor tamaño.

**Viga secundaria.-** Miembro que soporta cargas transversales a su eje longitudinal.

**Zapata.-** Sinónimo de cimiento.

## BIBLIOGRAFÍA

AISC, *Manual of steel construction, allowable Stress Design*, 9ª edición, USA, Chicago, 1989.

AISC, *Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design*, USA, Chicago, 1994.

AISC, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, 3ª impresión, USA, Chicago, 2008.

AISC, Steel Design Guide Series, *Column Base Plates*, Third Printing, USA, 2003.

BAUMEISTER, Theodore, y otro, *Manual del Ingeniero Mecánico*, 2ª Edición, Mc. Graw-Hill, México 1984.

BERNAL, César, *Metodología de la investigación*, 2ª edición, Pearson Educación, México, 2006.

BERUMEN, Sergio, *Cambio tecnológico e innovación en las empresas*, 1ª Edición, ESIC editorial, España, 2007.

BROCKENBROUGH, Roger, *Diseño de Estructuras de Acero*, 2ª Edición, McGraw-Hill, Colombia, 1997.

COVENIN, Norma Venezolana, *Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites*, 1ª revisión, Venezuela, 1998.

CTE; Código técnico de la edificación de España: *Seguridad Estructural Acciones en la edificación*, CTE CB SE-AE, España, 2009.

EYSSAUTIER, Maurice, *Metodología de la investigación: Desarrollo de la inteligencia*, 5ª edición, Cengage Learning Editores, México, 2006.

FEMA, FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, *FEMA-350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, USA, 2000.

FEMA, FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, *FEMA-355E: State of the Art Report on Past Performance of Steel Moment-Frame Buildings in Earthquakes*, USA, 2000.

GALAMBOS, Theodore, y otros, *Diseño de estructuras de acero con LRFD*, 1ª Edición, PRENTICE HALL, México 1999.

GERE, James, *Mecánica de materiales*, 6ª edición, Cengage Learning, México, 2008.

HIBBELER, Russell, *Análisis Estructural*, 6ª Edición, Editorial Prentice Hall, México, 2006.

INAMHI, Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, *Anuario climatológico*, Ecuador, 2006.

INEN, Instituto Ecuatoriano de Normalización, *Código Ecuatoriano de la Construcción*, 1ª Edición, Ecuador, 2001.

LARBURU, *Acero Laminado Prontuario "Construcciones Metálicas"*, 2ª Edición, Editorial Paraninfo, España, 1992.

McCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas Método ASD*, 2ª Edición, Editorial Alfaomega, México, 1999.

NELSON, James y otro, *Análisis de estructuras: Métodos clásicos y matricial*, 3ª Edición, Alfaomega, México, 2006.

NORRIS charles y otro, *Análisis Elemental de Estructuras*, 4ª edición, McGraw Hill, México, 1982.

RODRÍGUEZ, Pedro, *Manual de Soldadura: Soldadura Eléctrica, Mig y Tig*, 1ª Edición, Editorial Alsina, 2001.

<http://www.oviedos.tripod.com> (Investigaciones en Ingeniería)

<http://www.ipac-acero.com.ec> (Catálogo de Productos de Acero)

<http://www.centroacero.com.ec> (Catálogo de Productos de Acero)

# **ANEXOS**

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**  
SEDE QUITO

**FACULTAD DE INGENIERÍAS**

**CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

**Tesis previa a la obtención del título de “INGENIERO MECÁNICO”**

**“DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA PARA  
VIVIENDA DISTRIBUIDA EN TRES PLANTAS. ÁREA TOTAL DE  
321.5m<sup>2</sup>”**

**TOMO II de II**

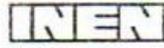
**AUTORES: CÉSAR STALIN BONILLA COBOS y  
JULIO CÉSAR TAPIA MALDONADO**

**DIRECTOR: INGENIERO FERNANDO LARCO**

**Quito, Marzo 2010**

# **ANEXO 1**

## **CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN: REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO. CPE INEN 5 PARTE 1: 2001**



# INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN

Quito - Ecuador

---

**CÓDIGO DE PRACTICA ECUATORIANO**

**CPE INEN 5  
Parte 1:2001**

---

## **CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO.**

**Primera Edición**

ECUADORIAN BUILDING CODE. GENERAL DESIGN SPECIFICATIONS.

First Edition

---

DESCRIPTORES: Materiales de construcción y edificación, tecnología de la construcción, código ecuatoriano de la construcción, requisitos generales de diseño.

CO: 01.07-601.10

CDU: 624.012.45

CIIU: 000

ICS: 91.200

Código Práctica Ecuatoriano	CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN (C.E.C). REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO.	CPE INEN 5 Parte 1:2001
<p style="text-align: center;"><b>CAPÍTULO 1. ALCANCE</b></p> <p>1.1 Esta Parte prescribe los requisitos generales de diseño aplicables a todas las estructuras reguladas por este Código.</p> <p style="text-align: center;"><b>CAPITULO 2. DEFINICIONES</b></p> <p>2.1 Para efectos de este Código, se utilizarán las siguientes definiciones:</p> <p><i>Carga muerta</i> es la carga vertical, debida al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales permanentes de un edificio, como: muros, pisos, techos y equipo fijo de servicio.</p> <p><i>Carga viva</i> es la carga sobrepuesta por el uso y ocupación del edificio, sin incluir la carga debida al viento, la carga por movimientos sísmicos o la carga muerta.</p> <p><i>Duración de la carga</i> es el periodo de aplicación continua de una carga dada, o la suma de los periodos de aplicación intermitente de una misma carga.</p> <p style="text-align: center;"><b>CAPÍTULO 3. MÉTODOS DE DISEÑO</b></p> <p><b>3.1 Generalidades</b></p> <p>Todos los edificios, y cada una de sus partes, deben diseñarse y construirse para sostener, dentro de las limitaciones de los esfuerzos especificadas en este Código, todas las cargas muertas y todas las otras cargas determinadas en esta parte o en cualquier otra de este Código. Las cargas de impacto deben considerarse en el diseño de cualquier estructura, cuando se prevea que puedan ocurrir.</p> <p>A menos que el Inspector Autorizado de las Construcciones no indique otra cosa, los edificios o partes de ellos que van a construirse con pórticos de madera, deben cumplir los requisitos de esta Parte.</p> <p><b>3.2 Racionalidad del método</b></p> <p>Cualquier sistema o método de construcción a utilizarse debe admitir un análisis racional, de acuerdo con los principios bien establecidos de la Mecánica.</p> <p><b>3.3 Distribución crítica de cargas vivas</b></p> <p>Cuando los elementos estructurales estén arreglados de modo que exista continuidad, deberán investigarse las condiciones de carga que produzcan los máximos esfuerzos de corte y momentos de flexión a lo largo del elemento.</p> <p style="text-align: right;"><i>(Ccontinúa)</i></p> <hr/> <p>DESCRIPTORES: Materiales de construcción y edificación, tecnología de la construcción, código ecuatoriano de la construcción, requisitos generales de diseño.</p>		

Instituto Ecuatoriano de Normalización, INEN - Casilla 17-01-3999 - Baquerizo Moreno E8-29 y Almagro - Quito-Ecuador - Prohibida la reproducción

### 3.4 Incremento de esfuerzos

Todos los esfuerzos permisibles, especificados en este Código para el método alternativo de diseño de la Sección 8.10 de la Parte 2, pueden incrementarse en un tercio cuando se consideren fuerzas de viento o sismo, sea actuando solas o cuando se combinen con cargas verticales. No se permite este incremento para cargas verticales actuando solas.

**TABLA 4.1 Cargas uniformes y concentradas**

USO U OCUPACIÓN		Carga uniforme (1) Kg/m <sup>2</sup>	Carga concentrada kg
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN		
Armerías		750	0
Áreas de reuniones (4)	Áreas de asientos fijos	250	0
	Áreas de asientos móviles y otras áreas	500	0
Auditorios y galerías	Escenarios y plataformas	600	0
Cornisas, marquesinas y balcones de residencias		300	0
Facilidades de salida públicas (5)		500	0
Garajes	Almacenaje general y/o reparación	500	(3)
	Almacenaje particular	250	(3)
Hospitales	Salas y cuartos	200	450 (2)
Bibliotecas	Salas de lectura	300	450 (2)
	Cuartos de anaqueles	600	700 (2)
Fabricas	Livianas	400	900 (2)
	pesadas	600	1400 (2)
Oficinas		250	900 (2)
Imprentas	Cuartos de impresión	750	1200 (2)
	Cuartos de composición y linotipos	500	900 (2)
Residencias (6)		200	0
Salas de descanso (7)			
Plataformas de revisión		500	0
Grandes tribunas y Graderíos.			
Escuelas	Aulas	200	450 (2)
Veredas y calzadas	Acceso público	1200	(3)
Bodegas	Livianas	600	
	pesadas	1200	
Almacenes	Minoristas	400	900 (2)
	Mayoristas	500	1400 (2)

**NOTAS:**

- (1) Véase el Capítulo 6 para reducciones de la carga viva.
- (2) Véase la Sección 4.3.1 para área de aplicación de la carga.
- (3) Véase las Secciones 4.3.2 y 4.3.3 para cargas concentradas.
- (4) Las áreas de reuniones incluyen ocupaciones como: salones de baile, salas de entrenamiento, gimnasios, plazas, terrazas, y ocupaciones similares que generalmente son accesibles al público.
- (5) Las facilidades de salida incluyen usos como: corredores, balcones de salida exterior, escaleras, escapes de incendios y usos similares.
- (6) Las ocupaciones residenciales incluyen habitaciones privadas, apartamentos y cuartos de huéspedes de hoteles.
- (7) Las cargas de las salas de descanso no deben ser menores que la carga para la ocupación con la cual estén asociadas, pero no necesitan exceder de 250 kg/m<sup>2</sup>.

(Continúa)

### 3.5 Factores de carga

Los factores de carga para el método de diseño de resistencia del hormigón se indican en la Parte 2 de este Código.

### 3.6 Efectos combinados de viento y sismo

Debe considerarse que las cargas por viento y por sismos no actúan simultáneamente.

## CAPITULO 4. DISEÑO DE PISOS

### 4.1 Generalidades

**4.1.1** Los pisos deben diseñarse para las cargas unitarias indicadas en la Tabla No. 4.1, que se consideran como las cargas vivas mínimas en kilogramos por metro cuadrado de proyección horizontal, a utilizarse en el diseño de edificaciones según las ocupaciones establecidas, y deben suponerse por lo menos cargas iguales para usos no anotados en esta Parte, pero que generen o acomoden condiciones similares de carga.

**4.1.2** En el diseño de pisos para fines industriales o comerciales, *la carga viva real* causada por el uso al que va a estar sometido el edificio o parte de éste debe usarse en su diseño y deben tomarse precauciones especiales para cargas debidas a maquinaria o aparatos, cuando éstos pudieran causar una carga mayor que la especificada para tal uso.

### 4.2 Distribución de cargas uniformes de piso.

Cuando estén involucradas cargas uniformes de piso, el análisis puede limitarse a la consideración de la carga muerta total sobre todas las luces, en combinación con la carga viva total sobre luces adyacentes y sobre luces alternadas.

### 4.3 Cargas concentradas

**4.3.1** Deben tomarse precauciones para el diseño de pisos para una carga concentrada (como las especificadas en la Tabla No. 4.1), colocada sobre cualquier área de 0,25 m<sup>2</sup>, si es que esta carga, actuando sobre el piso no cargado de otra forma, produjera esfuerzos mayores que aquellos causados por la carga uniforme requerida para el mismo.

**4.3.2** En pisos donde se usan o almacenan vehículos deben considerarse cargas concentradas, consistentes en dos o más cargas nominalmente espaciadas a 1,50 m centro a centro, sin tomar en cuenta las cargas vivas uniformes. Cada carga debe ser el 40 % del peso bruto del vehículo de máximo tamaño. Debe utilizarse la condición de carga viva, concentrada o uniforme, que produzca los mayores esfuerzos.

**4.3.3** El piso de garajes para vehículos particulares debe diseñarse para una carga concentrada, por rueda, no menor de 1000 kg, sin considerar cargas vivas uniformes. Debe utilizarse la condición de carga viva, concentrada o uniforme, que produzca los mayores esfuerzos.

### 4.4 Cargas por tabiques divisorios

En edificios de oficinas y en otros, donde la división de locales esté sujeta a cambios, los pisos deben diseñarse para soportar, adicionalmente a todas las otras cargas, una carga muerta uniformemente distribuida, que represente el peso de los tabiques divisorios.

(Continúa)

## CAPITULO 5. DISEÑO DE CUBIERTAS

### 5.1 Generalidades

Las cubiertas deben sustentar, dentro de las limitaciones de esfuerzos de este Código, todas las *cargas muertas* más las *cargas vivas* unitarias que se indican en la Tabla 5.1. Debe suponerse que las *cargas vivas* actúan verticalmente sobre el área proyectada en un plano horizontal.

### 5.2 Distribución de cargas

Cuando estén involucradas cargas uniformes de cubierta, en el diseño de elementos estructurales arreglados de modo que exista continuidad, el análisis puede limitarse a la consideración de la carga muerta total sobre todas las luces, en combinación con la carga viva total sobre luces adyacentes y sobre luces alternadas.

La carga sobre luces alternadas no necesita considerarse cuando la carga viva uniforme de cubierta es  $100 \text{ kg/m}^2$  o más y se han cumplido las disposiciones de las secciones 5.3 y 5.5.

**TABLA 5.1 Cargas vivas mínimas para cubiertas en  $\text{kg/m}^2$**

INCLINACIÓN DE LA CUBIERTA	ÁREA TRIBUTARIA DE CARGA EN METROS CUADRADOS PARA CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL		
	0 a 20	21 a 60	Sobre 60
Plana o con pendiente menor que 1:3 Arco o bóveda con flecha menor a 1/8 de luz.	100	80	60
Pendiente de 1:3 a menos de 1:1 Arco o bóveda con flecha de 1/8 de luz a menos de 3/8 de luz	80	70	60
Pendiente de 1:1 y mayor Arco o bóveda con flecha de 3/8 de luz o mayor.	60	60	60
Marquesinas, excepto cubiertas con tela	25	25	25
Invernaderos y edificios agrícolas	50	50	50

### 5.3 Cargas desequilibradas

Las cargas desequilibradas deben utilizarse cuando tal condición de carga produzca elementos o conexiones más grandes. Las celosías y los arcos deben diseñarse para resistir los esfuerzos producidos por las cargas vivas unitarias, actuando sobre la mitad de la luz, si tal condición de carga da como resultado inversión de esfuerzos o esfuerzos mayores en cualquier parte que los producidos por la carga viva unitaria requerida sobre toda la luz. Para cubiertas cuya estructura esté compuesta de un cascarón esforzado, reticulado o macizo, donde los esfuerzos producidos por cualquier condición de carga concentrada estén distribuidos sobre toda el área del cascarón, los requisitos para el diseño por carga viva unitaria desequilibrada pueden reducirse al 50%.

(Continúa)

#### 5.4 Cubiertas con finalidad especial

Las cubiertas para fines especiales deben diseñarse para cargas apropiadas, aprobadas por el Inspector Autorizado de las Construcciones.

#### 5.5 Acumulación de agua

Todas las cubiertas deben diseñarse con la suficiente contraflecha o inclinación para asegurar el drenaje adecuado, después de producida la deflexión de larga duración por la carga muerta, o deben diseñarse para soportar cargas máximas, incluyendo posibles estancamientos de agua debidos a la deflexión, Véase la Sección 7.1 para criterios sobre deflexiones.

### CAPITULO 6. REDUCCIÓN DE LAS CARGAS VIVAS

6.1 En el diseño de columnas, pilares, muros, cimentaciones, celosías, vigas y losas planas, se permiten las reducciones indicadas en la Tabla 6.1, de las cargas vivas unitarias para pisos y cubiertas establecidas en las Tablas 4.1 y 5.1. Esta reducción, o la indicada en la Sección 6.2, predominando la que sea mayor, se puede tomar en cuenta en el diseño del elemento en análisis.

TABLA 6.1 Reducción de las cargas vivas unitarias totales.

NÚMERO DE PISOS, INCLUYENDO LA CUBIERTA, SOPORTADOS POR EL ELEMENTO EN ANÁLISIS	% DE REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA UNITARIA TOTAL DE TODOS LOS PISOS SOPORTADOS POR EL ELEMENTO EN ANÁLISIS
1	0
2	10
3	20
4	30
5 a 10	40
más de 10	50

6.2 Excepto para sitios de reuniones públicas y para cargas vivas mayores de 500 kg/m<sup>2</sup>, la carga viva de diseño sobre cualquier elemento que soporte más de 15 m<sup>2</sup> puede reducirse a razón del 0,8 % por metro cuadrado del área de piso o cubierta soportada por el elemento. La reducción no debe exceder del 40 % para elementos horizontales o elementos verticales que reciben carga de un solo nivel, del 60% para otros elementos verticales, ni de  $R$ , determinado por la siguiente fórmula:

$$R = 23 \left( 1 + \frac{D}{L} \right)$$

$R$  = reducción, en porcentaje.

$D$  = carga muerta por metro cuadrado del área soportada por el elemento.

$L$  = carga viva unitaria por metro cuadrado del área soportada por el elemento.

6.3 Para cargas vivas de almacenaje mayores de 500 kg/m<sup>2</sup>, no debe hacerse ninguna reducción, con excepción de las cargas vivas de diseño sobre columnas que pueden reducirse en un 20 %.

(Continúa)

6.4 En garajes para almacenaje de vehículos con capacidad máxima de nueve pasajeros por unidad, la reducción de la carga viva no debe exceder el 40 %.

### CAPITULO 7. DEFLEXIÓN

7.1 La deflexión de cualquier elemento estructural no debe exceder los valores indicados en la Tabla 7.1 (a), basada sobre los factores indicados en la Tabla 7.1 (b). Debe aplicarse el criterio de deflexión que represente la condición más restrictiva. El criterio de deflexión, para materiales no especificados, debe desarrollarse de acuerdo con las disposiciones de este Capítulo. Véase la Sección 5.5 para requisitos de contraflecha.

**TABLA 7.1 (a). Deflexión máxima permisible para elementos estructurales (1)**

TIPO DE ELEMENTO	ELEMENTO CARGADO SOLAMENTE CON CARGA VIVA (L.L)	ELEMENTO CARGADO CON CARGA VIVA MAS CARGA MUERTA (L.L + K.D.L)
Elemento de cubierta que soporta cielos rasos de yeso o elemento de piso.	L/360	L/240

NOTA (1): Se preverá suficiente contraflecha o inclinación para cubiertas planas, de acuerdo con la Sección 5.5.

L.L. Carga viva

D.L Carga muerta

k Factor que se determina en la Tabla 7.1 (b)

L Longitud del elemento en las mismas unidades de la deflexión.

**TABLA 7.1 (b) Valor de "k" para deflexiones**

MADERA		HORMIGÓN ARMADO (2)	ACERO
NO CURADA	CURADA (1)		
1,0	0,5	$[2-1,2(A' / A_s)] \geq 0,6$ Véase la Parte 2	0

NOTAS:

(1) La madera curada es aquella que tiene un contenido de humedad menor que el 16 % al momento de instalación y es utilizado bajo condiciones secas, como en estructuras cubiertas.

(2) Los requisitos de la deflexión de elementos de hormigón se especifican en la Parte 2 de este Código.

(Continúa)

## CAPITULO 8. INDICADORES DE CARGAS VIVAS

8.1 El propietario de un edificio comercial o industrial debe indicar claramente las cargas vivas de diseño de cada piso o parte de él, en aquella parte en que deban aplicarse, usando señales permanentes de metal. Es ilegal remover o dañar tales avisos. El ocupante del edificio es responsable del mantenimiento de la carga real, dentro de los límites permisibles.

## CAPITULO 9. MUROS DE CONTENCIÓN

9.1 Adicionalmente a las cargas de diseño especificadas en esta Parte, los muros de contención deben diseñarse para resistir la presión lateral del material retenido, de acuerdo con la práctica aceptada de ingeniería. Los muros de contención de suelo drenado pueden diseñarse para una presión equivalente a aquella ejercida por un fluido de peso unitario no menor de  $500 \text{ kg/m}^3$  y con una profundidad igual a aquella de la tierra retenida. Cualquier sobrecarga debe añadirse a la presión equivalente del fluido.

## CAPITULO 10. MUROS INTERIORES

10.1 Los muros interiores, los tabiques divisorios permanentes y temporales, que excedan de 2 m de alto, deben diseñarse para resistir todas las cargas a las cuales estén sujetos, pero no menos de una fuerza de  $25 \text{ kg/m}^2$  aplicada perpendicularmente al muro. La deflexión de tales muros, bajo una carga de  $25 \text{ kg/m}^2$ , no debe exceder de  $1/240$  de la luz, para muros con acabados frágiles y de  $1/120$  de la luz, para muros con acabados flexibles. Para los requisitos de diseño sismo-resistentes, cuando éstos sean más restrictivos, véase CPE INEN 5:2001 Parte 1, Capítulo 12.

## 11. ÁREAS DE ATERRIZAJE Y ESTACIONAMIENTO DE HELICÓPTEROS

11.1 Adicionalmente a otros requisitos de diseño de esta parte, las áreas de aterrizaje o estacionamiento de helicópteros deben diseñarse para el esfuerzo máximo, inducido por las siguientes combinaciones de cargas:

- a) La carga muerta más el peso real del helicóptero.
- b) La carga muerta más una carga concentrada de impacto individual (que cubra  $0,10 \text{ m}^2$ ) de 0,75 veces el peso del helicóptero totalmente cargado si está equipado con absorbedores hidráulicos de choque, o 1,5 veces el peso del helicóptero totalmente cargado si está equipado con tren de aterrizaje tipo rígido o de patín.
- c) La carga muerta más una carga viva uniforme de  $500 \text{ kg/m}^2$ . La carga viva requerida puede reducirse de acuerdo con el Capítulo 6.

(Continúa)

## **ANEXO 2**

# **TABLA DE REPORTE CLIMATOLÓGICO DE LA CIUDAD DE QUITO (INAMHI)**



MINISTERIO DE ENERGIA Y MINAS



INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

N°  
FECHA:

Señor Ingeniero  
**Rodrigo Salguero Isch**  
**Gerente General de PLANING**  
Presente.-

De mi consideración:

En atención a su oficio solicitando información referente a la precipitación sólida que ocurre en el Distrito Metropolitano de la ciudad de Quito, debo manifestarle que en nuestra región Interandina, las partículas de hielo que no alcanzan a licuarse en su recorrido por efectos de vientos ascendentes y descendentes, caen en forma de granizo, provenientes del Cumulonimbus, nube que pueden alcanzar hasta los niveles de la Tropopausa ( 15 a 18 Km.). Este tipo de precipitaciones sólidas no son muy frecuentes, sin embargo en lo que va del año en el mes de abril ocurrió este evento anómalo en el Sur de la ciudad de Quito, alcanzando una altura de 50 cm. En referencia a su diámetro se considera al granizo a las partículas sólidas que oscilan entre los 5 a 50 mm, en varios casos pueden superar estos diámetros, en nuestra zona existen evidencias de granizos de 25.4mm de diámetro, su densidad es muy variable oscila de 0.2 a 0.9 gr/cm<sup>3</sup> que es la densidad del hielo puro, para los casos mencionados su densidad posiblemente alcanzara máximo 0.8 gr/cm<sup>3</sup>, el tiempo de duración de la caída de granizo es de 1 a 15 minutos siendo un termino medio el de 5 minutos.

La ocurrencia de estos eventos se producen generalmente en los meses de marzo y abril, meses en los cuales el ITCZ ( Zona de Convergencia Intertropical) se encuentra en nuestras latitudes, consecuentemente es cuando existe la mayor actividad atmosférica.

Atentamente,

**Ing. Ramón Chango S.**  
**Jefe Dpto. Instrumental INAMHI**

## **ANEXO 3**

**CODIGO ECUATORIANO DE LA  
CONSTRUCCIÓN: PELIGRO SISMICO,  
ESPECTROS DE DISEÑO Y REQUISITOS  
MÍNIMOS DE CÁLCULOS PARA DISEÑO  
SÍSMORESISTENTE.**



# INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN

Quito - Ecuador

---

CÓDIGO DE PRACTICA ECUATORIANO CPE INEN 5:2001  
PARTE 1. CAPÍTULO 12

---

CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN.  
REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO: PELIGRO  
SÍSMICO, ESPECTROS DE DISEÑO Y REQUISITOS  
MÍNIMOS DE CÁLCULOS PARA DISEÑO SÍSMO-  
RESISTENTE.

## Primera Edición

EQUADOREAN BUILDING CODE. GENERAL DESIGN SPECIFICATION. SEISMIC RISK, SPECTRES OF DESIGN AND  
MINIMUM SPECIFICATIONS OF CALCULUS FOR EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN.

First Edition

---

DESCRIPTORES: Materiales de construcción y edificación, tecnología de la construcción, código ecuatoriano de la  
construcción, requisitos generales de diseño.

CO 01.07-601.10

CDU: 624.012.45

CIU: 000

ICB: 91.200

Código de Práctica Ecuatoriano Obligatorio	CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO: PELIGRO SÍSMICO, ESPECTROS DE DISEÑO Y REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULO PARA DISEÑO SISMO-RESISTENTE.	CPE INEN 5:2001 Parte 1. Cap. 12 2001-08
<p style="text-align: center;"><b>0. INTRODUCCIÓN</b></p> <p>0.1 Las especificaciones de este capítulo deben ser consideradas como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura, con el fin de resistir eventos de origen sísmico. Dichos requisitos se basan principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras de edificación. Para el caso de estructuras distintas a las de edificación, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se deben aplicar consideraciones adicionales especiales que complementen los requisitos mínimos que constan en el presente código.</p> <p>0.2 Es la intención del presente código que, al cumplir con los requisitos aquí detallados, se proporcione a la estructura de un adecuado diseño sismo-resistente que cumpla con la siguiente filosofía:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.</li> <li>- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.</li> <li>- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.</li> </ul> <p>0.3 Estos objetivos se consiguen diseñando la estructura para que:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas recomendadas por el código.</li> <li>- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.</li> <li>- Pueda disipar energía de deformación inelástica, dado que el sismo de diseño produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes recomendadas por el código.</li> </ul> <p>0.4 La memoria de cálculo incluirá una descripción del sistema estructural, los parámetros utilizados para definir las fuerzas sísmicas de diseño, el espectro de diseño o cualquier otro método de definición de la acción sísmica utilizada, así como también los desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura, demostrando el cumplimiento de las especificaciones de este código, debiendo incluir una descripción de la revisión del comportamiento inelástico, acorde con la filosofía descrita.</p> <p style="text-align: center;"><b>1. OBJETO</b></p> <p>1.1 El objeto de este código es el de establecer un conjunto de especificaciones básicas adecuadas para el diseño de estructuras que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil.</p> <p style="text-align: center;"><b>2. ALCANCE</b></p> <p>2.1 Este código es de aplicación nacional, por lo tanto, todos los profesionales e instituciones públicas y privadas dedicados a tareas de diseño, construcción o fiscalización, tienen la obligación de cumplir y hacer cumplir los requisitos mínimos aquí establecidos.</p> <p style="text-align: right;"><i>(Continúa)</i></p> <hr/> <p>DESCRIPTORES: Materiales de construcción y edificación, tecnología de la construcción, código ecuatoriano de la construcción, requisitos generales de diseño.</p>		

### 3. DEFINICIONES

3.1 Para efectos de este código se adoptan las siguientes definiciones:

3.1.1 *Altura de piso*: La distancia entre los diferentes niveles de piso de una estructura.

3.1.2 *Base de la estructura*: Nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre la estructura.

3.1.3 *Cortante basal de diseño*: Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del presente código.

3.1.4 *Cortante de piso*: Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.

3.1.5 *Deriva de piso*: Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

3.1.6 *Edificaciones esenciales*: Aquellas estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias.

3.1.7 *Efectos P-Δ*: Son los efectos secundarios que afectan a las fuerzas cortantes y axiales, y a los momentos flectores, cuando se aplican cargas verticales que actúan en pórticos deformados lateralmente.

3.1.8 *Espectro de respuesta para diseño*: Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño. Este espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sísmológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura, o bien puede ser un espectro construido según los requerimientos especificados en este código.

3.1.9 *Estructura*: Conjunto de elementos ensamblados para resistir cargas verticales y sísmicas. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación.

3.1.10 *Fuerzas sísmicas de diseño*: Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de este código.

3.1.11 *Muro de cortante (Diafragma)*: Pared diseñada para resistir fuerzas sísmicas en su propio plano.

3.1.12 *Muro estructural*: Muro de cortante cuyo diseño proporcionará un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas.

3.1.13 *Muro de mampostería confinada (reforzada o no reforzada)*: muro de cortante con o sin varillas de acero de refuerzo, confinado mediante elementos de borde construidos en hormigón armado, fundidos posteriormente a la construcción del muro de mampostería.

3.1.14 *Muro de mampostería reforzada*: Muro de cortante de mampostería, reforzado con varillas de acero, y que no necesita de elementos de borde para su confinamiento.

3.1.15 *Parámetros de respuesta elásticos*: Fuerzas y deformaciones determinadas a partir de un análisis elástico, utilizando la representación del sismo de diseño sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del presente código.

(Continúa)

**3.1.16 Piso blando:** Piso en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.

**3.1.17 Piso débil:** Piso en el cual su resistencia lateral es menor que el 80% de la resistencia del piso inmediato superior.

**3.1.18 Pórtico espacial sismo-resistente:** Estructura formada por columnas y vigas descoligadas que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerzas, y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil.

**3.1.19 Pórtico espacial sismo-resistente con diagonales rigidizadoras:** Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos espaciales sismo-resistente como por diagonales estructurales adecuadamente dispuestas, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición el ubicar las diagonales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere pórtico con diagonales se requiere que el sistema de diagonales absorba al menos el 75% del cortante basal.

**3.1.20 Pórtico espacial sismo-resistente con muros estructurales (sistemas duales):** Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos espaciales sismo-resistentes como por muros estructurales adecuadamente dispuestos, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición el ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible hacia la periferia y que mantienen su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros absorban al menos el 75 % del corte basal.

**3.1.21 Pórtico espacial sismo-resistente con vigas banda:** Estructura compuesta por columnas y losas con vigas banda (del mismo espesor de la losa) que resisten cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión losa-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñada y detallada para presentar un comportamiento estructural dúctil.

**3.1.22 Rigidez lateral de piso:** Sumatoria de las rigideces a corte de los elementos verticales estructurales del piso.

**3.1.23 Resistencia lateral del piso:** Sumatoria de la capacidad a corte de los elementos estructurales verticales del piso.

**3.1.24 Sismo de diseño:** Terremoto que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, determinado bien a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, o a partir de un mapa de peligro sísmico, tal como el proporcionado por este código. Para representar este terremoto, puede utilizarse un grupo de acelerogramas que presenten propiedades dinámicas representativas de las características tectónicas, geológicas y geotécnicas del sitio. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden representarse mediante un espectro de respuesta para diseño.

#### 4. DISPOSICIONES GENERALES

##### 4.1 Generalidades

**4.1.1** Como premisa fundamental es necesario contar con un documento actualizado para el cálculo sismo-resistente de estructuras, que refleje lo que se conoce actualmente de la realidad sísmica del Ecuador, y que permita, por un lado, poner al alcance de los calculistas y diseñadores herramientas sencillas de cálculo utilizando conceptos actuales de Ingeniería Sísmica, y por otro, permitiendo que el diseñador conozca claramente las hipótesis de cálculo y tome conciencia de la responsabilidad que implica tomar ciertas decisiones a la hora de aceptar tales hipótesis.

(Continúa)

4.1.2 Consecuentemente, se ha establecido claramente la filosofía de diseño sismorresistente que se persigue mediante el cumplimiento estricto de los requisitos mínimos de cálculo y diseño especificados en este código. Dichos requisitos se aplicarán con base en las hipótesis que el calculista haya decidido adoptar, las cuales deben estar claramente descritas en la memoria de cálculo que debe acompañar a los planos estructurales de detalle.

4.1.3 Debido a que este documento se considera un punto de partida que debe ser modificado y actualizado, conforme los avances de la Ingeniería Sísmica y los nuevos requisitos y tendencias que existen hoy en día y los que vayan apareciendo, se ha considerado mantener la filosofía tradicional de diseño que data de hace ya algunas décadas, que busca el evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de las estructuras. Sin embargo, las actuales tendencias en el mundo se dirigen no sólo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño de la estructura, lo que sin duda se reflejará en requisitos de diseño más severos en el futuro, criterios que deben ser incorporados en las futuras versiones del código.

4.2 **Definiciones.** Es de interés el disminuir incertidumbres en cuanto a la definición de los términos que se refieren a los elementos que forman parte de las estructuras, a los parámetros de respuesta sísmica de las mismas e incluso a los términos de definición de la acción sísmica de diseño. Las definiciones incluidas en este código deben ser utilizadas literalmente durante todo el proceso de cálculo y diseño sísmo-resistente, incluyendo la etapa de elaboración de la memoria de cálculo y de los planos estructurales. Otras definiciones de elementos o de conceptos de cálculo y diseño sísmo-resistente que se utilicen y que no estén incluidas en este apartado, deben aplicar los términos definidos en el presente código.

4.3 **Zonas sísmicas y factor de zona Z.** El mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño incluido en el presente código proviene de un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador, así como también ciertos criterios adicionales que tienen que ver principalmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes, Irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas, suavizado de zonas de límites inter-zonas y compatibilidad con mapas de peligro de los países vecinos.

4.3.1 El mapa reconoce el hecho de que la subducción de la Placa de Nazca dentro de la Placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. A este hecho se añade un complejo sistema de fallamiento local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano.

4.3.2 El estudio de peligro sísmico fue realizado de manera integral para todo el territorio nacional, de acuerdo con las metodologías actuales usadas a nivel mundial y a la disponibilidad de la información a nivel local, incluyendo:

- Un detenido estudio de las principales fuentes sísmicas conocidas en el país y de sus mecanismos focales, que junto con la sísmicidad y neotectónica, permitió modelar la geometría de las fuentes sísmogenéticas (rumbo, buzamiento, profundidad media de actividad sísmica y magnitud máxima)
- La evaluación de los principales eventos históricos y un análisis de la homogeneidad y completitud de los catálogos sísmicos para el Ecuador. Se modelaron 22 000 sismos locales, de los cuales, pullendo las réplicas y los eventos premonitores, se obtuvieron los sismos independientes de magnitud mínima de homogeneidad 3,9 y máxima 8,6 utilizados en el análisis.
- La utilización de la base de datos microsísmicos del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional.

(Continúa)

- La utilización de las curvas de atenuación de la ley de Young para las fuentes de subducción y la de Katayama /74 para las fuentes de fallamiento continental, ambas con una desviación estándar  $\sigma = 0,80$ , calibradas con los registros de aceleraciones de la red de acelerógrafos del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional y de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.
- La definición de 53 fuentes sismogénicas contenidas en 10 provincias sismotectónicas, determinándose sus parámetros sismológicos (magnitud mínima de homogeneidad, la tasa media de actividad sísmica y magnitud máxima probable).
- Un estudio sobre las Incertidumbres en los distintos parámetros utilizados, particularmente las leyes de atenuación.
- La modelación de la ocurrencia de los sismos como un proceso de Poisson, obteniéndose mapas de Iso-aceleraciones para periodos de retorno de 475 años, equivalentes a una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años, de acuerdo con la definición de sismo de diseño.

**4.3.3** Se reconoce que los resultados alcanzados hasta el momento en los estudios de peligro sísmico tienen un carácter dinámico, ya que reflejan el estado actual del conocimiento en la sismología y neotectónica del Ecuador. A medida que se tenga mayor información proveniente de las redes de sismógrafos y acelerógrafos que funcionan actualmente en el territorio nacional, del fallamiento activo y de mejores leyes de atenuación, esta información será incluida en estudios posteriores. Se decidió que para esta etapa de revisión del código, no se presenten curvas de Iso-aceleración sino únicamente la división del país por zonas. Sin embargo, para definir la propuesta de zonificación, se trabajó sobre los mapas de Iso-aceleración obtenidos del estudio de peligro sísmico ajustándose los límites y valores de Iso-aceleraciones de acuerdo a los criterios expuestos en el inicio del presente numeral.

**4.4 Geología local y perfiles de suelo. Coeficiente S y Cm.** El factor de suelo S ha sido definido de tal forma de simplificar, desde el punto de vista práctico, los distintos tipos de suelo existentes en el país, reduciéndolos a sólo 4 tipos, cada uno de los cuales se ha descrito de la forma más concisa posible, a través de diversas propiedades físicas. La experiencia y los conocimientos sobre los tipos de suelo existentes en el Ecuador sirvieron como premisas de esta definición.

**4.5 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente y.** La intención del presente código es el de disponer un mayor nivel de requisitos mínimos de cálculo al diseño de estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia de un sismo severo.

**4.6 Selección del procedimiento de cálculo de fuerzas laterales.** Por ser el cálculo estático una simplificación del cálculo dinámico, el presente código permite utilizarlo por sí solo únicamente en los casos en que las estructuras presentan regularidad tanto en planta como en elevación. En los casos restantes, la aplicación del cálculo dinámico permitirá detectar problemas de concentraciones de esfuerzos debidos a la presencia de irregularidades, los cuales debe enfrentar el calculista.

**4.6.1** El código permite la utilización de otros procedimientos de cálculo sísmico, tales como los análisis no-lineales, estáticos o dinámicos, que requieren de la aplicación de principios avanzados de Dinámica de Estructuras y de Ingeniería Sísmica, que podrán ser aplicados por profesionales altamente calificados y con los suficientes conocimientos de estas disciplinas.

#### **4.7 Bases del diseño, fuerzas laterales de diseño mínimas y efectos relacionados**

##### **4.7.1 Requisitos del modelo estructural a utilizarse.**

**4.7.1.1** El modelo matemático de la estructura debe ser capaz de representar su comportamiento real y por tanto, debe tomar en cuenta la distribución espacial de masas y rigideces de todos los elementos del sistema estructural.

(Continúa)

4.7.1.2 En el caso de estructuras de hormigón armado, el modelo debe reconocer el hecho de que las secciones de los elementos se encuentran agrietadas desde el instante mismo de su construcción y, por tanto, el modelo matemático debe reflejar este hecho aplicando los valores de inercias agrietadas. En el caso de las vigas, el valor de  $I_g$  debe considerar la contribución de la losa de piso a la rigidez de la misma, siempre que la losa se encuentre monolíticamente unida a la viga. En el caso de losas armadas unidireccionalmente, la participación de la losa se debe considerar únicamente en la dirección de la armadura principal. En el caso de los muros estructurales, los valores de inercia agrietada se aplican únicamente en los pisos en los cuales se esperaría que se forme una rótula plástica por efectos de cargas sísmicas severas.

#### 4.8 Procedimiento de cálculo de fuerzas estáticas.-

##### 4.8.1 Cortante Basal de Diseño.

4.8.1.1 Los valores de  $C_m$  y de  $S$  establecidos en la tabla 3 provienen de los valores de aceleraciones espectrales máximas esperados para valores de  $Z$  y de tipo de suelo críticos. Adicionalmente, la intersección entre el valor de  $C$  y de su límite superior  $C_m$ , define la frecuencia de esquina o de corte que separa la zona de períodos con aceleración constante con la zona de períodos de velocidad constante, dependiendo del tipo de suelo.

4.8.1.2 Si de estudios de microzonificación sísmica realizados para una región determinada del país, se establecen valores de  $C$ ,  $C_m$  y de  $S$  diferentes a los establecidos por este código, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios, prevaleciendo los de este código como requisito mínimo.

##### 4.8.2 Coeficiente de configuración estructural en planta $\Phi_p$ .

4.8.2.1 El código incorpora factores penalizantes al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causan problemas en las estructuras ante la ocurrencia de un sismo. Este código describe las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación, y junto a la descripción se ha incluido una caracterización de la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades. Sin embargo, la descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales. La utilización de los factores penalizantes incrementa el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita los problemas que pudieran presentarse en el comportamiento sísmico de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas.

4.8.3 Coeficiente de configuración estructural en elevación  $\Phi_E$ . Los comentarios vertidos en el numeral 4.8.2 son también aplicables a este apartado.

4.8.4 Período de vibración  $T$ . La expresión del método 1 de cálculo del período fundamental de vibración proporciona un valor referencial simplificado, útil para aplicar el método de cálculo sísmico estático. El método 2, en cambio, requiere de utilizar una distribución aproximada de fuerzas laterales y el cálculo de las deflexiones elásticas estáticas resultantes de esa distribución de fuerzas en la estructura (incluye por tanto el efecto de las distribuciones de las rigideces laterales de la estructura). Por lo tanto, los resultados del método 2 constituyen una mejor estimación.

4.8.5 Factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ . Para la definición del factor de reducción de resistencia  $R$ , se tomaron como criterios, tanto las recomendaciones de los códigos UBC-94 y UBC-97, como otros propios, que incluyen aspectos de agrupamiento de estructuración, diferencias entre realidades constructivas y de calidad entre los materiales y la construcción en los Estados Unidos y el Ecuador, así como penalizaciones dirigidas hacia cierto tipo de estructuras que no permiten disponer de ductilidad apropiada para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño. Si bien se conoce claramente que los factores de reducción de resistencia  $R$  dependen

(Continúa)

realmente de muchas variables, entre otras, del tipo de estructura, del tipo de suelo, del periodo de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, se ha simplificado a un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural. Sin embargo, conceptualmente es importante su utilización, ya que reemplazando de alguna manera al factor  $K$  del CEC-77, permite observar claramente al diseñador una hipótesis fundamental del cálculo sismorresistente, cual es la de disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, exigiendo un diseño eficiente que permita disponer de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo así la adecuada ductilidad y disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

**4.9 Distribución vertical de fuerzas laterales.** Para la distribución del cortante basal en altura, se ha utilizado una distribución triangular asociada con el modo fundamental de vibración, más una fuerza en el tope que toma en cuenta la contribución de modos superiores de vibración.

**4.10 Efectos p- $\Delta$ .** La consideración de los efectos P- $\Delta$  se ha establecido tomando algunos criterios del UBC y de la normativa colombiana, con simplificaciones en cuanto a las expresiones a utilizar. El coeficiente de inestabilidad incorporado es una substancial mejora para la normativa, a fin de tomar en cuenta este efecto poco considerado anteriormente en el país.

**4.11 Límites de la deriva de piso.** Debido a que en ciertas ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino el control de deformaciones, el parámetro de diseño crítico a ser enfrentado durante la fase de diseño de una estructura, se enfatiza este requisito, estableciendo un cambio conceptual de aquel descrito en el CEC-77, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Tales derivas son limitadas por valores que se han tomado utilizando criterios de todos los documentos de trabajo y de criterios propios. Este hecho reconoce y enfrenta los problemas que se han observado en sismos pasados, donde las deformaciones excesivas han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. Con este código, el diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas, de conformidad con el presente código.

#### **4.12 Separación entre estructuras adyacentes**

**4.12.1** El establecimiento de separaciones máximas entre estructuras desea evitar el golpeteo entre estructuras adyacentes, o entre partes de la estructura intencionalmente separadas, debido a las deformaciones laterales. Este concepto está directamente relacionado con las derivas máximas inelásticas del numeral anterior.

**4.12.2** Se considera el efecto desfavorable en que los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas de las estructuras, o de estructuras adyacentes, no coincidan a la misma cota de altura. Para los casos de coincidencia o no coincidencia, se establece la cuantificación de separación máxima. Cabe mencionar que la exigencia impuesta está cerca al 50% del valor de separación máxima que debería estrictamente cumplirse. Esta consideración obedece a criterios de carácter económico.

#### **4.13 Componentes verticales del sismo de diseño.**

**4.13.1** El código reconoce la necesidad de considerar los efectos de la componente vertical de los sismos, especialmente sobre elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos, como son los voladizos. La expresión toma en cuenta que, al menos en el campo no cercano, la acción máxima de la componente vertical se puede estimar como los dos tercios de la acción máxima horizontal, y que la rigidez de los voladizos horizontales requeriría utilizar un espectro de diseño plano establecido por el valor  $C_m$ , que a su vez depende del tipo de suelo del emplazamiento.

(Continúa)

#### 4.14 Procedimiento dinámico de cálculo de fuerzas.

##### 4.14.1 Definición de la acción sísmica.

4.14.1.1 Un aporte muy importante, y que guarda mucha relación con las recomendaciones del UBC-97, es la adopción de varias definiciones de la acción sísmica, con fines de análisis dinámico. Se establece la posibilidad de utilización de un espectro de diseño tipo código, establecido por la misma normativa, la utilización de un espectro establecido para un caso específico, o la utilización de una familia de acelerogramas reales o simulados artificialmente. Con ello se abre una puerta hacia el diseño de estructuras mediante la aplicación de conceptos de Ingeniería Sísmica más actuales.

4.14.1.2 A diferencia de la versión del CEC-77, en esta versión se especifica claramente la forma del espectro de diseño elástico, que se puede utilizar indistintamente para el cálculo estático como para el dinámico. Para el establecimiento del espectro mencionado y de sus límites, se consideraron los siguientes criterios:

- Estudio de las formas espectrales elásticas de los sismos ecuatorianos registrados en la Red Nacional de Acelerógrafos: A través de la recopilación de los registros de aceleración disponibles de sismos ecuatorianos, especialmente en roca y suelo firme, se estudiaron las formas espectrales de los mismos aplicando técnicas de promediado espectral.
- Simulación estocástica de acelerogramas artificiales y estudio de formas espectrales: A partir de los registros de aceleración reales disponibles, y de la información sísmológica del sismo real y del sismo mayor a simular (carga de esfuerzos, momento sísmico), se simularon registros artificiales mediante procesos estocásticos y funciones de Green. La simulación de varias familias de registros permitió estudiar la forma espectral de sismos mayores.
- Estudio de las formas espectrales elásticas de las normativas del UBC 94 y 97, de Colombia 1998 y del Perú 1997: Se estudiaron las formas espectrales, las frecuencias de corte, la plataforma superior máxima, la ecuación de la curva de carga y los valores mínimos de las ordenadas espectrales, según el tipo de suelo. Se consideraron los nuevos criterios incorporados en la normativa del UBC-97, que establece la variabilidad de la plataforma máxima del espectro como dependiente, entre otros factores, del tipo de suelo y del valor de la aceleración máxima, así como la tendencia de los códigos a utilizar las curvas de carga del espectro con una relación  $1/T$  ( $T$  período de vibración), en lugar del  $\sqrt{T}$  del CEC-77.
- Revisión de los estudios clásicos de Seed & Idris y de Seed, Ugas y Lysmer, que han servido para la definición de buena parte de los espectros de los códigos en el mundo, estudiándose las frecuencias de corte del espectro y los valores máximos de la meseta dependiendo del tipo de suelo.

4.14.1.3 A partir de toda esta información, se estableció la forma espectral. El término  $S^2$ , aunque no ha sido utilizado por código alguno anteriormente sino únicamente por éste, se estableció a partir del ajuste matemático a la envolvente de todos los criterios analizados en los literales anteriores. Tanto  $S$  como su exponente tienen el mismo valor. Por otro lado el valor de los límites superior  $C_m$  e inferior se establecieron de similar manera, considerando los valores respectivos del UBC-97 para todos los tipos de suelo similares a los del presente código, y para aceleraciones en roca o suelo firme de entre 0,3 g y 0,4 g. Igualmente, debido a la imposibilidad de utilizar la ductilidad para disminuir la ordenada espectral elástica para períodos cortos con fines de diseño, y por criterios de practicidad, se eliminó el ramal izquierdo de ascenso de los espectros elásticos de respuesta típicos y se estableció que la meseta máxima llegue hasta valores de períodos de vibración cercanos a cero.

4.14.2 Descripción de los Procedimientos de Análisis. Puesto que existe la posibilidad de utilizar diferentes definiciones de la acción sísmica de diseño, desde espectros hasta registros de aceleración reales o simulados artificialmente, se incrementan las posibilidades de métodos de análisis dinámico, sean estos espectrales o paso a paso en el tiempo, y dentro de los rangos elástico o inelástico. Para regular la utilización de estos métodos, se ha adoptado las recomendaciones del UBC-97.

(Continúa)

#### 4.15 Otras estructuras diferentes a las de edificación

4.15.1 Es la intención del presente código proporcionar algunos requisitos mínimos que deben aplicarse para el cálculo sísmico de estructuras diferentes a las de edificación. A más de estos requisitos mínimos, deben considerarse aquellos estipulados por códigos y normativas especiales de reconocimiento internacional, aplicables al tipo de estructura en cuestión.

4.15.2 *Periodo:* Puesto que el comportamiento sísmico de estas estructuras puede ser diferente al de las estructuras de edificación, se requiere utilizar métodos apropiados de la dinámica de estructuras para la estimación del periodo fundamental de vibración. El método 1 del numeral 6.2.4.1 no es aplicable, debido a que ha sido establecido únicamente para estructuras de edificación. No así el método 2 del numeral 6.2.4.2, el cual considera la distribución de rigideces en la altura de la edificación al ser necesario establecer las deformaciones laterales debidas a la aplicación de las fuerzas laterales de diseño.

### 5. DISPOSICIONES ESPECIFICAS

5.1 **Bases del diseño.** Los procedimientos y requisitos descritos en este código se determinarán considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, las características del suelo del sitio de emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. Las estructuras deben diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia y sobre-resistencia estructural inherente, y la ductilidad de la estructura. La resistencia mínima de diseño debe basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en este código.

5.2 **Zonas sísmicas y factor de zona Z.** El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las cuatro zonas sísmicas del Ecuador, de acuerdo con la definición de zonas de la Figura 1. Una vez identificada la zona sísmica correspondiente, se adoptará el valor del factor de zona Z, según la tabla 1. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

5.2.1 Para mayor exactitud al escoger el valor de Z, se incluye en la tabla 2 un listado de algunas poblaciones con el valor correspondiente. Si se ha de diseñar una estructura en una zona que no consta en la lista, debe escogerse el valor de la población más cercana.

#### 5.3 Geología local y perfiles de suelo. Coeficiente S y $C_m$

5.3.1 Los requisitos establecidos en este código que tienen como finalidad tomar en cuenta la geología local para propósitos de diseño, son requisitos mínimos y no substituyen los estudios de geología de detalle, los cuales son necesarios para el caso de proyectos de infraestructura y otros proyectos distintos a los de edificación.

5.3.1.1 Las condiciones geotécnicas de los sitios o perfiles de suelo se las clasifica de acuerdo con las propiedades mecánicas del sitio, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Este último parámetro puede ser correlacionado con otros parámetros del suelo, como por ejemplo el número de golpes del SPT, para algunos tipos de suelo en sitios donde se disponga de las correlaciones correspondientes.

5.3.2 Los tipos de perfiles de suelo se clasifican de la siguiente manera:

5.3.2.1 perfil tipo S1: Roca o suelo firme. A este grupo corresponden las rocas y los suelos endurecidos con velocidades de ondas de corte similares a las de una roca (mayores a 750 m/s), con periodos fundamentales de vibración menores a 0,20 s. Se incluyen los siguientes tipos de suelo:

(Continúa)

- Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500 kPa (5 kg/cm<sup>2</sup>).
- Gravas arenosas, limosas o arcillosas, densas y secas
- Suelos cohesivos duros, con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>), con espesores menores a 20 m y sobre yacientes a roca u otro material endurecido, con velocidad de onda de corte superior a 75 m/s.
- Arenas densas, con número de golpes del SPT:  $N > 50$ , con espesores menores a 20 m sobreyacentes a roca u otro material endurecido con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.
- Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con número de golpes del SPT:  $N > 50$ .

5.3.2.2 Perfil tipo S2: Suelos intermedios. Suelos con características intermedias o que no se ajustan a los perfiles de suelos tipo S1 y S3.

5.3.3 Perfil tipo S3: Suelos blandos o estratos profundos. En este grupo se incluyen los perfiles de suelos blandos o estratos de gran espesor, en los que los períodos fundamentales de vibración son mayores a 0,8 s, incluyéndose los siguientes casos:

Suelos cohesivos	Velocidad de ondas de corte, $V_s$ (m/s)	Resistencia al corte No drenada, $\bar{s}_u$ (kPa)	No	Espesor del estrato (m)
Blandos	< 200	< 25		> 20
Semiblandos	200 - 400	25 - 50		> 25
Duros	400 - 750	50 - 100		> 40
Muy duros	> 750	100 - 200		> 60

Suelos granulares	Velocidad de ondas de corte, $V_s$ (m/s)	Valores N del SPT	Espesor del estrato (m)
Sueltos	< 200	4-10	> 40
Semidensos	200-750	10-30	> 45
Densos	> 750	> 30	> 100

FIGURA 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño

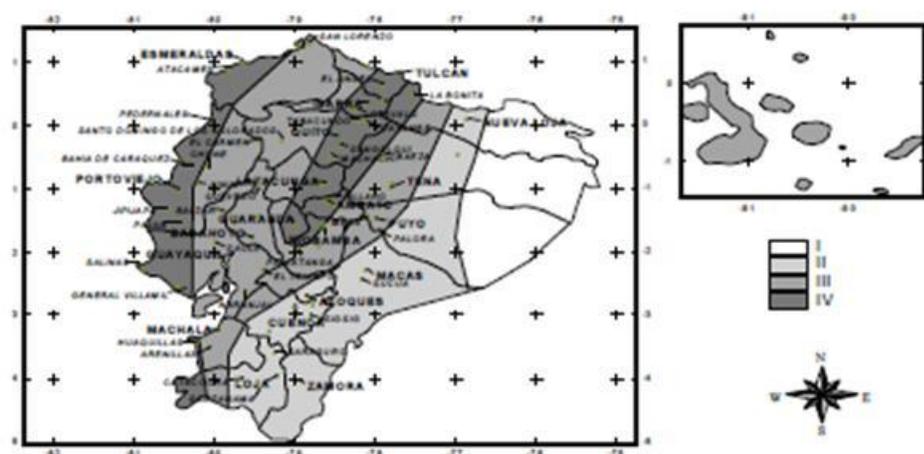


TABLA 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,40

(Continúa)

TABLA 2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
CHORDELEO	AZUAY	CHORDELEO	CHORDELEO	II
CUENCA	AZUAY	CUENCA	CUENCA	II
EL GIRON	AZUAY	GIRON	GIRON	II
EL PAN	AZUAY	EL PAN	EL PAN	II
GUACHAPALA	AZUAY	GUACHAPALA	GUACHAPALA	II
GUALACEO	AZUAY	GUALACEO	GUALACEO	II
NABON	AZUAY	NABON	NABON	II
ONA	AZUAY	ONA	ONA	II
PAUTE	AZUAY	PAUTE	PAUTE	II
PUCARA	AZUAY	PUCARA	PUCARA	II
SAN FERNANDO	AZUAY	SAN FERNANDO	SAN FERNANDO	II
SANTA ISABEL	AZUAY	SANTA ISABEL	SANTA ISABEL (CHAGUARURCO)	II
SEVILLA DE ORO	AZUAY	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	II
SIGSIG	AZUAY	SIGSIG	SIGSIG	II
CALUMA	BOLÍVAR	CALUMA	CALUMA	III
ECHANDIA	BOLÍVAR	ECHANDIA	ECHANDIA	III
LAS NAVES	BOLÍVAR	LAS NAVES	LAS NAVES	III
CHILLANES	BOLÍVAR	CHILLANES	CHILLANES	IV
GUARANDA	BOLÍVAR	GUARANDA	GUARANDA	IV
SAN JOSE DE CHIMBO	BOLÍVAR	CHIMBO	SAN JOSE DE CHIMBO	IV
SAN MIGUEL	BOLÍVAR	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	IV
AZOGUES	CAÑAR	AZOGUES	AZOGUES	II
BIBLIAN	CAÑAR	BIBLIAN	NAZON (PAMPA DE DOMINGUEZ)	II
DELEO	CANAR	DELEO	DELEO	II
CANAR	CANAR	CANAR	CANAR	III
EL TAMBO	CANAR	EL TAMBO	EL TAMBO	III
LA TRONCAL	CAÑAR	LA TRONCAL	LA TRONCAL	III
BOLÍVAR	CARCHI			IV
EL ANGEL	CARCHI	ESPEJO	EL ANGEL	IV
HUACA	CARCHI	SAN PEDRO DE HUACA	HUACA	IV
MIRA	CARCHI			IV
SAN GABRIEL	CARCHI			IV
TULCAN	CARCHI	TULCAN	TULCAN	IV
ALAUSI	CHIMBORAZO	ALAUSI	ALAUSI	III
CHUNCHI	CHIMBORAZO	CHUNCHI	CHUNCHI	III
CUMANDA	CHIMBORAZO	CUMANDA	CUMANDA	III
CHAMBO	CHIMBORAZO	CHAMBO	CHAMBO	IV
GUAMOTE	CHIMBORAZO	GUAMOTE	GUAMOTE	IV
GUANO	CHIMBORAZO	GUANO	GUANO	IV
LA UNIÓN	CHIMBORAZO	COLTA	CAJABAMBA	IV
PALLATANGA	CHIMBORAZO	PALLATANGA	PALLATANGA	IV
PENIPE	CHIMBORAZO	PENIPE	PENIPE	IV
RIOBAMBA	CHIMBORAZO	RIOBAMBA	RIOBAMBA	IV
EL CORAZÓN	COTOPAXI	PANGUA	EL CORAZÓN	III
LA MANA	COTOPAXI	LA MANA	LA MANA	III
SIGCHOS	COTOPAXI	SIGCHOS	SIGCHOS	III
LATACUNGA	COTOPAXI	LATACUNGA	LATACUNGA	IV
PUJILI	COTOPAXI	PUJILI	PUJILI	IV
SAN MIGUEL	COTOPAXI	SALCEDO	SAN MIGUEL	IV
SAQUISILÍ	COTOPAXI	SAQUISILÍ	SAQUISILÍ	IV

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
CHILLA	EL ORO	CHILLA	CHILLA	II
PACCHA	EL ORO	ATAHUALPA	PACCHA	II
PIÑAS	EL ORO	PIÑAS	PIÑAS	II
PORTOVELO	EL ORO	PORTOVELO	PORTOVELO	II
ZARUMA	EL ORO	ZARUMA	SALVIAS	II
ARENILLAS	EL ORO	ARENILLAS	ARENILLAS	III
BALSAS	EL ORO	BALSAS	BALSAS	III
EL GUABO	EL ORO	EL GUABO	EL GUABO	III
LA VICTORIA	EL ORO	LAS LAJAS	LA VICTORIA	III
MACHALA	EL ORO	MACHALA	MACHALA	III
MARCABELI	EL ORO	MARCABELI	MARCABELI	III
PASAJE	EL ORO	PASAJE	PASAJE	III
SANTA ROSA	EL ORO	SANTA ROSA	SANTA ROSA	III
HUAQUILLAS	EL ORO	HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	IV
LA UNIÓN	ESMERALDAS	QUININDE	LA UNIÓN	III
ROSA ZARATE (QUININDE)	ESMERALDAS	QUININDE	ROSA ZARATE (QUININDE)	III
SAN LORENZO	ESMERALDAS	SAN LORENZO	SAN LORENZO	III
ATACAMES	ESMERALDAS	ATACAMES	ATACAMES	IV
ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	IV
MUISNE	ESMERALDAS	MUISNE	MUISNE	IV
VALDEZ (LIMONES)	ESMERALDAS	ELOY ALFARO	VALDEZ (LIMONES)	IV
ALFREDO BAQUERIZO	GUAYAS	ALF. BAQUERIZO MORENO (JUAN)	ALF. BAQUERIZO MORENO (JUAN)	III
BALAO	GUAYAS	BALAO	BALAO	III
BALZAR	GUAYAS	BALZAR	BALZAR	III
COLIMES	GUAYAS	COLIMES	COLIMES	III
CRNL. MARCELINO (NN)	GUAYAS	CRNL. MARCELINO MARIDUEÑA	CRNL. MARCELINO MARIDUEÑA	III
DAILE	GUAYAS	DAILE	DAILE	III
EL SALITRE	GUAYAS	URBINA JADO	EL SALITRE (LAS RAMAS)	III
EL TRIUNFO	GUAYAS	EL TRIUNFO	EL TRIUNFO	III
ELOY ALFARO	GUAYAS	DURAN	ELOY ALFARO (DURAN)	III
GRAL. ANTONIO ELIZALDE	GUAYAS	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	III
GENERAL VILLAMEL	GUAYAS	PLAYAS	GENERAL VILLAMEL (PLAYAS)	III
GUAYAQUIL	GUAYAS	GUAYAQUIL	CHONGÓN	III
LOMAS DE SARGENTILLO	GUAYAS	LOMAS DE SARGENTILLO	LOMAS DE SARGENTILLO	III
MILAGRO	GUAYAS	MILAGRO	MILAGRO	III
NARANJAL	GUAYAS	NARANJAL	NARANJAL	III
NARANJITO	GUAYAS	NARANJITO	NARANJITO	III
NARCISA DE JESÚS (NOBOL)	GUAYAS	NOBOL	NARCISA DE JESÚS	III
PALESTINA	GUAYAS	PALESTINA	PALESTINA	III
PEDRO CARBO	GUAYAS	PEDRO CARBO	SALINAS	III
SAN BORONDON	GUAYAS	SAMBORONDON	SAMBORONDON	III
SANTA LUCIA	GUAYAS	SANTA LUCIA	SANTA LUCIA	III
SIMÓN BOLÍVAR	GUAYAS	SIMÓN BOLÍVAR	SIMÓN BOLÍVAR	III
VELASCO IBARRA	GUAYAS	EL EMPALME	VELASCO IBARRA (EL EMPALME)	III
YAGUACHI NUEVO	GUAYAS	YAGUACHI	YAGUACHI NUEVO	III
LA LIBERTAD	GUAYAS	LA LIBERTAD	LA LIBERTAD	IV
SALINAS	GUAYAS	SALINAS	SALINAS	IV
SANTA ELENA	GUAYAS	SANTA ELENA	SANTA ELENA	IV
ATUNTAQUI	IMBABURA	ANTONIO ANTE	ATUNTAQUI	IV

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	FARROQUELA	ZONA
GUALAQUIZA	MORONA SANTIAGO	GUALAQUIZA	GUALAQUIZA	II
MACAS	MORONA SANTIAGO	MORONA	GENERAL PROAÑO	II
PABLO SEXTO	MORONA SANTIAGO	HUAMBOYA	HUAMBOYA	II
SAN JUAN BOSCO	MORONA SANTIAGO	SAN JUAN BOSCO	SAN JUAN BOSCO	II
SANTIAGO DE MENDEZ	MORONA SANTIAGO	SANTIAGO	SANTIAGO DE MENDEZ	II
SUCUA	MORONA SANTIAGO	SUCUA	SANTA MARIANTA DE JESUS	II
PALORA	MORONA SANTIAGO	PALORA	PALORA (METZERA)	III
ARCHIDONA	NAPO	ARCHIDONA	ARCHIDONA	III
NUEVO ROCAFUERTE	NAPO	AGUARICO	NUEVO ROCAFUERTE	III
TENA	NAPO	TENA	TENA	III
BAEZA	NAPO	QUJOS	BAEZA	IV
EL CHACO	NAPO	EL CHACO	EL CHACO	IV
LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	II
LORETO	ORELLANA	LORETO	AVILA (CAB. EN HUBUNO)	II
FRANCISCO ORELLANA (COCA)	ORELLANA	ORELLANA	FRANCISCO DE ORELLANA (COCA)	II
MERA	PASTAZA	MERA	MERA	III
PUYO	PASTAZA	PASTAZA	VERACRUZ (INDELLAMA)	III
SANTA CLARA	PASTAZA			III
PEDRO VICENTE MALDONADO	PICHINCHA	PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	III
PUERTO QUITO	PICHINCHA	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	III
SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	PICHINCHA	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	III
STO DOMINGO DE COLORADOS	PICHINCHA	SANTO DOMINGO	ZARACAY	III
CAYAMBE	PICHINCHA	CAYAMBE	CAYAMBE	IV
MACHACHI	PICHINCHA	MEJA	MACHACHI	IV
QUITO	PICHINCHA	QUITO	QUITO	IV
SANGOLQUI	PICHINCHA	RUMINAHUI	RUMIPAMBA	IV
TABACUNDO	PICHINCHA	PEDRO MONCAYO	TABACUNDO	IV
EL CARMEN DEL PUTUMAYO	SUCUMBIOS	PUTUMAYO	EL CARMEN DEL PUTUMAYO	I
SHUSHUFINDI	SUCUMBIOS	SHUSHUFINDI	SHUSHUFINDI	I
NUEVA LOJA	SUCUMBIOS	LAGO AGRO	NUEVA LOJA	II
EL DORADO DE CASCALES	SUCUMBIOS	CASCALES	EL DORADO DE CASCALES	III
LUMBAQUI	SUCUMBIOS	PIZARRO	LUMBAQUI	III
LA BONITA	SUCUMBIOS	SUCUMBIOS	LA BONITA	IV
AMBATO	TUNGURAHUA	AMBATO	AMBATO	IV
BAÑOS	TUNGURAHUA	BAÑOS	BAÑOS	IV
CEVALLOS	TUNGURAHUA	CEVALLOS	CEVALLOS	IV
MOCHA	TUNGURAHUA	MOCHA	MOCHA	IV
PATATE	TUNGURAHUA	PATATE	PATATE	IV
PELLILLO	TUNGURAHUA	PELLILLO	PELLILLO	IV
PILLARO	TUNGURAHUA	PILLARO	PILLARO	IV
QUERO	TUNGURAHUA	QUERO	QUERO	IV
TISALEO	TUNGURAHUA	TISALEO	TISALEO	IV
28 DE MAYO	ZAMORA CHINCHIPE	YACUAMBI	28 DE MAYO (SN JOSÉ DE YACUAM)	II
EL FANGUI	ZAMORA CHINCHIPE	EL FANGUI	EL FANGUI	II
GUAYZIMI	ZAMORA CHINCHIPE	NANGARITZA	GUAYZIMI	II
YANTAZA	ZAMORA CHINCHIPE	YANTAZA	YANTAZA	II
ZAMORA	ZAMORA CHINCHIPE	ZAMORA	ZAMORA	II
ZUMBA	ZAMORA CHINCHIPE	CHINCHIPE	ZUMBA	II

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

Ciudad	Provincia	Cantón	Parroquia	Zona
ZUMBI	ZAMORA CHINCHIPE	CENTINELA DEL CONDOR	ZUMBI	II
EL PIEDRERO	Zona No Delimitada			III
LAS GOLONDRINAS	Zona No Delimitada			III
MANJA DE CURA	Zona No Delimitada			III

5.3.3.1 Los valores de  $N$ ,  $V_s$  y  $S_u$  son valores promedio del sitio y serán determinados según las siguientes expresiones:

$$V_s = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i / V_{si}) \quad (1)$$

$$N = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i / N_i) \quad (2)$$

$$S_u = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i / S_{ui}) \quad (3)$$

En donde:

$h_i$  = Espesor del estrato  $i$ .

$V_{si}$  = Velocidad de las ondas de corte en el estrato  $i$ .

$S_{ui}$  = Resistencia al corte no drenada promedio del estrato  $i$ .

5.3.4 Perfil tipo S4: Condiciones especiales de evaluación del suelo. En este grupo se incluyen los siguientes tipos:

- Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos.
- Turbas, lodos y suelos orgánicos.
- Rellenos colocados sin control ingenieril.
- Arcillas y limos de alta plasticidad ( $IP > 75$ ).
- Arcillas suaves y medio duras con espesor mayor a 30 m.

5.3.4.1 Los perfiles de este grupo incluyen los suelos altamente compresibles y donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean especialmente desfavorables, que requieran estudios geotécnicos no rutinarios para determinar sus características mecánicas.

5.3.4.2 El tipo de suelo existente en el sitio de construcción de la estructura, y por ende, el coeficiente de suelo  $S$ , se establecerán de acuerdo con lo especificado en la tabla 3. El coeficiente  $S$  se establecerá analizando el perfil que mejor se ajuste a las características locales. En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas, se podrán utilizar los valores del perfil de suelo tipo S3. Adicionalmente se encuentra tabulado el coeficiente  $C_m$ , relacionado con la definición del espectro del sismo de diseño establecido más adelante en este código, y que depende del perfil de suelo a utilizar.

TABLA 3. Coeficiente de suelo  $S$  y Coeficiente  $C_m$ 

Perfil tipo	Descripción	$S$	$C_m$
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones espectrales de suelo	2,0*	2,5

(\*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no sustituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

(Continúa)

#### 5.4 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente I.

5.4.1 La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la tabla 4, y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

**TABLA 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura**

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

#### 5.5 Estructuras regulares e Irregulares

5.5.1 Estructuras regulares en planta: Una estructura se considera como regular en planta, cuando no presenta ninguna de las condiciones de Irregularidad en planta descritas en el numeral 6.2.2.

5.5.2 Estructuras regulares en elevación: Una estructura se considera como regular en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de Irregularidad en elevación descritas en el numeral 6.2.3.

#### 5.6 Selección del procedimiento de cálculo de fuerzas laterales

5.6.1 En general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos de cálculo de fuerzas laterales estáticos o dinámicos. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación.

5.6.2 Para el cálculo de estructuras regulares tanto en planta como en elevación es suficiente la aplicación de procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales. Para el caso de estructuras irregulares se utilizará el procedimiento de cálculo dinámico. También pueden utilizarse procedimientos alternativos de cálculo sísmico que tengan un adecuado fundamento basado en los principios establecidos por la dinámica de estructuras, llevados a cabo por un profesional especializado. Sin embargo para todas las estructuras la aplicación del método estático, propuesto por este código, se considerará como requisito mínimo.

### 6. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS LATERALES DE DISEÑO MÍNIMAS Y EFECTOS RELACIONADOS

6.1 Generalidades: Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

(Continúa)

6.1.1 La carga sísmica reactiva  $W$  para fines de este código, representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje,  $W$  se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso.

6.1.2 El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como su distribución espacial de masas y rigideces en la estructura.

6.1.2.1 Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez se deberán utilizar los valores de las Inercias agrietadas  $I_{cr}$  de los elementos estructurales, de la siguiente manera: 0,5  $I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y 0,8  $I_g$  para columnas, siendo  $I_g$  el valor de la Inercia no agrietada de la sección transversal del elemento considerado. Para el caso de muros estructurales, los valores de Inercia agrietada tomarán el valor de 0,6  $I_g$  y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos). Para el resto de pisos la Inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la Inercia no agrietada.

6.1.2.2 Para el caso de estructuras de mampostería, el valor de la Inercia agrietada a utilizar para los muros será de 0,5  $I_g$ .

## 6.2 Procedimiento de cálculo de fuerzas estáticas.

6.2.1 *Cortante Basal de Diseño*: El cortante basal total de diseño  $V$ , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_P\Phi_E} \cdot W \quad (4)$$

$$C = \frac{1,25S^r}{T} \quad (5)$$

En donde:

- $C$  - No debe exceder del valor de  $C_m$  establecido en la tabla 3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura,
- $S$  - Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 3,
- $R$  - Factor de reducción de respuesta estructural,
- $\Phi_P, \Phi_E$  - Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

## 6.2.2 Coeficiente de configuración estructural en planta $\Phi_P$ .

6.2.2.1 El coeficiente  $\Phi_P$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e Irregularidad de las plantas en la estructura, descritas en la tabla 5 y en la Figura 2. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB} \quad (6)$$

En donde:

- $\Phi_{PA}$  - El mínimo valor  $\Phi_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura, obtenido de la tabla 5, para cuando se encuentran presentes las Irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 ( $\Phi_{Pi}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres Irregularidades).
- $\Phi_{PB}$  - Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las Irregularidades tipo 4 y/o 5 en la estructura.

6.2.2.2 Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de Irregularidades descritas en la tabla 5, en ninguno de sus pisos,  $\Phi_P$  tomará el valor de 1.

(Continúa)

### 6.2.3 Coeficiente de configuración estructural en elevación $\Phi_E$

6.2.3.1 El coeficiente  $\Phi_E$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la tabla 6 y en la Figura 3. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \cdot \Phi_{EB} \cdot \Phi_{EC} \quad (7)$$

En donde:

- $\Phi_{EA}$  - El mínimo valor  $\Phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, obtenido de la tabla 6; para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5 ( $\Phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las dos irregularidades).
- $\Phi_{EB}$  - Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura.
- $\Phi_{EC}$  - Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

6.2.3.2 Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de Irregularidades descritos en la tabla 6, en ninguno de sus niveles,  $\Phi_E$  tomará el valor de 1.

6.2.3.3 Adicionalmente, se debe tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor de 1,3 veces la deriva del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, ó 3.

6.2.4 *Periodo de vibración T*: El valor de T será determinado a partir de uno de los métodos descritos a continuación:

6.2.4.1 *Método 1*: Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_1 (h_n)^{0.4} \quad (8)$$

En donde:

- $h_n$  - Altura máxima de la edificación de  $n$  pisos, medida desde la base de la estructura
- $C_1 = 0,09$  para pórticos de acero
- $C_1 = 0,08$  para pórticos espaciales de hormigón armado
- $C_1 = 0,06$  para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras

6.2.4.2 *Método 2*: El periodo fundamental T puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\left( \sum_{i=1}^n w_i h_i^2 \right) / \left( g \sum_{i=1}^n f_i h_i \right)} \quad (9)$$

En donde:

- $f_i$  - Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales, de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional.
- $\delta_i$  - Deflexión elástica del piso  $i$ , calculada utilizando las fuerzas laterales  $f_i$ .

6.2.4.3 El valor de T calculado según el método 2, no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.

(Continúa)

TABLA 5. Coeficientes de configuración en planta.

Tipo	Descripción de las Irregularidades en planta	$\Phi_{st}$
1	<b>Irregularidad torsional</b> Existe Irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	0,9
2	<b>Entrantes excesivos en las esquinas</b> La configuración de una estructura se considera Irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	0,9
3	<b>Discontinuidad en el sistema de piso</b> La configuración de la estructura se considera Irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	0,9
4	<b>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales</b> Una estructura se considera Irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.	0,8
5	<b>Ejes estructurales no paralelos</b> La estructura se considera Irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	0,9
6	<b>Sistema de piso flexible</b> Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural.	-

(Continúa)

TABLA 6. Coeficientes de configuración en elevación

Tipo	Descripción de las Irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda $\Phi E_i$	Sistemas duales o con diagonales $\Phi E_i$
1	<b>Piso blando (irregularidad en rigidez)</b> La estructura se considera Irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1,0
2	<b>Irregularidad en la distribución de las masas</b> La estructura se considera Irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1,0
3	<b>Irregularidad geométrica</b> La estructura se considera Irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1,0
4	<b>Desalineamiento de ejes verticales</b> La estructura se considera Irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	<b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</b> La estructura se considera Irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1,0
6	<b>Columnas cortas</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-

#### 6.2.5 Factor de reducción de resistencia sísmica R.

6.2.5.1 El factor R a utilizarse en el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura de edificación, en cualquiera de las direcciones de cálculo adoptadas, se escogerá de la tabla 7, tomándose el menor de los valores para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la tabla. Para otro tipo de estructuras diferentes a las de edificación, se deberá cumplir con los requisitos establecidos en la sección 7 de este código. El valor de R podrá aplicarse en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sísmo-resistente acordes con la filosofía de diseño del presente código.

(Continúa)

TABLA 7. Coeficientes de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras.*	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

\* Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión.

### 6.3 Distribución vertical de fuerzas laterales.

6.3.1 En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = F_1 + \sum_{i=1}^n f_i \quad (10)$$

$$F_1 = 0,07 TV \quad (11)$$

En donde:

- $F_1$  = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.
- $n$  = Número de pisos de la estructura
- $T$  = El periodo utilizado para el cálculo del cortante basal total  $V$ .

6.3.1.1 Sin embargo,  $F_1$  no necesita exceder el valor de  $0,25 V$ , y puede considerarse nulo cuando  $T$  es menor o igual a  $0,7$  s. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel  $n$ , de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V - F_1)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i} \quad (12)$$

En donde:

- $F_x$  = La fuerza en el nivel  $x$  de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.
- $w_i$  = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$ .

(Continúa)

6.3.1.2 Las acciones y deformaciones en cada elemento estructural deben calcularse como resultado del efecto de las fuerzas  $F_x$  y  $F_y$ , aplicadas en los niveles apropiados de la estructura sobre su base.

#### 6.4 Distribución horizontal del cortante.

6.4.1 El cortante de piso  $V_x$ , en cualquier piso  $x$ , es la suma de las fuerzas  $F_1$  y  $F_x$  sobre ese piso.  $V_x$  debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

6.4.2 La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

6.4.3 En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.

#### 6.5 Momentos torsionales horizontales.

6.5.1 El momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental (asumiendo el centro de masas desplazado, como se describe en el numeral 6.4.2).

6.5.2 Cuando existe irregularidad torsional, como se definió en el numeral correspondiente a irregularidad en planta, los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación  $A_x$ , calculado con la expresión:

$$A_x = \left[ \frac{\delta_{max}}{1,25 \delta_{prom}} \right]^2 \quad (13)$$

En donde:

- $\delta_{prom}$  = Promedio de los desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel  $x$ .
- $\delta_{max}$  = Valor del desplazamiento máximo en el nivel  $x$ .

6.5.2.1 El valor de  $A_x$  no necesita ser mayor que 3,0.

#### 6.6 Volcamiento

6.6.1 Toda estructura debe ser diseñada para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas especificadas en este código. En cualquier nivel, los momentos de volcamiento a ser resistidos deben determinarse utilizando las fuerzas sísmicas ( $F_1$  y  $F_x$ ), las cuales actúan en los niveles sobre el piso considerado. En cualquier nivel, los cambios incrementales de los momentos de volcamiento de diseño deben ser distribuidos hacia los diferentes elementos resistentes. Los efectos de volcamiento en cada elemento deben transmitirse hacia la cimentación.

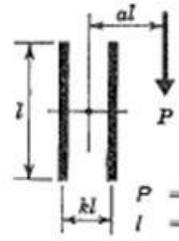
(Continúa)

## **ANEXO 4**

# **CARGAS EXCÉNTRICAS EN GRUPOS DE SOLDADURA**

## ECCENTRIC LOADS ON WELD GROUPS

### TABLE XIX Coefficients C

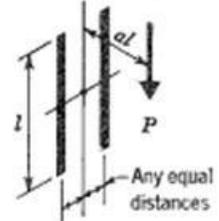


$P$  = Allowable eccentric load in kips  
 $l$  = Length of each weld in in.  
 $D$  = Number of sixteenths of an in. in fillet weld size  
 $C$  = Coefficients tabulated below  
 $C_1$  = Coefficient for electrode used (see Table on p. 4-72).  
 = 1.0 for E70XX electrodes.

Required Minimum  $C = \frac{P}{C_1 D l}$

" "  $D = \frac{P}{C C_1 l}$

" "  $l = \frac{P}{C C_1 D}$



Any equal distances

**SPECIAL CASE\***  
(Load not in plane of weld group)  
Use C-values given in column headed  $k = 0$

a	k																
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	
.06	1.67	1.67	1.68	1.68	1.68	1.69	1.69	1.69	1.69	1.70	1.70	1.70	1.71	1.71	1.71	1.71	
.08	1.64	1.65	1.65	1.65	1.66	1.66	1.66	1.66	1.67	1.67	1.67	1.67	1.68	1.68	1.69	1.69	
.10	1.61	1.61	1.62	1.62	1.62	1.63	1.63	1.63	1.63	1.64	1.64	1.65	1.65	1.66	1.66	1.67	
.15	1.51	1.51	1.52	1.52	1.53	1.53	1.54	1.54	1.55	1.56	1.56	1.57	1.58	1.59	1.60	1.61	
.20	1.39	1.39	1.40	1.41	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46	1.47	1.48	1.50	1.52	1.53	1.54	1.56	
.25	1.26	1.27	1.28	1.30	1.31	1.33	1.35	1.36	1.38	1.39	1.41	1.43	1.45	1.47	1.49	1.50	
.30	1.14	1.15	1.17	1.19	1.21	1.24	1.26	1.28	1.30	1.32	1.33	1.36	1.39	1.41	1.43	1.45	
.40	.939	.951	.976	1.01	1.04	1.07	1.10	1.13	1.16	1.18	1.20	1.24	1.28	1.31	1.33	1.36	
.50	.787	.792	.813	.865	.903	.941	.976	1.01	1.04	1.07	1.09	1.14	1.18	1.21	1.25	1.27	
.60	.673	.679	.701	.734	.795	.834	.872	.907	.940	.970	.998	1.05	1.09	1.13	1.17	1.20	
.70	.585	.592	.615	.647	.708	.748	.787	.823	.857	.888	.918	.971	1.02	1.06	1.10	1.13	
.80	.517	.524	.546	.579	.636	.676	.714	.751	.786	.818	.848	.903	.952	.995	1.03	1.07	
.90	.463	.469	.491	.524	.576	.615	.654	.690	.725	.757	.788	.844	.893	.938	.978	1.02	
1.00	.419	.425	.446	.478	.527	.565	.602	.638	.672	.704	.735	.791	.842	.887	.928	.965	
1.20	.351	.357	.377	.406	.448	.484	.519	.553	.586	.617	.647	.702	.752	.798	.840	.878	
1.40	.302	.307	.326	.352	.390	.423	.455	.488	.519	.548	.577	.631	.680	.725	.766	.805	
1.60	.265	.270	.287	.311	.344	.375	.405	.435	.465	.493	.520	.572	.619	.664	.704	.743	
1.80	.236	.241	.256	.278	.308	.336	.365	.393	.421	.448	.474	.523	.569	.612	.652	.689	
2.00	.213	.217	.231	.251	.279	.305	.331	.358	.384	.410	.434	.481	.526	.567	.606	.642	
2.20	.193	.198	.211	.229	.254	.279	.303	.328	.353	.377	.401	.446	.488	.528	.566	.602	
2.40	.177	.181	.194	.211	.234	.256	.280	.303	.327	.350	.372	.415	.456	.495	.531	.566	
2.60	.164	.168	.179	.195	.216	.237	.259	.282	.304	.326	.347	.388	.428	.465	.500	.534	
2.80	.152	.156	.166	.181	.201	.221	.242	.263	.284	.305	.325	.365	.402	.438	.472	.505	
3.00	.142	.145	.155	.169	.188	.207	.226	.246	.266	.286	.306	.344	.380	.415	.448	.479	

\*Valid only when the connection material between the welds is solid and does not bend in the plane of the welds.

**ECCENTRIC LOADS ON WELD GROUPS**  
**TABLE XXIII Coefficients C**

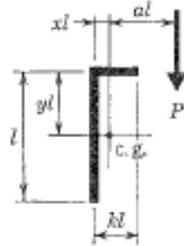
$P$  = Allowable eccentric load in kips  
 $l$  = Length of weld parallel to load  $P$ , in.  
 $D$  = Number of sixteenths of an in. in fillet weld size  
 $C$  = Coefficients tabulated below  
 $C_1$  = Coefficient for electrode used (see Table on p. 4-72)  
 = 1.0 for E70XX electrodes  
 $x$  = Distance from vertical weld to center of gravity of weld group  
 $P = CC_1Dl$

Required Minimum  $C = \frac{P}{C_1Dl}$   
 " "  $D = \frac{P}{CC_1l}$   
 " "  $l = \frac{P}{CC_1D}$

$a$	$k$															
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
.06	.835	.883	1.05	1.22	1.40	1.58	1.76	1.94	2.12	2.30	2.48	2.84	3.21	3.58	3.95	4.32
.08	.820	.895	1.06	1.23	1.41	1.58	1.76	1.94	2.12	2.30	2.48	2.85	3.21	3.58	3.94	4.31
.10	.804	.902	1.07	1.24	1.41	1.59	1.76	1.94	2.12	2.30	2.48	2.83	3.20	3.56	3.92	4.28
.15	.753	.895	1.06	1.22	1.39	1.56	1.73	1.90	2.07	2.24	2.42	2.76	3.11	3.46	3.81	4.16
.20	.693	.865	1.02	1.18	1.34	1.50	1.67	1.83	1.99	2.16	2.32	2.65	2.99	3.32	3.66	4.00
.25	.630	.823	.972	1.12	1.28	1.43	1.59	1.74	1.90	2.06	2.21	2.53	2.85	3.18	3.51	3.84
.30	.570	.750	.917	1.06	1.21	1.35	1.50	1.65	1.80	1.95	2.10	2.41	2.72	3.04	3.36	3.68
.40	.469	.627	.803	.934	1.07	1.20	1.33	1.47	1.61	1.74	1.89	2.17	2.47	2.77	3.08	3.39
.50	.393	.529	.666	.819	.937	1.06	1.18	1.30	1.43	1.56	1.69	1.96	2.24	2.53	2.83	3.13
.60	.336	.453	.574	.721	.829	.939	1.05	1.17	1.28	1.40	1.53	1.78	2.05	2.32	2.61	2.90
.70	.293	.395	.502	.611	.739	.839	.942	1.05	1.16	1.27	1.39	1.63	1.88	2.14	2.41	2.69
.80	.259	.349	.444	.543	.664	.756	.852	.950	1.05	1.16	1.27	1.49	1.73	1.98	2.24	2.51
.90	.232	.312	.398	.488	.602	.687	.775	.867	.962	1.06	1.16	1.38	1.60	1.84	2.09	2.36
1.00	.209	.282	.360	.442	.550	.629	.711	.796	.885	.978	1.07	1.28	1.49	1.72	1.96	2.21
1.20	.176	.236	.302	.372	.445	.536	.608	.683	.762	.844	.929	1.11	1.31	1.52	1.74	1.97
1.40	.151	.203	.260	.320	.384	.466	.530	.597	.667	.741	.818	.985	1.17	1.36	1.56	1.78
1.60	.132	.178	.228	.281	.338	.412	.469	.529	.593	.660	.731	.883	1.05	1.22	1.41	1.61
1.80	.118	.158	.203	.250	.301	.369	.420	.475	.533	.595	.660	.799	.951	1.11	1.29	1.47
2.00	.106	.142	.182	.225	.272	.334	.381	.431	.484	.541	.601	.730	.870	1.02	1.18	1.35
2.20	.097	.129	.166	.205	.247	.305	.348	.394	.444	.496	.552	.671	.802	.942	1.09	1.25
2.40	.089	.119	.152	.188	.227	.280	.320	.363	.409	.458	.510	.621	.743	.874	1.01	1.16
2.60	.082	.110	.140	.174	.210	.259	.297	.337	.380	.425	.474	.578	.692	.815	.946	1.09
2.80	.076	.102	.130	.161	.195	.242	.277	.314	.354	.397	.442	.540	.647	.763	.886	1.02
3.00	.071	.095	.122	.151	.182	.226	.259	.294	.332	.372	.415	.507	.608	.717	.834	.958
$x$	0	.008	.028	.056	.088	.125	.163	.204	.246	.289	.333	.423	.515	.609	.704	.800

## ECCENTRIC LOADS ON WELD GROUPS

### TABLE XXV Coefficients C



- $P$  = Allowable eccentric load in kips  
 $l$  = Length of weld parallel to load  $P$ , in.  
 $D$  = Number of sixteenths of an in. in fillet weld size  
 $C$  = Coefficients tabulated below  
 $C_1$  = Coefficient for electrode used (see Table on p. 4-72)  
 = 1.0 for E70XX electrodes  
 $xl$  = Distance from vertical weld to center of gravity of weld group  
 $yl$  = Distance from vertical weld to center of gravity of weld group  
 $P = CC_1Dl$

$$\text{Required Minimum } C = \frac{P}{C_1 D l}$$

$$\text{'' '' } D = \frac{P}{CC_1 l}$$

$$\text{'' '' } l = \frac{P}{CC_1 D}$$

a	k															
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
.06	.835	.801	.882	.965	1.05	1.14	1.22	1.31	1.40	1.48	1.57	1.75	1.93	2.11	2.29	2.47
.08	.820	.814	.892	.974	1.06	1.14	1.23	1.32	1.40	1.49	1.58	1.74	1.92	2.10	2.28	2.47
.10	.804	.818	.895	.976	1.06	1.14	1.23	1.31	1.40	1.48	1.57	1.73	1.91	2.10	2.26	2.47
.15	.753	.810	.882	.957	1.03	1.11	1.19	1.27	1.34	1.42	1.51	1.67	1.84	2.09	2.28	2.46
.20	.693	.780	.844	.915	.985	1.06	1.13	1.20	1.27	1.35	1.42	1.58	1.74	1.91	2.28	2.46
.25	.630	.714	.795	.862	.926	.990	1.06	1.12	1.19	1.26	1.34	1.49	1.64	1.80	1.97	2.46
.30	.570	.649	.724	.798	.864	.923	.984	1.05	1.11	1.18	1.25	1.39	1.55	1.70	1.87	2.04
.40	.469	.538	.602	.665	.729	.797	.851	.908	.967	1.03	1.09	1.23	1.38	1.53	1.69	1.85
.50	.393	.452	.507	.562	.618	.676	.740	.791	.846	.904	.960	1.09	1.23	1.38	1.53	1.68
.60	.336	.387	.435	.483	.532	.584	.640	.697	.747	.801	.858	.981	1.11	1.25	1.40	1.55
.70	.293	.337	.379	.421	.465	.512	.563	.620	.667	.718	.771	.887	1.01	1.15	1.29	1.43
.80	.259	.297	.335	.373	.413	.455	.501	.558	.602	.649	.699	.808	.926	1.05	1.19	1.33
.90	.232	.266	.300	.334	.370	.409	.452	.496	.547	.591	.638	.741	.853	.975	1.10	1.24
1.00	.209	.240	.271	.303	.335	.371	.410	.453	.501	.542	.586	.683	.790	.906	1.03	1.16
1.20	.176	.201	.227	.254	.282	.313	.347	.384	.428	.464	.504	.591	.688	.793	.905	1.02
1.40	.151	.173	.196	.219	.243	.270	.300	.333	.373	.406	.441	.520	.607	.703	.806	.915
1.60	.132	.152	.172	.192	.213	.237	.264	.294	.330	.360	.392	.464	.543	.630	.725	.825
1.80	.118	.135	.153	.171	.190	.212	.236	.263	.296	.324	.353	.418	.491	.571	.658	.751
2.00	.106	.122	.138	.154	.172	.191	.213	.238	.269	.294	.321	.380	.447	.521	.602	.688
2.20	.097	.111	.125	.140	.156	.174	.194	.217	.242	.269	.294	.349	.411	.480	.554	.635
2.40	.089	.101	.115	.128	.143	.160	.179	.200	.223	.248	.271	.322	.380	.444	.513	.589
2.60	.082	.094	.106	.119	.132	.148	.165	.185	.207	.230	.251	.299	.353	.413	.478	.548
2.80	.076	.087	.098	.110	.123	.137	.154	.172	.192	.214	.234	.279	.330	.386	.447	.513
3.00	.071	.081	.092	.103	.115	.128	.144	.161	.180	.200	.219	.262	.309	.362	.420	.482
x	0	.004	.016	.034	.057	.083	.112	.144	.177	.213	.250	.327	.408	.492	.578	.666
y	.500	.454	.416	.384	.357	.333	.312	.294	.277	.263	.250	.227	.208	.192	.178	.166

## **ANEXO 5**

### **ESTUDIO DE ALTERNATIVAS: TIPO DE MATERIAL PARA LA ESTRUCTURA DE LA VIVIENDA**

## **A.5 Toma de decisión para el tipo de material de la estructura**

### **A.5.1 Estructuración del problema multicriterio**

#### **A.5.1.1 Definición del problema multicriterio**

A través de este análisis, se definirá el tipo material a utilizar para la estructura de la vivienda.

#### **A.5.1.2 Indicación de alternativas analizando el tipo de material de la estructura**

El aluminio se ha descartado como alternativa dentro de este análisis, debido a que no existen perfiles estructurales que soporten las cargas a las que va a ser sometido la estructura, existiendo elementos solo para estructuras tipo membrana y fachadas ligeras que no es el caso de este proyecto y para soportar pesos relativamente pequeños (máquinas, transportadores, entre otros).

##### **a) Alternativa 1. Vigas y columnas de hormigón armado.**

Las vigas y columnas de este tipo de estructuras están constituidas por el resultado de la mezcla de uno o varios conglomerantes que entre los más utilizados está el cemento, unidos a su vez con arena, grava (ripio), agua, aditivos si es el caso y barrillas o mallas de hierro corrugado, que en conjunto y una vez fraguado y endurecido forman un material muy resistente a la compresión, tracción y sobre todo brinda la posibilidad de ejecutar estructuras útiles dentro de la construcción de viviendas.

- **Ventajas de la alternativa 1.**

- Formado por elementos sólidamente unidos entre sí, sin divisiones y partes que la convierten en estructuras de carácter monolítico y continuo.
- Es moldeable debido a que toma cualquier forma de acuerdo al molde utilizado.

- Seguridad contra incendios ya que es mal conductor del calor y por lo tanto el fuego no afecta peligrosamente.
- La conservación de la estructura no exige un gasto elevado.
- Se puede decir que el hormigón armado es relativamente económico debido a sus materiales utilizados.
- Buena resistencia mecánica, pudiendo dosificarse de acuerdo a la resistencia que se necesite.
- Puesta en obra relativamente simple, llevado a cabo por operarios no muy especializados.

- **Desventajas de la alternativa 1.**

- Tiempo largo de fraguado y endurecimiento de la mezcla.
- Utilización de materiales para encofrado cuyo costo puede ser importante dentro del total de la obra.
- Excesivo peso y volumen, pesa entre 5 y 9 veces más que una de acero y ocupa un mayor volumen, además en las zonas traccionadas, pasa a ser peso muerto, ya que ese esfuerzo lo recibe el acero.
- Retracción del hormigón con el consiguiente peligro de aparición de fisuras.
- Dependencia del clima para su ejecución.
- Prefabricación limitada, sobre todo por las uniones.
- Difícil control de calidad.
- Materiales no recuperables.

**b) Alternativa 2. Vigas y columnas de acero (estructura metálica).**

Las vigas y columnas de este tipo de estructuras están constituidas netamente de acero estructural y forma parte de un sistema de construcción que ha ganado terreno en muchos países, cuya utilización crece en función de la industrialización que alcanza dichas regiones. Además que estas estructuras poseen una gran capacidad resistente por el empleo de acero.

Estos elementos cumplen con los mismos condicionantes que las estructuras de hormigón, es decir, que deben estar calculadas para resistir cargas verticales y horizontales.

- **Ventajas de la alternativa 2.**

- Secciones menores de los miembros resistentes, en consecuencia permite optimizar espacio.
- Tiempo de ejecución relativamente rápido de la obra por su rapidez en el montaje.
- Son más livianas es decir menos peso propio de la estructura.
- Menor número de apoyos.
- Mayor homogeneidad del material.
- Aviso previo con grandes deformaciones (material dúctil) antes de ocasionarse el fallo.
- Propiedades mecánicas casi invariables con el tiempo a excepción de las deformaciones térmicas.
- Relativa facilidad de modificación de una estructura ya construida.
- Se puede volver a utilizar el acero de una estructura derribada.
- Fácil control de calidad por simple observación visual.

- **Desventajas de la alternativa 2.**

- Corrosión de los elementos que conforman la estructura.
- Mayor costo de los materiales que conforman la estructura.
- Incremento de puntos de falla por soldadura.
- Genera mayor problema a nivel estructural en caso de incendios.
- La conservación de la estructura exige un gasto moderado.

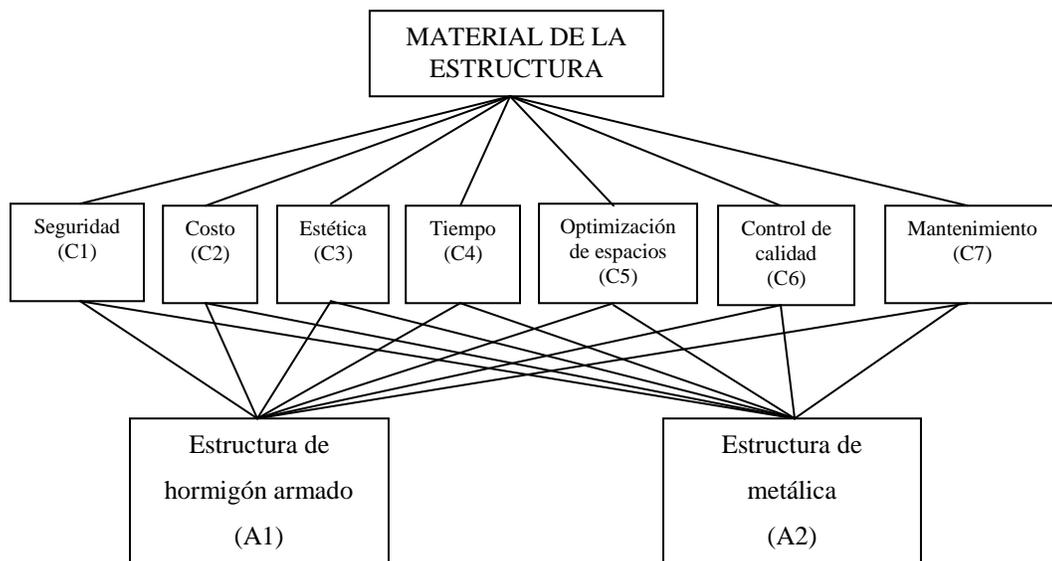
### A.5.1.3 Determinación de criterios.

- a) Criterio 1 (C1): Seguridad.
- b) Criterio 2 (C2): Costo.
- c) Criterio 3 (C3): Estética.
- d) Criterio 4 (C4): Tiempo.
- e) Criterio 5 (C5): Optimización de espacios.
- f) Criterio 6 (C6): Control de calidad.
- g) Criterio 7 (C7): Mantenimiento.

### A.5.2 Análisis del problema multicriterio

Se realiza mediante el proceso de análisis jerárquico AHP.

#### a) Jerarquización general del problema multicriterio



**b) Comparación en pares de los criterios en análisis.**

Matriz de comparación de pares de criterios

CRITERIOS	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
<b>C1</b>	1	1	3	1	5	2	5
<b>C2</b>	1	1	3	1	5	2	5
<b>C3</b>	1/3	1/3	1	1/3	2	½	1/3
<b>C4</b>	1	1	3	1	5	2	3
<b>C5</b>	1/5	1/5	½	1/5	1	½	1
<b>C6</b>	½	½	2	½	2	1	2
<b>C7</b>	1/5	1/5	3	1/3	1	½	1
<b>TOTAL</b>	4,23	4,23	15,50	4,37	21,00	8,50	17,33

**c) Priorización local de los criterios en análisis.**

Matriz de prioridades y vector de prioridades de los criterios

CRITERIOS	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	VPC
<b>C1</b>	0,24	0,24	0,19	0,23	0,24	0,24	0,29	<b>0,24</b>
<b>C2</b>	0,24	0,24	0,19	0,23	0,24	0,24	0,29	<b>0,24</b>
<b>C3</b>	0,08	0,08	0,06	0,08	0,10	0,06	0,02	<b>0,07</b>
<b>C4</b>	0,24	0,24	0,19	0,23	0,24	0,24	0,17	<b>0,22</b>
<b>C5</b>	0,05	0,05	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	<b>0,05</b>
<b>C6</b>	0,12	0,12	0,13	0,11	0,10	0,12	0,12	<b>0,12</b>
<b>C7</b>	0,05	0,05	0,19	0,08	0,05	0,06	0,06	<b>0,08</b>
<b>TOTAL</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	

$$RC = 0.03678 \leq 0.10$$

Los criterios de seguridad (C1) y costo (C2) para el análisis de alternativas del tipo de material de la estructura son los preponderantes, seguidos por el tiempo (C4), control de calidad (C6), mantenimiento (C7), estética (C3) y optimización de espacios (C5).

**d) Priorización global para las alternativas.**

Matriz de prioridades global

<b>ALTERNATIVAS</b>	<b>VPA</b>						
	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>	<b>C4</b>	<b>C5</b>	<b>C6</b>	<b>C7</b>
<b>A1</b>	0,75	0,33	0,50	0,17	0,33	0,25	0,86
<b>A2</b>	0,25	0,67	0,50	0,83	0,67	0,75	0,14

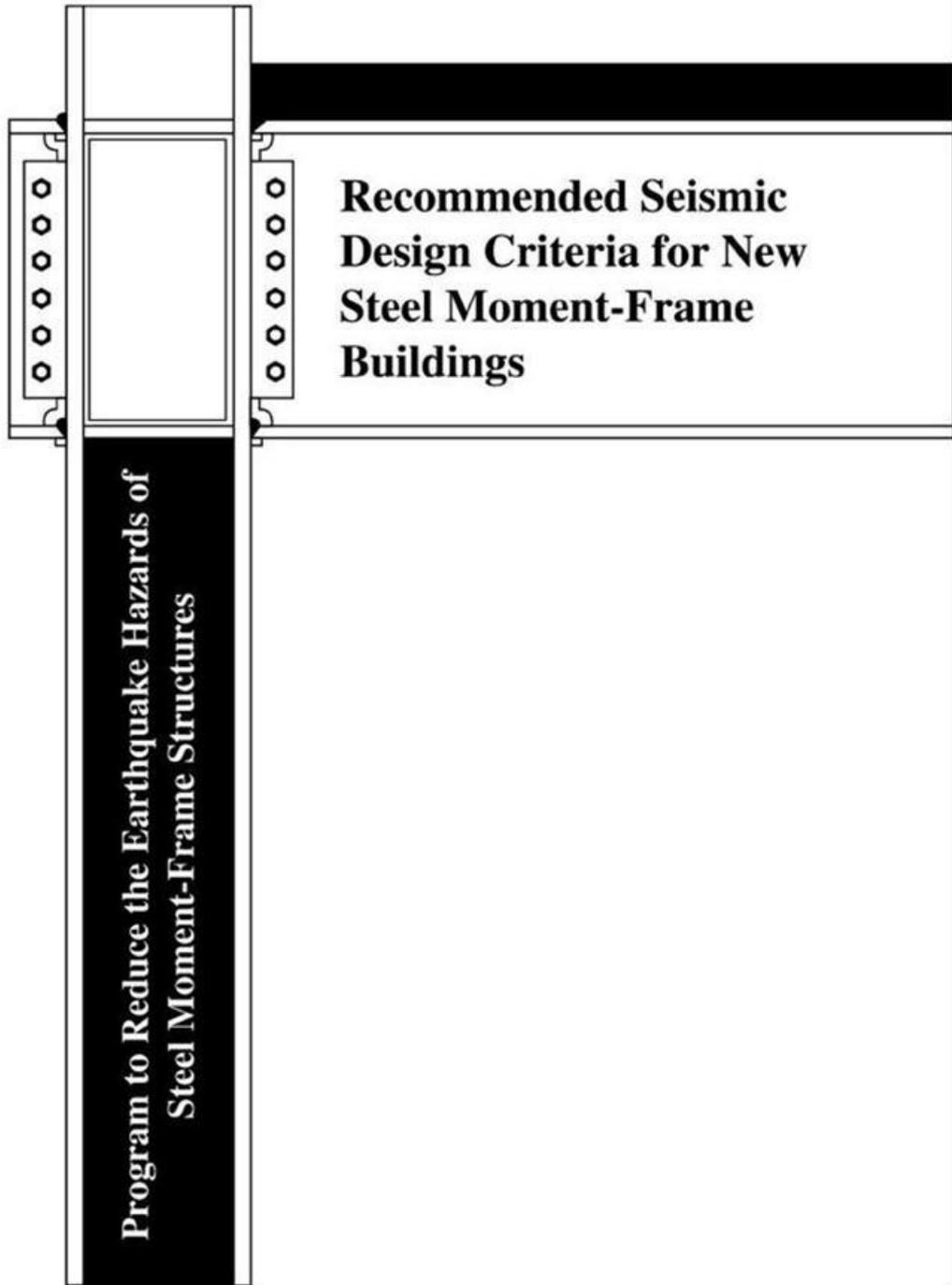
A la matriz de prioridades global se multiplica matricialmente por el vector de prioridades de los criterios (VPC) calculado en el ítem 2.2.2.3. y da como resultado la prioridad global respecto a la meta global o vector de prioridad global (VPG)

<b>VPG</b>	
<b>A1</b>	0,446
<b>A2</b>	0,564

De acuerdo con los resultados obtenidos bajo la aplicación del AHP, A2 (Vigas y columnas de acero) es la mejor alternativa de construcción para la vivienda con una prioridad del 56.4%.

## **ANEXO 6**

# **CONEXIONES RÍGIDAS PRECALIFICADAS (FEMA 350)**



*and in the specific laboratory test reports referenced therein. Design procedures are given in FEMA-351 for some of these connections for use in upgrading existing buildings.*

*Prequalified connections are also recommended for use without further testing in structures having dual systems, as defined in FEMA-302, provided that attachment of bracing to the connection does not inhibit or alter the yield mechanism for the assembly.*

### 3.4.1 Load Combinations and Resistance Factors

Design procedures for prequalified connection upgrades contained in Sections 3.5, 3.6 and 3.7 of this document are formatted on an expected strength basis, as opposed to either a Load and Resistance Factor Design basis or Allowable Stress Design basis. Loading used in these design formulations is generally calculated on the basis of the stresses induced in the assembly at anticipated yielding of the beam-column connection assembly. Where these design procedures require that earthquake loading be applied simultaneously with dead and live loading, the applicable load combinations of the 1997 *AISC Seismic Provisions* apply. Resistance factors should not be applied except as specifically required by the individual design procedure.

### 3.5 Prequalified Welded Fully Restrained Connections

This section provides prequalification data and design procedures for alternative types of welded, fully restrained, steel moment-frame connections, suitable for use in new construction. Table 3-1 indicates the various types of prequalified fully restrained connections, and the structural systems for which they are prequalified. Additional prequalification data on these connections are provided in the following sections.

**Table 3-1 - Prequalified Welded Fully Restrained Connections**

Connection Type	Criteria Section	Frame Type
Welded Unreinforced Flanges – Bolted Web (WUF-B)	3.5.1	OMF
Welded Unreinforced Flanges – Welded Web (WUF-W)	3.5.2	OMF, SMF
Free Flange (FF)	3.5.3	OMF, SMF
Reduced Beam Section (RBS)	3.5.4	OMF, SMF
Welded Flange Plate (WFP)	3.5.5	OMF, SMF

*Commentary: FEMA-355D, State of the Art Report on Connection Performance, provides extensive information on the testing and performance of these connections, as well as others, that is not repeated in this document. The data presented in FEMA-355D have been prepared in support of the development of prequalification performance data, design procedures and limitations on design parameters for these connections. The design recommendations contained in FEMA-355D will not in all cases be identical to those contained herein. In some*

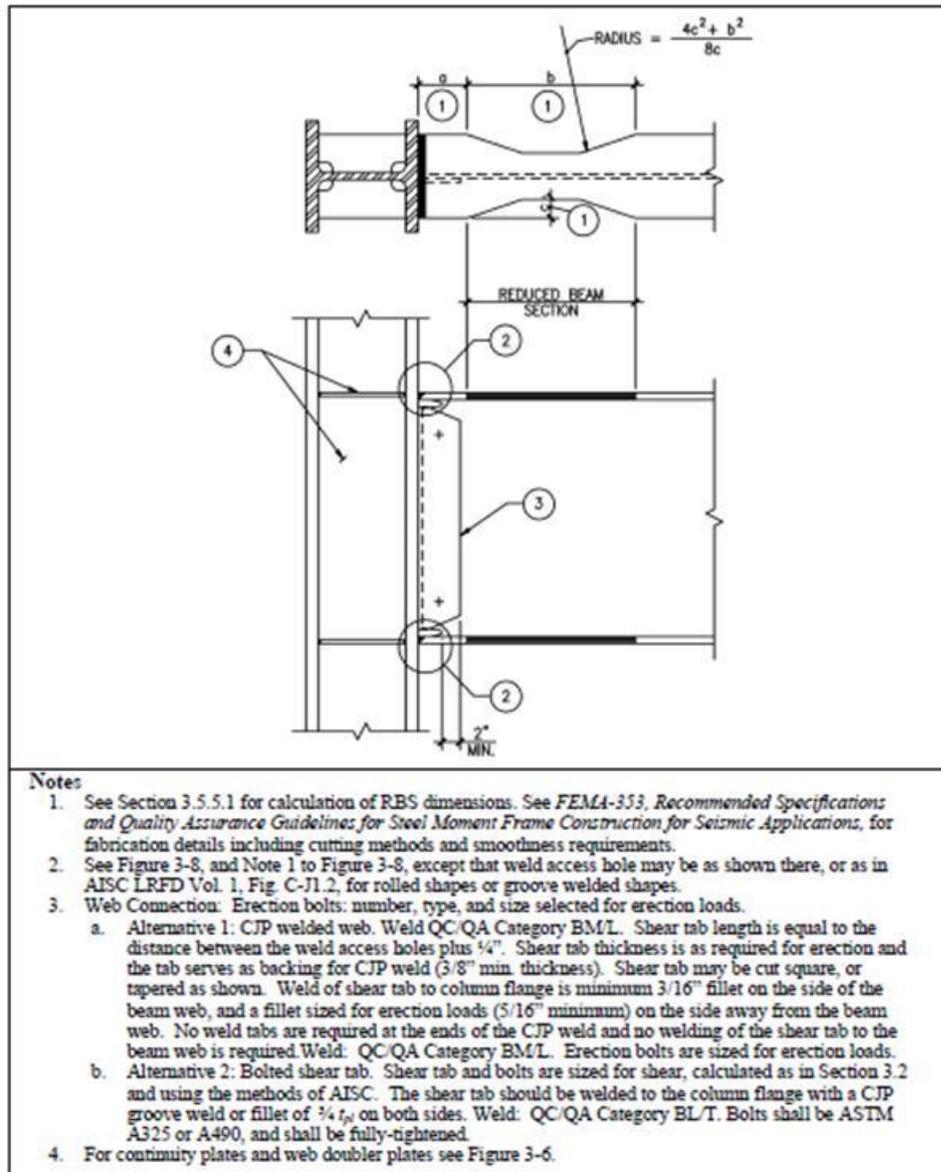


Figure 3-12 Reduced Beam Section (RBS) Connection

## **ANEXO 7**

# **RESULTADOS DE MIEMBROS CRITICOS OBTENIDOS DEL PROGRAMA SAP 2000**

**AISC-ASD89 STEEL SECTION CHECK**

Combo : DSTL2  
 Units : Kgf, m, C

Frame : 236                      Design Sect: VIGA400  
 X Mid : 0,967                  Design Type: Beam  
 Y Mid : 4,500                  Frame Type : Moment Resisting Frame  
 Z Mid : 3,000                  Sect Class : Compact  
 Length : 1,933                Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
 Loc : 0,000                    RLLF : 1,000

Area : 0,003                    SMajor : 3,768E-04              rMajor : 0,159                  AVMajor: 0,002  
 IMajor : 7,536E-05            SMinor : 2,883E-05              rMinor : 0,024                  AVMinor: 0,001  
 IMinor : 1,730E-06            ZMajor : 4,342E-04              E : 20389019158  
 Ixy : 0,000                    ZMinor : 4,475E-05              Fy : 25310506,541

**STRESS CHECK FORCES & MOMENTS**

Location	P	M33	M22	V2	V3	T
0,000	395,032	-6542,991	-13,123	-4575,486	-7,363	-2,310E-04

**PMM DEMAND/CAPACITY RATIO**

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(H2-1)	0,993	= 0,009	+ 0,960	+ 0,024	1,000	OK

**AXIAL FORCE DESIGN**

	P Force	fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable
Axial	395,032	132029,376	10764506,09	15186303,92

**MOMENT DESIGN**

	M Moment	fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cm Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	-6542,991	17364710,06	18086303,00	78608717,9	1,000	1,000	3,000	2,140
Minor Moment	-13,123	455120,971	18982879,91	16241941,07	1,000	1,000	1,000	

**SHEAR DESIGN**

	V Force	fv Stress	Fv Allowable	Stress Ratio	Status Check	T Torsion
Major Shear	4575,486	2859678,714	6213135,078	0,460	OK	0,000
Minor Shear	7,363	6135,558	10124202,62	0,001	OK	0,000

**AISC-ASD89 STEEL SECTION CHECK**

Combo : DSTL2  
 Units : Kgf, m, C

Frame : 153                      Design Sect: VIGA300  
 X Mid : 3,867                  Design Type: Beam  
 Y Mid : 3,250                  Frame Type : Moment Resisting Frame  
 Z Mid : 3,000                  Sect Class : Compact  
 Length : 2,500                Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
 Loc : 0,000                    RLLF : 1,000

Area : 0,002                    SMajor : 2,260E-04                    rMajor : 0,120                    AVMajor: 0,001  
 IMajor : 3,390E-05              SMinor : 2,003E-05                    rMinor : 0,021                    AVMinor: 0,001  
 IMinor : 1,002E-06              ZMajor : 2,593E-04                    E : 20389019158  
 Ixy : 0,000                      ZMinor : 3,115E-05                    Fy : 25310506,541

**STRESS CHECK FORCES & MOMENTS**

Location	P	M33	M22	V2	V3	T
0,000	3,377	2349,606	0,858	-220,060	0,343	-0,026

**PMR DEMAND/CAPACITY RATIO**

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(BENDING)	0,772	= 0,000	+ 0,770	+ 0,002	1,000	OK

**AXIAL FORCE DESIGN**

	P Force	fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable
Axial	3,377	1435,876	7112932,787	15186303,92

**MOMENT DESIGN**

	M Moment	fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cm Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	2349,606	10397398,42	13506332,72	242099406,9	1,000	1,000	1,000	1,750
Minor Moment	0,858	42820,317	18982879,91	7153172,844	1,000	1,000	1,000	

**SHEAR DESIGN**

	V Force	fv Stress	Fv Allowable	Stress Ratio	Status Check	T Torsion
Major Shear	220,060	183383,414	8901095,830	0,021	OK	0,000
Minor Shear	0,343	343,089	10124202,62	3,389E-05	OK	0,000

**AISC-ASD89 STEEL SECTION CHECK**

Combo : DSTL2  
 Units : Kgf, m, C

Frame : 11                      Design Sect: COLUMNA6  
 X Mid : 5,800                  Design Type: Column  
 Y Mid : 0,000                  Frame Type : Moment Resisting Frame  
 Z Mid : 1,500                  Sect Class : Compact  
 Length : 3,000                Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
 Loc : 0,000                    RLLF : 1,000

Area : 0,005                    SMajor : 2,923E-04                rMajor : 0,079                    AVMajor: 0,002  
 IMajor : 2,923E-05            SMinor : 2,923E-04                rMinor : 0,079                    AVMinor: 0,002  
 IMinor : 2,923E-05            ZMajor : 3,388E-04                E : 20389019158  
 Ixy : 0,000                    ZMinor : 3,388E-04                Fy : 25310506,541

**STRESS CHECK FORCES & MOMENTS**

Location	P	M33	M22	V2	V3	T
0,000	-18176,659	-2553,502	-62,984	-1477,105	-90,570	-17,247

**PMM DEMAND/CAPACITY RATIO**

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(H1-1)	0,798	= 0,304	+ 0,482	+ 0,012	1,000	OK

**AXIAL FORCE DESIGN**

	P Force	fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable
Axial	-18176,659	3903921,538	12854009,61	15186303,92

**MOMENT DESIGN**

	M Moment	fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cm Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	-2553,502	8734857,633	16704934,32	50396438,9	0,850	1,206	1,000	2,300
Minor Moment	-62,984	215452,568	16704934,32	40734073,2	0,850	1,341	1,000	

**SHEAR DESIGN**

	V Force	fv Stress	Fv Allowable	Stress Ratio	Status Check	T Torsion
Major Shear	1477,105	615460,571	10124202,62	0,061	OK	0,000
Minor Shear	90,570	37737,627	10124202,62	0,004	OK	0,000

**ANEXO 8**

**PLANOS**

**ANEXO 9**

**COTIZACIÓN**



**JML  
CONSTRUCCIONES  
ELECTROMECHANICAS**

D.M. de Quito

15 de Marzo del 2009

Señores:

**Julio Cesar Tapia / Stalin Bonilla**  
Ciudad.-

Agradecemos vuestra solicitud de cotización para la fabricación e instalación de Estructura Metálica del edificio de su propiedad; me permito remitir la misma.

Se fabricará en acero estructural ASTM A-36 de primera calidad conforme a requerimientos de normas locales sujeto a verificación por parte de su empresa en nuestras instalaciones.

#### ESPECIFICACIONES GENERALES

- La fabricación de perfiles de alma llena, soldados en proceso MIG y recubrimiento con pintura anticorrosiva, los precios incluyen transporte y entrega de perfiles en obra.
- Las placas base serán construidos en acero estructural ASTM A-36.
- El costo por mano de obra para fabricación de estructura incluye fungibles, gases, y soldadura
- Montaje de estructura utilizando perfiles construidos.

#### PRECIOS

<b>Total de Kg:</b>	<b>14220.80 Kg</b>
<b>Costo unitario:</b>	<b>2.20 USD/Kg.</b>
<b>Costo Total:</b>	<b>31285.76 USD</b>



**JML  
CONSTRUCCIONES  
ELECTROMECHANICAS**

### **CONDICIONES TRABAJO**

50% anticipo por el total de kilos a ser fabricados y 50% contra entrega.

Pago con cheque a la vista.

El valor por kilogramo de no toma en cuenta el valor de trabajos de obra civil ni trabajos no contemplados dentro del contrato.

No consideramos valor por instalación del DECK o KUBILOSA.

En espera de vuestros comentarios y seguros de poder aclarar sus inquietudes y llegar a un acuerdo de beneficio para las partes me despido.

Muy respetuosamente,

**Ing. Samuel Padilla Pereira**  
**Dpto. Proyectos / Supervisión de Proyectos**

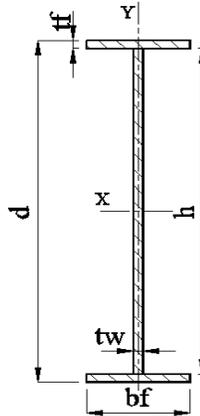
## **ANEXO 10**

# **PROTOCOLO DE PRUEBAS**

## PROTOCOLO DE PRUEBAS

CONTROL DIMENSIONAL	
<b>ELEMENTO</b>	Viga principal VP1
<b>CODIGO DE PLANO</b>	222.227.01.01

**ESQUEMA:**



ÍTEM	DIM.	INSTRUMENTO	TOL. (mm)	MEDIDA PLANO (mm)	MEDIDA REAL (mm)	PASA	NO PASA
1	Longitud L	Flexómetro	+/-5	5574			
2	d	Flexómetro	+/-5	412			
3	h	Flexómetro	+/-5	400			
4	b <sub>f</sub>	Flexómetro	+/-5	120			
5	t <sub>f</sub>	Calibrador	+/-0.1	6			
6	t <sub>w</sub>	Calibrador	+0.1	4			

**OBSERVACIONES:**

---

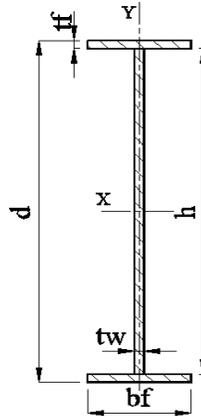


---

## PROTOCOLO DE PRUEBAS

CONTROL DIMENSIONAL	
<b>ELEMENTO</b>	Viga secundaria VS10
<b>CODIGO DE PLANO</b>	222.227.01.26

**ESQUEMA:**



ÍTEM	DIM.	INSTRUMENTO	TOL. (mm)	MEDIDA PLANO (mm)	MEDIDA REAL (mm)	PASA	NO PASA
1	Longitud L	Flexómetro	+/-5	4470			
2	d	Flexómetro	+/-5	312			
3	h	Flexómetro	+/-5	300			
4	b <sub>f</sub>	Flexómetro	+/-5	100			
5	t <sub>f</sub>	Calibrador	+/-0.1	6			
6	t <sub>w</sub>	Calibrador	+0.1	4			

**OBSERVACIONES:**

---

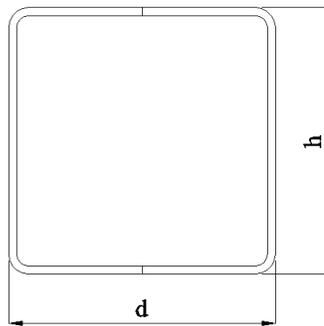


---

## PROTOCOLO DE PRUEBAS

CONTROL DIMENSIONAL	
ELEMENTO	Columna C1
CODIGO DE PLANO	222.227.01.30

ESQUEMA:



ÍTEM	DIM.	INSTRUMENTO	TOL. (mm)	MEDIDA PLANO (mm)	MEDIDA REAL (mm)	PASA	NO PASA
1	Longitud L	Flexómetro	+/-5	6000			
2	d	Flexómetro	+/-5	200			
3	h	Flexómetro	+/-5	200			

OBSERVACIONES:

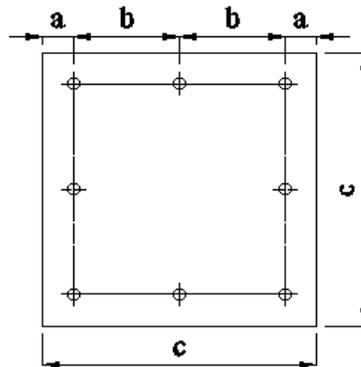
---

---

## PROTOCOLO DE PRUEBAS

CONTROL DIMENSIONAL	
<b>ELEMENTO</b>	Placa base PL1
<b>CODIGO DE PLANO</b>	222.227.01.33

**ESQUEMA:**



ÍTEM	DIM.	INSTRUMENTO	TOL. (mm)	MEDIDA PLANO (mm)	MEDIDA REAL (mm)	PASA	NO PASA
1	a	Flexómetro	+/-5	42			
2	b	Flexómetro	+/-5	133			
3	c	Flexómetro	+/-5	350			

**OBSERVACIONES:**

---



---

## PROTOCOLO DE PRUEBAS

<b>CONTROL GENERAL DE ENSAMBLE</b>								
<b>PLANO</b>		222.227.01.00						
<b>DESCRIPCIÓN</b>		Comprobación de paralelismo y perpendicularidad de la estructura metálica						
<b>ÍTEM</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>INSTRUMENTO</b>	<b>TOL.</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>MEDIDA PLANO</b>	<b>MEDIDA REAL</b>	<b>PASA</b>	<b>NO PASA</b>
1	Ejes entre las columnas	Flexómetro y escuadra	+/-8	mm				
2	Verticalidad entre patines de una viga	Nivel	N/A	N/A	N/A	N/A		
3	Verticalidad de las columnas	Plomada, nivel y calibrador	+/-8	mm	0			
4	Cotas de elevación entre plantas de la estructura	Flexómetro y manguera	+/-8	mm	3000			
5	Diagonales entre columnas	Flexómetro	+/-8	mm	N/A	N/A		

**OBSERVACIONES:**

---



---

## PROTOCOLO DE PRUEBAS

CONTROL DE APARIENCIA					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	OBSERVACION	TOL.	PASA	NO PASA
1	Uniformidad de soldaduras GMAW	Control visual	N/A		
2	Uniformidad de soldaduras con electrodo E7018	Control visual	N/A		
3	Uniformidad de soldaduras con electrodo E6013	Control visual	N/A		
4	Superficies sin rebabas	Control visual	N/A		
5	Pintura de los elementos	Control visual	N/A		

### OBSERVACIONES:

---

---