

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

**“DISEÑO DE UNA CASA SISMO RESISTENTE DE DOS NIVELES
EN ESTRUCTURA METÁLICA”**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO MECÁNICO**

CARLOS HERNÁN TUPIZA MORALES
(thekalitros@gmail.com)

DIRECTOR: ING. CARLOS BALDEÓN VALENCIA MDI
(carlos.baldeon@epn.edu.ec)

Quito, Octubre 2011

DECLARACIÓN

Yo, Carlos Hernán Tupiza Morales, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

CARLOS H. TUPIZA M.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Carlos Hernán Tupiza Morales.

ING. CARLOS BALDEÓN
DIRECTOR DEL PROYECTO

ING. JORGE ESCOBAR
COLABORADOR DEL PROYECTO

ING. TITO VELASTEGUI
COLABORADOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Agradezco

A Dios por haberme dado la oportunidad de ser paciente y constante en el desarrollo de esta tesis, por el valor y la energía suficiente para no decaer en los momentos difíciles y poder culminar los objetivos hasta ahora planteados.

A mis padres Carlos y Mariana por la confianza depositada en mi, ya que ellos fueron testigos de mi formación como persona y como profesional con su amor, su respeto, su dedicación y esfuerzo de toda su vida.

A mis hermanos David y Tatiana por su compañía, comprensión y su afecto ya que esos pequeños detalles justifican su participación en la culminación de este proyecto de titulación.

A mis Tíos, Tías y Abuelitos por las demostraciones de afecto que nunca faltaron, a ellos gracias por haber estado conmigo en los momentos buenos y malos, gracias a sus consejos y palabras de aliento que impidieron que mi vida tome otro camino.

A todos ellos gracias por haber colaborado con sus principios para llegar a ser una excelente persona.

Carlos.

DEDICATORIA

A mi madre Mariana, por su fortaleza, por su incansable animo y dedicación ya que estos últimos años ha demostrado ser una persona totalmente capaz para levantar una familia y por mantener la calma en los momentos difíciles, por todo lo que ella ha hecho vale mas que conseguir cualquier titulo en la vida y por esa razón se merece mi respeto y mi admiración.

A mi padre Carlos, por ser una excelente persona, por su don de gentes, por la habilidad que solo él tiene para resolver cualquier inconveniente, por su capacidad intelectual que lo ha llevado a ganarse el respeto tanto de su familia como de sus amigos.

A mi Sobrina Fabiana Pollet, por llegar en el momento preciso a la familia, por darnos la oportunidad de ser felices, por contagiarnos de su alegría y su energía incontrolable, por ser mi compañera de tesis ya que ella estuvo en los momentos de soledad, de apremio y de preocupación ya que solo con tenerle a mi lado me permitía reflexionar y mantener la calma.

Dedicado a la memoria de mi abuelito Manuel Tupiza, ya que a pesar de su edad dio muestra de tener aun muchas ganas de vivir. Las personas que crecimos a su lado fuimos testigos de sus inalcanzables ganas de trabajar y de velar por los suyos. Siempre quedara en el recuerdo sus consejos y sus palabras de animo, esas palabras que el siempre me decía “hijo, estudia no decaigas”

Carlos.

CONTENIDO

RESUMEN.....	XXIX
PRESENTACIÓN	XXX
CAPÍTULO 1	1
FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL	1
1.3 TIPOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO.....	3
1.4 ESTRUCTURAS RETICULARES	4
1.4.1 MARCO RÍGIDO	5
1.4.1.1 TIPOS MARCO RÍGIDO	5
1.5 TIPOS DE SISTEMAS DE PISOS	6
1.5.1 LOZAS DE CONCRETO TRABAJANDO EN COLABORACIÓN CON VIGAS DE ACERO	7
1.5.2 TIPOS CONECTORES DE CORTANTE.....	8
1.6 PERFILES DE ACERO.....	9
1.6.1 SECCIONES ARMADAS	10
1.7 MIEMBROS ESTRUCTURALES	10
1.8 CONEXIONES EN EDIFICACIONES	11
1.8.1 SELECCIÓN DEL TIPO DE CONEXIÓN	11
1.8.2 TIPOS DE CONEXIONES.....	12
1.8.2.1 CONEXIÓN SIMPLE	13
1.8.2.2 CONEXIÓN SEMIRRÍGIDA	14
1.8.2.3 CONEXIÓN RÍGIDA.....	15

1.8.3 EMPALMES DE COLUMNAS	16
1.9 ACERO ESTRUCTURAL.....	17
1.9.1 VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.....	18
1.9.2 PROPIEDADES DIVERSAS	18
1.9.3 DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL ..	19
1.9.4 RELACIÓN ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	19
1.9.5 ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACIÓN.....	21
1.10 CORROSIÓN.....	22
1.10.1 TIPOS DE CORROSIÓN	22
1.11 ESPECIFICACIONES Y CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN	23
1.12 DEFINICIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO ELÁSTICO Y PLÁSTICO	24
1.12.1 MÉTODO ELÁSTICO.....	24
1.12.2 MÉTODO PLÁSTICO.....	24
1.12.3 DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)...	24
1.12.3.1 FACTORES DE RESISTENCIA.....	26
1.12.3.2 FACTORES DE CARGA.....	26
1.12.3.3 VENTAJAS DEL MÉTODO LRFD.....	27
1.13 CARGAS.....	27
1.13.1 DESIGNACIÓN DE CARGAS	28
1.13.2 CARGA MUERTA (D)	28
1.13.3 CARGAS VIVAS (L)	28
1.13.4 CARGA VIVA DE VIENTO (W)	29
1.13.5 CARGA VIVA DE SISMO (S).....	29
1.14 MÉTODO: DESARROLLO DE LA FUNCIÓN DE CALIDAD.....	30
1.14.1 LAS 4 FASES.....	30

1.14.2 LA CASA DE LA CALIDAD	31
1.14.3 BENEFICIOS DEL QFD	32
CAPITULO 2	33
ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS, DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS FUNCIONALES	33
2.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	33
2.2 COMPETENCIA Y AVALÚOS	33
2.2.1 AVALUOS	33
2.2.2 COMPETENCIA.....	34
2.3 PLANIFICACIÓN	35
2.3.1 REQUERIMIENTOS DEL USUARIO	35
2.3.2 REQUERIMIENTOS DEL DISEÑADOR	36
2.3.3 DEMANDAS.....	36
2.3.3.1 DEMANDAS BÁSICAS (B).....	37
2.3.3.2 DEMANDAS UNIDIMENSIONALES (O)	37
2.3.3.3 DEMANDAS ESTIMULANTES (E).....	37
2.3.4 ANÁLISIS DE LA COMPETENCIA.....	37
2.3.5 INCIDENCIAS CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS.....	38
2.3.6 COMPROMISOS.....	39
2.4 DESARROLLO DEL PROYECTO	39
2.4.1 ESPECIFICACIÓN DEL PROYECTO	40
2.5 DEFINICIÓN DEL PROYECTO	41
2.6 EVALUACIÓN DE SOLUCIONES	42
2.6.1 ALTERNATIVAS	42
2.6.2 CRITERIOS.....	44
2.6.3 EVALUACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DE CADA CRITERIO.....	44

2.6.4	EVALUACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL CRITERIO PRECIO....	44
2.6.5	EVALUACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL CRITERIO FIABILIDAD	45
2.6.6	EVALUACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL CRITERIO TIEMPO ...	45
2.6.7	EVALUACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL CRITERIO AMPLITUD DE APLICACIÓN.....	45
2.6.8	TABLA DE CONCLUSIONES	46
2.7	DATOS DE INICIO.....	46
CAPITULO 3	47
DISEÑO ESTRUCTURAL	47
3.1	ESTRUCTURACIÓN	47
3.1.1	GEOMETRÍA GENERAL DE DISEÑO	47
3.1.2	CARGAS ACTUANTES	48
3.1.2.1	CARGA MUERTA	49
3.1.2.2	CARGA VIVA	49
3.1.2.3	CARGA DE VIENTO	51
3.1.2.4	CARGA DE SISMO	52
3.2	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	54
3.2.1	SIMULACIÓN Y ASIGNACIÓN DE CARGAS	54
3.3	DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.....	68
3.3.1	ANÁLISIS DE MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE A COMPRESIÓN.....	68
3.3.1.2	LONGITUD EFECTIVA DE UNA COLUMNA.....	70
3.3.1.3	FORMULAS PARA COLUMNAS	73
3.3.1.4	DISEÑO POR ESFUERZOS COMBINADOS DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.....	74

3.3.1.5 DISEÑO DE VIGAS COLUMNAS	74
3.3.1.6 DISEÑO DE COLUMNAS	75
3.3.2 ANÁLISIS DE MIEMBROS A FLEXIÓN	85
3.3.2.1 DISEÑO DE VIGAS POR MOMENTOS.....	86
3.3.2.2 DEFLEXIONES	91
3.3.2.3 RESISTENCIA AL CORTE	92
3.3.2.4 DISEÑO DE VIGAS.....	93
3.3.2.4.6 VIGA SECUNDARIA EN VOLADIZO, B55, NIVEL 2.....	115
3.3.3 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN.....	120
3.3.4 DISEÑO DE PLACA BASE	120
3.3.4.1 ESPESOR DE LA PLACA.....	121
3.3.4.2 DISEÑO DE PLACA BASE	122
3.3.4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	123
3.3.5 DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE	124
3.3.5.1 PROCEDIMIENTO LRFD.....	125
3.3.5.2 DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE	125
3.3.6 BARRAS CIRCULARES EN TENSIÓN.....	126
3.3.6.1 ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA DE UNA BARRA.....	127
3.3.6.1 DISEÑO DE SECCIÓN ROSCADA PARA PERNOS DE ANCLAJE	128
CAPITULO 4.....	129
DISEÑO DE CONEXIONES.....	129
4.1 INTRODUCCIÓN.....	129
4.2 VENTAJAS DE LA SOLDADURA.....	129
4.3 SOCIEDAD AMERICANA DE SOLDADURA (AWS).....	130
4.4 INSPECCIÓN DE LAS SOLDADURAS	130

4.4.1	INSPECCIÓN VISUAL	131
4.4.2	LÍQUIDOS PENETRANTES.....	131
4.4.3	PARTÍCULAS MAGNÉTICAS	131
4.4.4	PRUEBA ULTRASÓNICA	132
4.4.5	PROCEDIMIENTOS RADIOGRÁFICOS.....	132
4.5	TIPOS DE PROCESOS DE SOLDADURA.....	132
4.5.1	SOLDADURA DE ARCO METÁLICO PROTEGIDO (SMAW)	132
4.5.2	SOLDADURA DE ARCO METÁLICO PROTEGIDO CON GAS (GMAW)	133
4.5.3	SOLDADURA DE ARCO SUMERGIDO (SAW).....	133
4.5.4	SOLDADURA DE ELECTROESCORIA.....	134
4.6	POSICIONES PARA SOLDAR.....	134
4.7	TIPOS DE UNIÓN Ó JUNTAS	136
4.7.1	JUNTA A TOPE.....	136
4.7.2	JUNTA DE ESQUINA.....	136
4.7.3	JUNTA TRASLAPADA	137
4.7.4	JUNTA EN T	137
4.7.5	JUNTA DE BORDE O DE ORILLA.....	137
4.8	TIPOS DE SOLDADURA.....	137
4.8.1	SOLDADURAS DE RANURA	138
4.8.1.1	SOLDADURA DE RANURA DE PENETRACIÓN COMPLETA (CJP)	140
4.8.1.2	SOLDADURA DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL (PJP)	140
4.8.1.3	ÁREA EFECTIVA DE UNA SOLDADURA DE RANURA	141
4.8.2	SOLDADURAS DE FILETE	141
4.8.2.1	TAMAÑO MÍNIMO DE UNA SOLDADURA DE FILETE.....	142
4.8.2.2	TAMAÑO MÁXIMO DE LA SOLDADURA DE FILETE.....	142

4.8.2.3 TAMAÑO DE LA GARGANTA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE	143
4.8.2.3 ÁREA Y LONGITUD EFECTIVA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE	144
4.9 SÍMBOLOS PARA SOLDADURAS.....	145
4.10 ELECTRODOS DE SOLDADURA.....	146
4.11 RESISTENCIA DE LA SOLDADURA	148
4.11.1 REQUISITOS LRFD.....	149
4.11.2 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LAS SOLDADURAS DE FILETE .	150
4.11.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DE UNA SOLDADURA DE RANURA (CJP).....	151
4.11.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DE UNA SOLDADURA DE RANURA (PJP).....	152
4.11.3 SOLDADURA DE FILETE INTERMITENTES	154
4.12 CONEXIÓN DE DOBLE ÁNGULO PARA VIGAS SECUNDARIAS	155
4.12.1 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS DE DOBLE ÁNGULO	156
4.12.2 DISEÑO DE CONEXIÓN TOTALMENTE SOLDADA DE DOBLE ÁNGULO VIGA SECUNDARIA, B23, NIVEL 2	159
4.12.2.1 PROFUNDIDAD Y LONGITUD DE RECORTE.....	160
4.12.2.2 DISEÑO DE SOLDADURA A.....	161
4.12.2.3 DISEÑO DE SOLDADURA B.....	164
4.12.3 DIMENSIONES DE SOLDADURA Y COMPROBACIONES	166
4.12.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	166
4.13 CONEXIONES DE MOMENTO TOTALMENTE RESTRINGIDAS	167
4.13.1 DISEÑO DE CONEXIÓN DE MOMENTO TOTALMENTE RESTRINGIDA PARA VIGAS PRINCIPALES DE SECCIÓN ARMADA.	169
4.13.1.1 DISEÑO DE SOLDADURA DE RANURA CJP PATÍN-COLUMNA	170

4.13.1.2 DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE PATÍN-PLACA DE PATÍN	173
4.13.1.3 DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE ALMA TRABE-PLACA DE CORTANTE	175
4.13.1.4 DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE PLACA DE CORTANTE-COLUMNA	178
4.13.2 DIMENSIONES DE SOLDADURA Y COMPROBACIONES	179
4.13.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS	179
4.14 DISEÑO DE VIGAS DE SECCIÓN ARMADA.....	180
4.14.1 DISEÑO DE SOLDADURA INTERMITENTE DE VIGA ARMADA..	182
4.14.2 DIMENSIONES DE SOLDADURA	184
4.14.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS	185
4.15 EMPALME DE COLUMNA-COLUMNA	185
4.15.1 DISEÑO DE EMPALME COLUMNA-COLUMNA	186
4.15.2 DIMENSIONES DE SOLDADURA	189
4.15.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS	189
4.16 DISEÑO DE SOLDADURA INTERMITENTE COLUMNAS DE SECCIONES ARMADAS	190
4.16.1 DIMENSIONES DE SOLDADURA	192
4.16.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS	193
4.17 PLACAS DE MÉNSULA	193
4.17.1 DISEÑO DE MÉNSULAS PARA BASE DE COLUMNAS	195
4.17.2 DIMENSIONES DE SOLDADURA	198
4.17.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS	198
CAPITULO 5	200
PROCESOS PARA LA FABRICACIÓN Y MONTAJE	200

5.1 FABRICACIÓN	200
5.1.1 CONFORMACIÓN DE PIEZAS.....	200
5.1.2 MONTAJE DEL PRODUCTO.....	200
5.1.3 ORDENACIÓN DE LAS PIEZAS.....	201
5.1.4 SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS PARA LA CONFORMACIÓN Y MANIPULACIÓN	202
5.1.5 FAMILIAS DE PIEZAS DE DISEÑO.....	203
5.2 OPERACIONES	203
5.3 PREPARACIÓN DE MATERIAL.....	205
5.3.1 CORTE DE MATERIAL.....	205
5.3.1.1 SISTEMA OXIGAS.....	205
5.3.1.2 EQUIPO OXICORTE.....	206
5.3.1.3 VENTAJAS DEL PROCESO.....	207
5.3.1.4 DESVENTAJAS DEL PROCESO.....	208
5.3.2 PARÁMETROS DE SOLDADURA.....	208
5.3.2.1 SISTEMA ARCO MANUAL	208
5.3.2.2 ELECTRODO	208
5.3.2.3 REVESTIMIENTO	209
5.3.2.4 PROCEDIMIENTO PARA SOLDAR ACEROS AL CARBONO	209
5.3.2.5 ELECTRODO CLASIFICACIÓN AWS E-6011	210
5.3.2.6 ESPECIFICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS)	211
5.3.3 PINTURA	212
5.3.3.1 PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE	212
5.3.3.2 CONSIDERACIONES ECONÓMICAS.....	213
5.3.3.3 SELECCIÓN DEL SISTEMA DE PINTURA	213
5.3.3.4 CANTIDAD REQUERIDA DE PINTURA	213

5.4 OPERACIONES DE MONTAJE	214
5.4.1 CARÁCTER INTEGRADOR DEL MONTAJE.....	215
5.4.2 RECOMENDACIONES EN EL PROCESO PARA EL MONTAJE	217
5.4.3 EQUIPO UTILIZADO EN EL MONTAJE	218
5.4.4 CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES	220
5.4.5 TRANSPORTE.....	220
5.4.6 SOLDADURA DE OBRA.....	220
5.4.7 PUNTOS Y LÍNEAS DE TRABAJO.....	220
5.4.8 POSICIÓN Y ALINEACIÓN.....	221
5.4.8.1 VIGAS Y COLUMNAS.....	221
CAPITULO 6	222
ANÁLISIS DE COSTOS Y SENSIBILIDAD	222
6.1 COSTOS.....	222
6.1.1 COSTO	222
6.1.2 CLASIFICACIÓN DE LOS COSTOS.....	222
6.2 COSTOS DE FABRICAR.....	226
6.2.1 COSTOS DIRECTOS DE FABRICAR.....	226
6.2.2 COSTOS GENERALES DE PRODUCCIÓN O CARGA FABRIL	227
6.3 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	228
6.3.1 RENDIMIENTO (R).....	229
6.3.2 FORMATO DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	230
6.4 EVALUACIÓN FINANCIERA DE LA ESTRUCTURA DE ACERO.....	230
6.4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	231
6.4.2 DESCRIPCIÓN DE EQUIPO Y MAQUINARIA	231
6.4.3 DESCRIPCIÓN DE MATERIALES.....	232

6.4.4 COSTOS DE MANO DE OBRA	232
6.4.5 ANÁLISIS FINANCIERO RUBRO POR RUBRO PARA EL AÑO 2011	233
6.4.5.1 FABRICACIÓN DE PLACAS DE PATÍN Y DE CORTANTE	233
6.4.5.2 FABRICACIÓN DE ÁNGULOS DE CORTANTE.....	234
6.4.5.3 FABRICACIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS ARMADAS.....	235
6.4.5.4 APOYOS DE COLUMNAS	236
6.4.5.5 FABRICACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE.....	237
6.4.5.6 MONTAJE DE COLUMNAS Y VIGAS ARMADAS.....	238
6.4.5.7 MONTAJE LOSA DIPAC (STEEL PANEL 0.65 MM)	239
6.4.5.8 COLADO DE LOSA 5 CM.	240
6.4.5.9 MONTAJE DE PAREDES DE BLOQUE VIBRO-PRENSADO 15X20X40	241
6.4.5.10 RECUBRIMIENTO CON PINTURA ANTICORROSIVA	242
6.4.5.11 PRESUPUESTO	243
6.4.5 DIAGRAMA DE PROGRAMACIÓN DE LOS RUBROS	243
6.4.6 CRONOGRAMA VALORADO DE ACTIVIDADES	243
6.4.7 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD A DIFERENTES EVENTOS	245
6.4.8 COMPARACIÓN COMPETENCIAS.....	245
CAPITULO 7	246
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	246
BIBLIOGRAFÍA.....	249
ANEXOS	251

CONTENIDO DE FIGURAS

Figura 1.1	Procedimiento general para el diseño y construcción de obra	2
Figura 1.2	Estructuras reticuladas: a) marco rígido, b) Emparrillado plano, c) espacial.....	4
Figura 1.3	Construcción con vigas y columnas.	5
Figura 1.4	Marco rígido: a) sin deformar, b) deformado.	5
Figura 1.5	Tipos de marcos rígidos.	6
Figura 1.6	Pisos compuestos.	7
Figura 1.7	Secciones compuestas usando tableros de acero formado.	8
Figura 1.8	Conectores de cortante.	8
Figura 1.9	Perfiles laminados de acero.	9
Figura 1.10	Ejemplos de secciones armadas.....	10
Figura 1.11	Tipos de miembros estructurales.	11
Figura 1.12	Curvas típicas momento-rotación para conexiones.....	13
Figura 1.13	Algunas conexiones simples.	14
Figura 1.14	Alguna conexiones semirrígidas.....	15
Figura 1.15	Alguna conexiones resistentes a momento.....	16
Figura 1.16	Empalmes de columnas para la misma serie W con peraltes próximos entre si.....	17
Figura 1.17	Empalmes de columnas con serie W diferentes.	17
Figura 1.18	Curvas esfuerzo-deformación unitario para distintos valores de F_y . 20	
Figura 1.19	Esquema general del desarrollo de la función de calidad (QDF).	31
Figura 2.1	Porcentaje de importancia requerimientos del usuario.....	38
Figura 2.2	Porcentaje de importancia características técnicas.....	38
Figura 2.3	Solución A y Solución B.	43
Figura 2.4	Solución C y Solución D.....	43

Figura 3.1 Ubicación de elementos estructurales.....	48
Figura 3.2 Definición Acero A-36.....	54
Figura 3.3 Definición Concreto $f' = 210 \text{ kg/cm}^2$	54
Figura 3.4 Definición de espesor de grada.....	55
Figura 3.5 Definición tipo de piso deck.....	56
Figura 3.6 Definición tipo de carga.....	56
Figura 3.7 Dimensiones y forma del mallado.	57
Figura 3.8 Ubicación de columnas.	57
Figura 3.9 Ubicación de vigas.	58
Figura 3.10 Ubicación de correas.....	58
Figura 3.11 Ubicación de piso tipo deck.....	59
Figura 3.12 asignación de loza tipo diafragma.	60
Figura 3.13 Asignación de carga de paredes.....	61
Figura 3.14 Asignación de gradas.....	62
Figura 3.15 Elementos nulos de pared para carga de viento.	62
Figura 3.16 Carga viva de techo.	63
Figura 3.17 Asignación de carga viva de piso y de balcones.....	63
Figura 3.18 Parámetros de carga de viento.	64
Figura 3.19 Carga de viento en la dirección X para barlovento.....	65
Figura 3.20 Carga de viento en la dirección X para sotavento.....	65
Figura 3.21 Ingreso de coeficientes sísmicos en la dirección X.	66
Figura 3.22 Ingreso de coeficientes sísmicos en la dirección Y.	66
Figura 3.23 Definición del origen de masa.	67
Figura 3.24 Longitudes efectivas de columnas para distintos extremos,	70
Figura 3.25 Nomogramas para determinar longitudes efectivas de columnas en marcos continuos.....	71
Figura 3.26 Diseño preliminar de una viga columna, $F_y = 36 \text{ ksi}$, $F_y = 50 \text{ ksi}$	75

Figura 3.27 Configuración de Vigas-Columnas para hallar GA y GB.	77
Figura 3.28 Configuración de Vigas-Columnas para hallar GA y GB.	78
Figura 3.29 Cambio de sección 200X200X12 mm.	80
Figura 3.30 Esfuerzo de flexión.	85
Figura 3.31 Momento nominal en función de la longitud, no soportada lateralmente, del patín de compresión.	86
Figura 3.32 Capacidad de momento obtenida para cada longitud Lb.	88
Figura 3.33 Pandeo torsional lateral de una viga simplemente apoyada.	89
Figura 3.34 Valores de b, h y t, por usarse para calcular λ = razón ancho-espesor.	90
Figura 3.35 Viga de sección armada denominada 150X100-P6 similar al perfil W6X9.	95
Figura 3.36 Viga de sección armada denominada 300X100-P8 similar al perfil W12X14.	100
Figura 3.37 Viga de sección armada denominada 300X100-P10 similar al perfil W12X19.	105
Figura 3.38 Parámetros de diseño del espesor de placa t.	121
Figura 3.39 Trabajo del perno de anclaje.	124
Figura 3.40 Estados limite de resistencia para barras en tensión.	127
Figura 4.1 Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SMAW).	133
Figura 4.2 Método de electroescoria.	134
Figura 4.3 Posiciones convencionales para soldar.	135
Figura 4.4 Juntas estructurales básicas que utilizan soldadura.	136
Figura 4.5 Cuatro tipos de soldaduras estructurales.	137
Figura 4.6 Soldaduras de ranura.	138
Figura 4.7 Preparación de los bordes para soldaduras de ranura.	139
Figura 4.8 Partes principales de una soldadura de ranura.	139

Figura 4.9 Esquema de soldadura de penetración completa CJP.....	140
Figura 4.10 Esquema de soldadura de penetración parcial PJP.....	140
Figura 4.11 Terminología de la soldadura de filete.	141
Figura 4.12 Tamaño máximo de soldaduras de filete.....	143
Figura 4.13 Longitud efectiva de una soldadura de filete.	144
Figura 4.14 Área efectiva de una soldadura de filete.	144
Figura 4.15 Localización estándar de los elementos de un símbolo de soldadura.	145
Figura 4.16 Símbolos básicos de soldadura.....	146
Figura 4.17 Ejemplos de símbolos de soldadura.....	146
Figura 4.18 Denominación de los electrodos según la AWS.....	147
Figura 4.19 a) Soldadura de filete longitudinal; b) Soldadura de filete transversal.	148
Figura 4.20 Remates de extremo.	153
Figura 4.21 Problemas de fundido en la soldadura.	153
Figura 4.22 Representación de una soldadura intermitente.	154
Figura 4.23 Conexiones de viga a trabe recortadas y sin recortar.	155
Figura 4.24 Análisis de soldaduras A y B de conexión de cortante totalmente soldadas de doble ángulo.	157
Figura 4.26 Ubicación Soldadura A y Soldadura B.	162
Figura 4.27 Ángulo de cortante 50X6 mm, longitud 88 mm seleccionado.....	163
Figura 4.28 Conexión de momento directamente soldada.	167
Figura 4.29 Conexión de momento con placa soldada en el patín.....	168
Figura 4.30 Conexión de momento con placa soldada en el patín.....	171
Figura 4.31 Placa de patín 293X114 mm y espesor 20 mm.....	174
Figura 4.32 Placa de cortante 200X50 mm y espesor 6 mm.....	177
Figura 4.33 Ejemplos de secciones armadas soldadas.	180

Figura 4.34 Parámetros para calcular el cortante horizontal en secciones armadas.....	181
Figura 4.35 Parámetros para calcular el cortante horizontal en secciones	182
Figura 4.36 Parámetros y detalle de empalme de columna armada.	186
Figura 4.37 Soldadura intermitente de columnas armadas 200x200x12.....	190
Figura 4.38 Atiesadores de placa.....	194
Figura 4.39 Ilustración del ancho efectivo de placa de unión.....	195
Figura 4.40 Disponibilidad de apoyos ménsulas.	195
Figura 4.41 Analogía de Ménsula a viga.	196
Figura 5.1 Diagrama de operaciones.	203
Figura 5.2 Diagrama de flujo de operaciones.....	204
Figura 5.4 Equipo de corte oxiacetileno.	206
Figura 5.5 Maquinas eléctricas manuales.	218
Figura 5.6 Maquinas de elevación y carga.....	219
Figura 5.7 Andamios y equipos de protección.....	219
Figura 6.1 Tipos de costos ($CT = Costos\ totales = CF + (CF)$).....	224
Figura 6.2 Cronograma valorado de actividades.....	244
Figura 6.3 Cronograma valorado por fechas y porcentajes de desembolsos....	244
Figura 6.4 Análisis de sensibilidad.	245

CONTENIDO DE TABLAS

Tabla 1.1	Propiedades de aceros estructurales.	22
Tabla 1.2	Factores de resistencia característicos.	26
Tabla 1.3	Designación de Cargas,	28
Tabla 2.1	Avalúo de propiedades para la Provincia de Pichincha.....	33
Tabla 2.2	Propiedades de aceros estructurales.	41
Tabla 2.3	Evaluación de los pesos específicos de las distintas soluciones para cada criterio.	44
Tabla 2.4	Evaluación de las soluciones con respecto al criterio Precio.	44
Tabla 2.5	Evaluación de las soluciones con respecto al criterio Fiabilidad.	45
Tabla 2.6	Evaluación de las soluciones con respecto al criterio Tiempo.....	45
Tabla 2.7	Evaluación de las soluciones con respecto al criterio A. Aplicación...	45
Tabla 2.8	Comparación de prioridad entre las distintas soluciones.....	46
Tabla 3.1	Descripción de carga muerta,.....	49
Tabla 3.2	Descripción de mínima carga viva distribuida Lo.	49
Tabla 3.3	Análisis del peso total de la casa.....	53
Tabla 3.4	Distribución vertical de fuerza sísmica F_x	53
Tabla 3.5	Combinaciones de carga a utilizar en el software ETABs.	67
Tabla 3.6	Factores para miembros unidos rígidamente.	72
Tabla 3.7	Datos de perfil columna y comprobaciones.....	83
Tabla 3.8	Datos de perfil W, viga armada y comprobaciones.	118
Tabla 4.1	Tamaños mínimos para las soldaduras de filete.	142
Tabla 4.2	Requisitos de igualado de los metales de relleno.....	147
Tabla 4.3	Descripción soldadura de doble ángulo.....	166
Tabla 4.4	Descripción soldadura de momento totalmente restringida.....	179

Tabla 4.5 Descripción soldadura intermitente para vigas de sección armada..	184
Tabla 4.6 Descripción soldadura CJP para empalmes de columnas	189
Tabla 4.7 Descripción soldadura CJP para empalmes de columnas	193
Tabla 4.8 Descripción soldadura CJP para empalmes de columnas	198
Tabla 5.1 Guía de referencia para el diseño de conjuntos soldados.....	202
Tabla 5.2 Ejecución de cortes con llama oxiacetilénica.	207
Tabla 5.3 Tipo de electrodos.	209
Tabla 5.4 Composición química y propiedades del electrodo E-6011.....	211
Tabla 6.1 Tarifas de equipos.	231
Tabla 6.2 Precio de materiales.....	232
Tabla 6.3 Costo mano de obra.....	232

NOMENCLATURA

• RTE INEN 037:2009, Reglamento Técnico Ecuatoriano, Diseño, Fabricación y Montaje de estructuras de Acero.	23
• AISC 360-05: Specification for Structural Steel Buildings.....	24
• CPE INEN 5, Parte 1:2001, Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos Generales de Diseño.	24
• CPE INEN 03 Código de Dibujo Técnico-Mecánico.	24
• ASCE 7-05: Minimum Design Loads for Building and other Structures, American Society of Civil Engineers.	24
• AWS D1.1: Structural Welding Code-Steel 2006, American Welding Society. .	24
• R_u = Resistencia requerida (LRFD).....	25
• R_n = Resistencia nominal	25
• Φ = Factor de resistencia.....	25
• ΦR_n = Resistencia de diseño	25

L_p = longitud de los miembros primarios, pie	50
L_s = longitud de los miembros secundarios, pie	50
S = separación entre miembros secundarios, pie	50
I_p = momento de inercia de miembros primarios, in^4	50
I_s = momento de inercia de miembros secundarios, in^4	50
p_s = presión de viento, KN/m^2	51
λ = factor de ajuste de exposición	51
K_{zt} = factor topográfico.....	51
I = factor de importancia.	52
p_{s30} = presión de viento de diseño simplificado para categoría B	52
F_a = coeficiente de aceleración para periodos cortos basado en el sitio.....	52
S_s = parámetro de aceleración.....	52
F = 1.2; para construcciones de 3 pisos.	52
R = coeficiente de reducción de respuesta estructural.....	52
W = peso total del edificio	53
W_x = porción de masa a un nivel X	53
F_x = fuerza de sismo aplicada al nivel X	53
L = Longitud de la columna.....	69
K_L = Longitud efectiva de la columna	69
K = Factor de longitud efectiva.....	69
E = Modulo de elasticidad del acero	69
A = Área de la sección transversal de la columna.	69
r = Radio de giro	69
P_d = Resistencia de diseño a la compresión axial de la columna, Klb	73
P_n = Resistencia nominal a la compresión axial de la columna, Klb	73
P_u = Carga axial a compresión de la columna, Klb	73
P_{req} = Resistencia requerida a la compresión axial de la columna, Klb.....	73

Φ_c	= Factor de resistencia a la compresión; 0.9 (LRFD)	73
A_g	= Área transversal del elemento columna, in^2	73
F_{cr}	= Esfuerzo crítico del elemento columna, ksi	73
P_r	= Resistencia requerida a la compresión axial, Kips (N)	74
P_c	= $\Phi_c P_n$ = Resistencia de diseño a la compresión axial, Kips (N)	74
M_r	= Resistencia requerida a la flexión, Kip-in (N-mm)	74
M_c	= $\Phi_b M_n$ = Resistencia de diseño a la flexión, Kip-in (N-mm)	74
Φ_c	= Factor de resistencia a la compresión axial = 0.9	74
Φ_b	= Factor de resistencia a la flexión = 0.9	74
M_d	= Momento flexionante de diseño, klb-in	85
M_n	= Momento flexionante nominal, klb-in	85
M_p	= Momento flexionante plástico, klb-in	85
Z_x	= Modulo plástico de la sección, in^3	86
F_y	= Esfuerzo de fluencia del elemento viga, ksi	86
Φ_b	= Factor de resistencia a la flexión = 0.9	86
R_m	= Parámetro de monosimetría = 1, para vigas 'I'	88
C_b	= 1, para vigas en voladizo	88
h_o	= Distancia entre los centroides de los patines, in	89
J	= Constante torsional de la sección, in^4	89
c	= 1, para vigas 'I'	89
C_w	= Constante torsional, in^6	89
L	= Longitud del claro, in	91
w	= Carga total de servicio, lb/in	91
E	= Modulo de la sección en psi	91
Q	= carga puntual en el extremo de la viga, lb	92
V_d	= Resistencia de diseño al corte, Klb	92
V_n	= Resistencia nominal al corte, Klb	92

Vu	= Carga cortante, Klb.....	92
Vreq	= Resistencia requerida al corte, Klb.....	92
Φ_v	= Factor de resistencia al corte = 1	92
A _w	= Área del alma, (d.tw) in ²	92
C _v	= Coeficiente de corte del alma = 1	92
P _d	= Resistencia de diseño a la tensión axial, Klb.....	120
P _n	= Resistencia nominal a la tensión axial, Klb.....	120
P _u	= Carga axial a la tensión, Klb	120
P _{req}	= Resistencia requerida a la tensión axial, Klb.....	120
Φ_t	= Factor de resistencia a la tensión; 0.9.....	120
A _g	= Área transversal del elemento, in ²	120
A _e	= Área neta efectiva, in ²	120
F _y	= Esfuerzo de fluencia, ksi.....	120
F _u	= Esfuerzo ultimo de ruptura, ksi.....	120
f' _c	= Resistencia a la compresión del concreto, klb/in ²	121
A ₁	= Área de la placa, in ²	121
A ₂	= Área máxima de la porción de concreto soportante, in ²	121
M	= Momento de volteo el la base de la columna, klb-in	124
F	= Fuerza de tensión requerida para el perno de anclaje, klb	125
do	= Distancia entre centros de pernos de anclaje, in.....	125
n	= Número de pernos de anclaje a cada lado.	125
a	≤ 5 veces el diámetro del perno de anclaje.....	125
d _R	= <i>diámetro nominal de la barra, in.....</i>	127
A _R	= <i>Área nominal de la sección transversal de la barra.....</i>	128
w	= tamaño de la pierna de una soldadura de filete, pulg	143
te	= garganta normal de una soldadura de filete realizada mediante el proceso SMAW.....	143

Lg	= Longitud total de una soldadura de filete.....	144
Lw	= Longitud efectiva de una soldadura de filete	144
Aw	= Área efectiva de la soldadura de filete, pulg ²	145
FBM	= Resistencia nominal del metal base por unidad de área, Ksi.....	149
Fw	= Resistencia nominal del material del electrodo por unidad de área, Ksi	149
ABM	= Área de la sección transversal del material base, in ²	149
Aw	= Área efectiva de la sección transversal de la soldadura, in ²	149
Rn	= Resistencia nominal	149
Rdw	= Resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del metal de aportación.....	149
RdBM	= Resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del material base.	149
Φ	= Factor de resistencia.	149
FEXX	= Resistencia por clasificación del electrodo, Kips.....	150
tp	= Espesor del material base a lo largo del cual se coloca la soldadura, pulg	150
FuBM	= Esfuerzo de tensión ultimo del metal base, Ksi.....	150
FyBM	= Esfuerzo de fluencia del metal base, Ksi	150
Rd	= Resistencia de diseño de la soldadura.....	151
Rdw	= Resistencia de diseño del metal de aporte	151
<i>RdBM</i>	= Resistencia del metal base	151
Fyw	= Esfuerzo de fluencia del electrodo de soldadura.....	151
<i>FyBM</i>	= Esfuerzo de fluencia del metal base	151
Wx	= Fuerza cortante horizontal en la soldadura crítica, Klb/in.....	158
Wy	= Componente de cortante directo en la soldadura, Klb/in.....	159
Mu	= Momento de extremo de la viga sujeta a carga factorizada, Klb-in	168
Puf	= Fuerza factorizada en el patín de la viga, Klb.....	168
Dm	= brazo de momento entre las fuerzas del patín, in.....	168

Mu	= Momento de extremo de la viga sujeta a carga factorizada, Klb-in	169
Pufp	= Fuerza factorizada en la placa del patín, Klb	169
Dm	= brazo de momento entre las líneas centrales de las placas de patín, in....	169

RESUMEN

El presente Proyecto de Titulación es el Diseño de una Casa Sismo-Resistente de dos Niveles en Estructura Metálica.

El objetivo principal del proyecto de titulación es el de diseñar la estructura de una casa que sea sismo-resistente, que cumpla con ordenanzas municipales, que disminuya su tiempo de construcción con respecto a la de hormigón, cuyo procedimiento de construcción y montaje disminuya su costo con respecto a la de hormigón. Que el diseño soporte efectos sísmicos de hasta 8.5 en la escala de Richter y que el diseño cumpla con las normativas internacionales específicas.

Las cargas que van a actuar en el diseño de la estructura se las determina utilizando la norma ASCE 7-05 manteniendo un vínculo con el Reglamento Técnico Ecuatoriano RTE INEN 037:2009, mientras que para el dimensionamiento estructural como para el diseño de conexiones se utiliza la especificación AISC 2005. Y como ayuda de cálculo de esfuerzos se utiliza el software ETABS 9.5 para la modelación de la estructura. Se usa el método LRFD (Diseño por factores de carga y resistencia), y de esta manera nos permite seleccionar los perfiles más livianos que nos permitan abaratar los costos de fabricación y montaje.

Se justifica este proyecto debido a las excelentes propiedades del acero estructural como su tenacidad en comparación con las del concreto y tras los sismos de gran magnitud ocurridos en el mundo que han causado destrucciones en viviendas, edificaciones, pérdidas de vidas humanas etc.

Por otro lado, la producción masiva de viviendas de concreto que avanza de forma acelerada y la poca incursión de nuestro país en diseños sismo-resistentes, hace imprescindible realizar estudios en las estructuras para viviendas, que permitan asegurar estos bienes y especialmente la vida de las personas.

PRESENTACIÓN

El siguiente Proyecto de Titulación presenta los requerimientos necesarios que involucra el diseño estructural para una edificación de poca altura como el planteado en este proyecto: “Diseño de una Casa Sismo-Resistente de dos Niveles en Estructura Metálica”

El Capítulo 1, muestra los fundamentos teóricos de las estructuras de acero, los perfiles que se pueden utilizar para el diseño, los tipos de aceros estructurales, los tipos de cargas que intervendrán en el diseño de la estructura así como también el método elegido para el diseño.

El Capítulo 2, muestra la selección de alternativas de conexión, avalúos de propiedades para la ciudad de Quito, las características técnicas para el diseño y los requerimientos y deseos de los usuarios.

El Capítulo 3, presenta el modelo estructural a diseñar, se define los tipos de cargas que intervienen en el diseño, se presenta la modelación virtual estructural con ayuda del software ETABS 9.5, se presentan los fundamentos teóricos de diseño para vigas, columnas, placas base, etc., así como también el dimensionamiento estructural de cada componente.

El Capítulo 4, presenta el diseño de las conexiones soldadas, tanto para la unión de las vigas a las columnas, así como también la composición de cada componente estructural como vigas y columnas, describiendo el diseño y dimensionamiento de las soldaduras, su simbología, tipos y posiciones de soldadura.

El Capítulo 5, presenta los procesos de fabricación y montaje de las estructuras metálicas, equipos utilizados para la fabricación y montaje, descripción de el

electrodo utilizado para el diseño de las soldaduras con lo cual se permite realizar los WPSs necesarios para una mejor comprensión de las soldaduras diseñadas.

El Capítulo 6, presenta una descripción breve de los costos de fabricar y montar las estructuras metálicas, se presenta un análisis de precios unitarios para conocer el presupuesto del proyecto, un cronograma valorado de actividades, un análisis de sensibilidad, así como también una comparación con otros proyectos.

CAPÍTULO 1

FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

1.1 INTRODUCCIÓN

Una estructura puede concebirse como un conjunto de partes o componentes que se combinan de forma ordenada para cumplir una función dada. La estructura debe cumplir la función a la que esta destinada con un grado de seguridad razonable y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio.

Los edificios de poca altura incluyen casas habitacionales, edificios de oficina, almacenes, escuelas y edificios de instituciones que no son muy altos con respecto a sus dimensiones laterales menores.

Este capítulo ha sido preparado para guiar el diseño, presentando una clasificación breve de las estructuras, así como, los componentes que intervienen en su conjunto. Además de un procedimiento general para el diseño y construcción de obras.

1.2 PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL¹

El procedimiento general que se sigue para el diseño y construcción de obra se puede representar esquemáticamente como se muestra en la Figura 1.1. La importancia de cada uno de estos trabajos dependerá del tipo de obra. Si se trata de un edificio urbano, el diseño arquitectónico resulta muchas veces determinante del tipo de estructura, aunque siempre es recomendable que desde estas etapas

¹ Cuevas Gonzales, 1997, "Análisis Estructural", 1ª Edición, Editorial Limusa Noriega, México, pp2

preliminares haya una coordinación adecuada entre el proyecto arquitectónico y el diseño estructural.

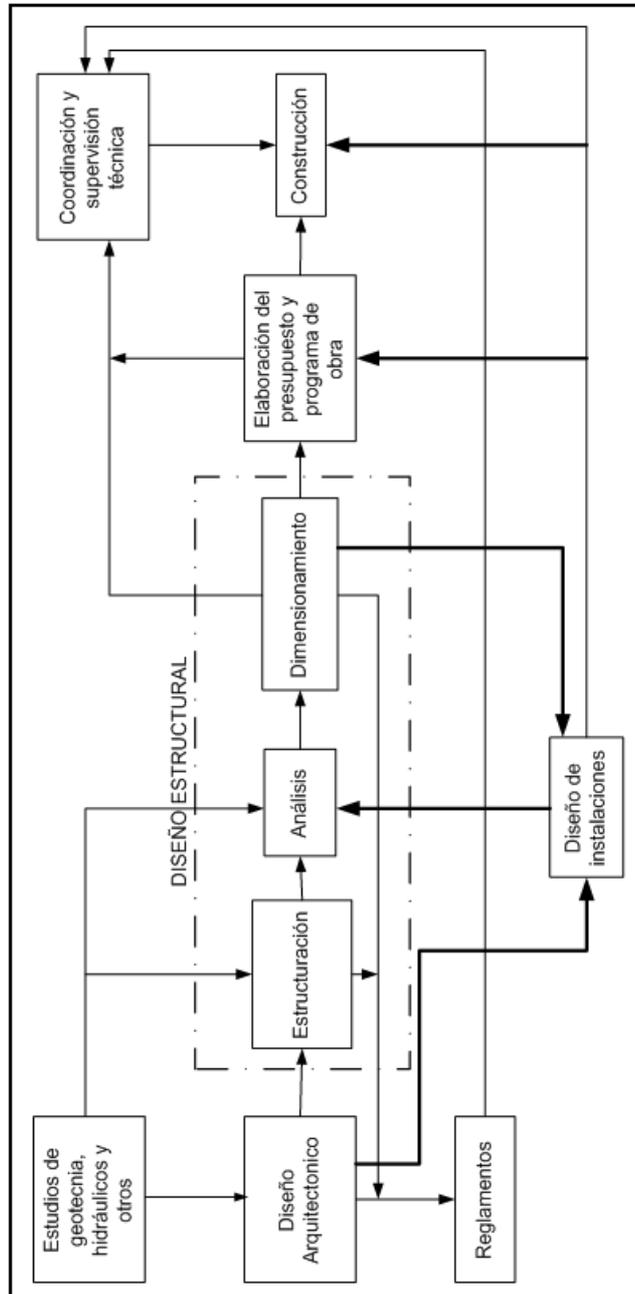


Figura 1.1 Procedimiento general para el diseño y construcción de obra

En la sección que corresponde al Diseño Estructural se tienen las siguientes partes a considerarse:

- En la parte de Estructuración se establece, la geometría general de la obra, respetando el diseño arquitectónico, se fijan los claros de las vigas, separación y altura de las columnas, se seleccionan los materiales a emplear y se elige el sistema de pisos. Durante esta parte, es necesario hacer algunas estimaciones preliminares del tamaño de los miembros estructurales, tanto para estimar su peso propio, que forma parte de las cargas actuantes.
- En la parte de Análisis, lo que significa, es la separación de la estructura en sus elementos constitutivos y la determinación del efecto de las cargas aplicadas a la estructura en cada elemento. Una vez dividida la estructura en sus distintos miembros, la determinación del efecto de las cargas en cada miembro se lleva a cabo calculando las acciones internas producidas por esas cargas, o sea, las fuerzas axiales, las fuerzas cortantes, los momentos flexionantes y los momentos torsionales en cada miembro, así como las deformaciones de cada elemento y de la estructura completa.
- La tercera parte de la etapa del diseño se refiere al dimensionamiento de los miembros estructurales. A partir de las acciones internas calculadas en el análisis estructural, se dimensionan miembros que puedan resistir dichas acciones dentro de las condiciones de servicio aceptable.

1.3 TIPOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Las estructuras pueden adoptar tipologías muy diversas, de acuerdo a su geometría y a su forma de trabajar. Así, podemos hablar de estructuras tales como:

- Puentes: Para ferrocarriles, carreteros, y de peatones.
- Edificios: Que incluyen estructuras de marco rígido, marcos simplemente conectados, muros de carga, soportados por cables, y en voladizo. Se pueden considerar o usar numerosos esquemas de soporte lateral, como armaduras, simples y alternadas, y un núcleo central rígido. Además, se pueden clasificar los edificios según su empleo o altura como edificios de oficinas, industriales, fábricas, rascacielos, etc.

- Otras estructuras: Incluyen torres para transmisión de potencia, torres para instalaciones de radar y TV, torres de transmisión telefónica, servicios de suministro de agua, y servicios de terminales de transporte, que incluyen ferrocarriles, camiones, aviación y marina.

Para propósito de esta tesis se usara la clasificación estructural para edificios compuestos por marcos rígidos sin soporte lateral por tratarse de una edificación de poca altura con respecto a su dimensión lateral menor.

1.4 ESTRUCTURAS RETICULARES

Se llama estructura reticulada a una estructura formada por piezas prismáticas unidas entre si mediante nudos rígidos (ver Figura 1.2). Puesto que los nudos rígidos si transmiten los momentos de una barra a otra, las piezas de una estructura reticulada trabajan fundamentalmente a flexión y, en su caso, también a torsión.

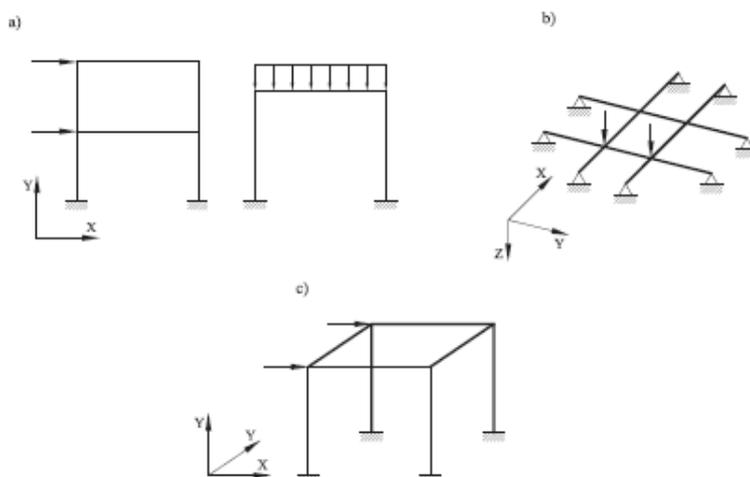


Figura 1.2 Estructuras reticuladas: a) marco rígido, b) Emparrillado plano, c) espacial.

En la construcción reticular las cargas se transmiten a los cimientos mediante una retícula de vigas y columnas de acero. Las lozas de piso, divisiones, muros exteriores, etc., descansan en su totalidad sobre la retícula. Un método muy común de arreglo de los elementos estructurales, se muestra en la Figura 1.3. Las trabes se colocan entre las columnas en la dirección de su espaciamiento mayor,

en tanto que las vigas secundarias se conectan a las columnas o traveses en la dirección de menor espaciamiento entre las columnas. Con diversos sistemas de piso, pueden utilizarse otros arreglos de vigas y traveses.

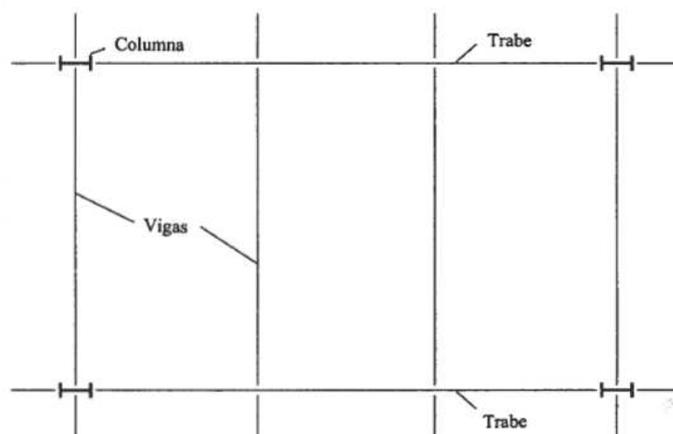


Figura 1.3 Construcción con vigas y columnas.

1.4.1 MARCO RÍGIDO

Los marcos rígidos son estructuras reticulares constituidas por columna y vigas cuyas uniones son nudos rígidos, es decir, que no permiten la rotación relativa entre los miembros que concurren en el nudo, Figura 1.4. Así, los miembros AB, BC y BD que concurren en el punto B deben conservar los mismos ángulos que formaban entre si después de que se deforme el marco.

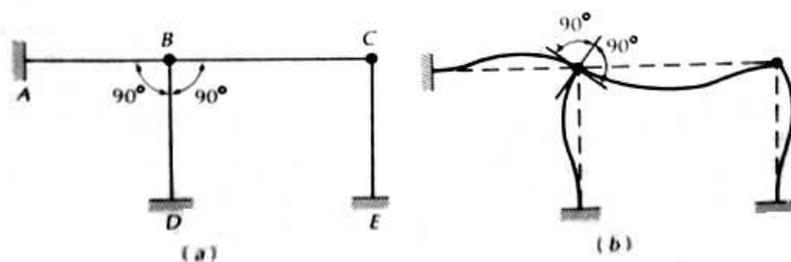


Figura 1.4 Marco rígido: a) sin deformar, b) deformado.

1.4.1.1 TIPOS MARCO RÍGIDO

Los marcos rígidos pueden clasificarse con respecto al número de claros y niveles q tenga la configuración estructural, tal como se muestra en la Figura 1.5:

a) Marco de un solo claro y un solo nivel

- b) Marco de varios claros y un solo nivel
- c) Marco de varios claros y varios niveles.
- d) Marco con techo

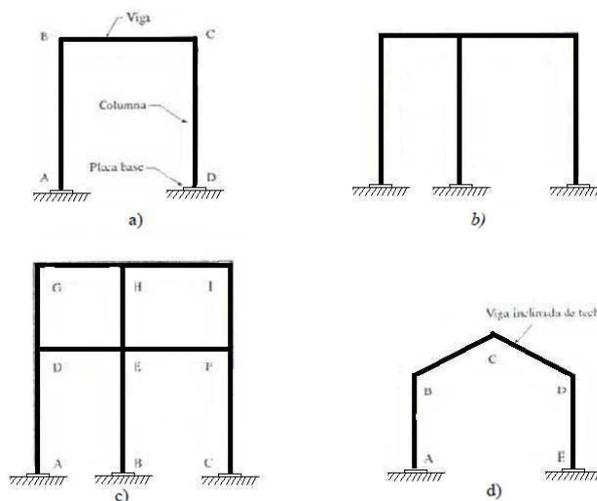


Figura 1.5 Tipos de marcos rígidos.

A demás existen otros tipos de clasificación de marcos rígidos utilizados para puentes, armaduras, etc.

1.5 TIPOS DE SISTEMAS DE PISOS²

Las losas de concreto para pisos de uno u otro tipo se utilizan casi universalmente en los edificios con estructuras de acero. Entre los muchos tipos de pisos de concreto que se usan actualmente, se encuentran los siguientes:

1. Lozas de concreto sobre viguetas de acero de alma abierta.
2. Lozas de concreto reforzadas en y dos direcciones, apoyadas sobre vigas de acero.
3. Lozas de concreto trabajando en colaboración con vigas de acero.
4. Pisos de casetones de concreto.
5. Pisos de lámina acanalada de acero.
6. Lozas planas.
7. Pisos de losas de concreto precolado.

² McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp617

Para propósito de esta tesis se usara lozas de concreto trabajando en colaboración con vigas de acero.

1.5.1 LOZAS DE CONCRETO TRABAJANDO EN COLABORACIÓN CON VIGAS DE ACERO

Este sistema de pisos también llamado Pisos Compuestos, son aquellos donde las vigas de acero (perfiles laminados, vigas con cubre-placas o miembros armados) se unen con las lozas de concreto para que ambos actúen como una unidad y resistan las cargas totales. Puede haber ahorro en las dimensiones de las vigas de acero cuando se usan los pisos compuestos, porque la loza actúa como parte de la viga.

Se puede describir dos tipos de sistemas de pisos compuestos, tales como se muestran en la Figura 1.6:

- a) Viga de acero ahogada en concreto (muy costosa)
- b) Viga de acero ligada a la loza de concreto con conectores de cortante

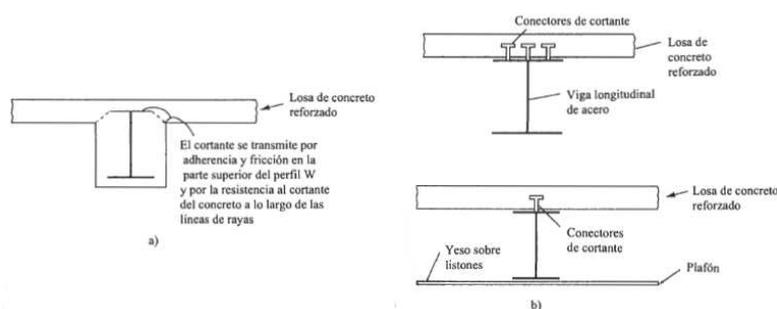


Figura 1.6 Pisos compuestos.

Como se puede observar en la Figura 1.6a, se debe cubrir en su totalidad a la viga de acero con concreto para llegar a la resistencia requerida y ello conlleva un alto costo. Para el desarrollo de este tema de titulación se usara Vigas de acero ligadas a la losa de concreto con conectores de cortante, ya que involucra un procedimiento más económico. Actualmente se usan los tableros de acero

formados (ver Figura 1.7) para casi todos los pisos compuestos de edificios. Los tipos de tableros de acero formados son los siguientes:

- a) Costillas paralelas a la viga
- b) Costillas perpendiculares a la viga

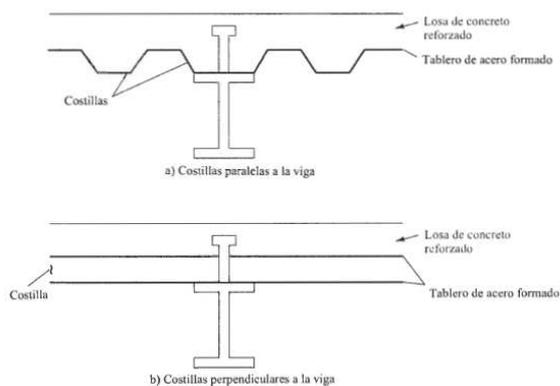


Figura 1.7 Secciones compuestas usando tableros de acero formado.

1.5.2 TIPOS CONECTORES DE CORTANTE

Se ha experimentado con diversos tipos de conectores de cortante, incluyendo barras, espirales, canales, zetas, ángulos y espárragos. En la Figura 1.8 se muestran algunos de esos tipos de unión.

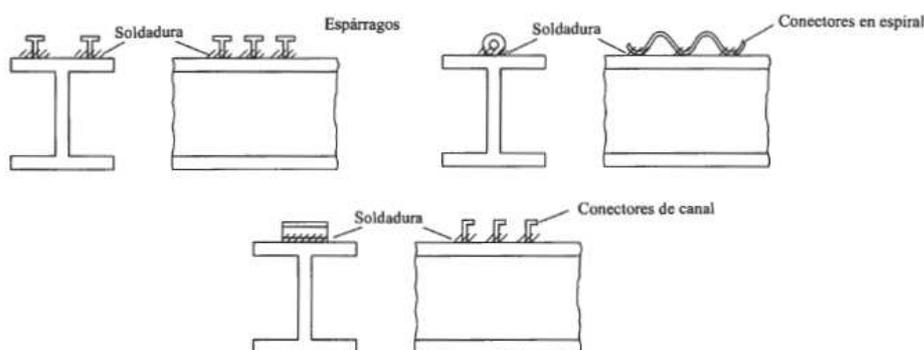


Figura 1.8 Conectores de cortante.

Por consideraciones económicas en general se prefiere el uso de espárragos redondos soldados a los patines superiores de las vigas. También ayudan en la colección y distribución del diafragma cortante desde la losa hasta las vigas y trabes.

1.6 PERFILES DE ACERO³

Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I, T y C tienen esta propiedad. Por lo general los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales. Por ejemplo, se tienen perfiles en ángulos, tes, en forma de I, zetas y placas. Sin embargo, es necesario hacer una clara distinción entre las vigas estándar americanas (llamadas vigas S) y las vigas de patín ancho (llamadas vigas W) ya que ambas tienen la forma de I. La superficie interna del patín de sección W es paralela a la superficie externa o bien, casi paralela con una pendiente máxima de 1 a 20 en el interior, dependiendo del fabricante. Las vigas S, que fueron los primeros perfiles de vigas laminadas en Estados Unidos, tienen una pendiente de 1 a 6 en el interior de sus patines. Debe notarse que los espesores constantes o casi constantes de los patines de vigas W, a diferencia de los patines ahusados de las vigas S, facilitan las conexiones. Las vigas de patín ancho W representan ahora más del 50% de todos los perfiles estructurales laminados. Los perfiles W y S se muestran en la Figura 1.9 junto con otros perfiles de acero.

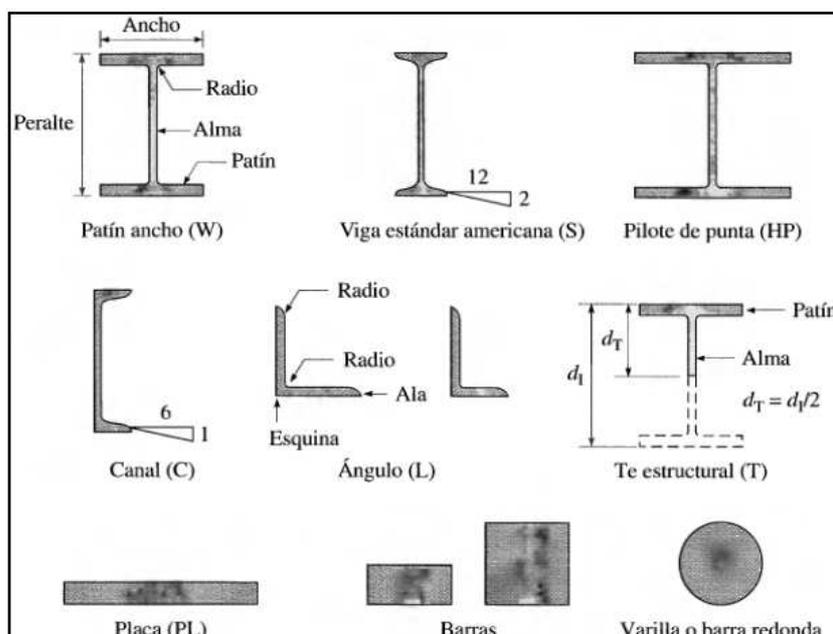


Figura 1.9 Perfiles laminados de acero.

³ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp7

En este proyecto de titulación se hará un análisis con perfiles de patín ancho W para una primera aproximación de diseño usando como referencia la segunda edición del Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design (Manual de Diseño en Acero según el Método de Factores de Carga y Resistencia; Manual LRFD) publicado por el Instituto Americano de la Construcción en acero (AISC).

1.6.1 SECCIONES ARMADAS

Las secciones armadas son secciones grandes en forma de "I" y en forma de cajón compuestas por placas y a veces de perfiles laminados. Por lo general tienen resistencias de diseño comprendidas entre las de las vigas laminadas y las de las armaduras de acero en la Figura 1.10 se muestran varios arreglos posibles.

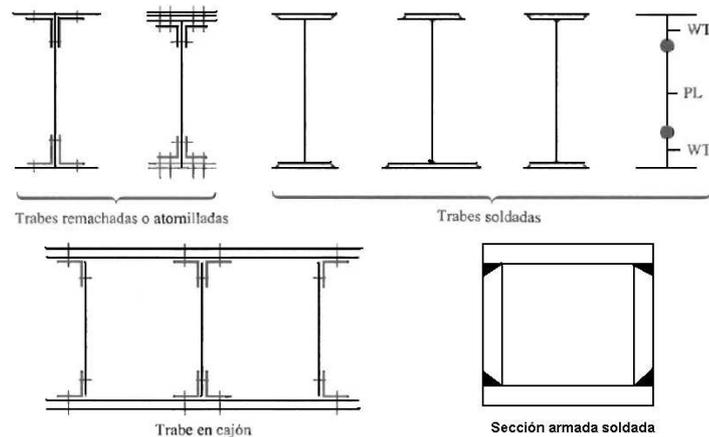


Figura 1.10 Ejemplos de secciones armadas.

Las placas y los perfiles laminados pueden disponerse para formar travesaños y secciones armadas de casi cualquier proporción razonable.

1.7 MIEMBROS ESTRUCTURALES

Cada uno de los miembros de una estructura debe diseñarse para todas las cargas muertas que soportan y además para las cargas vivas que van actuar en el transcurso de la vida útil de la estructura. Así, se tienen los siguientes tipos de miembros estructurales (ver Figura 1.11):

- a) Miembros sometidos a tensión axial
- b) Miembros cargados axialmente a compresión
- c) Miembros sometidos a cargas perpendiculares
- d) Miembros sometidos a torsión
- e) Miembros sometidos a cargas axiales de compresión y esfuerzos o momentos perpendiculares a las mismas.

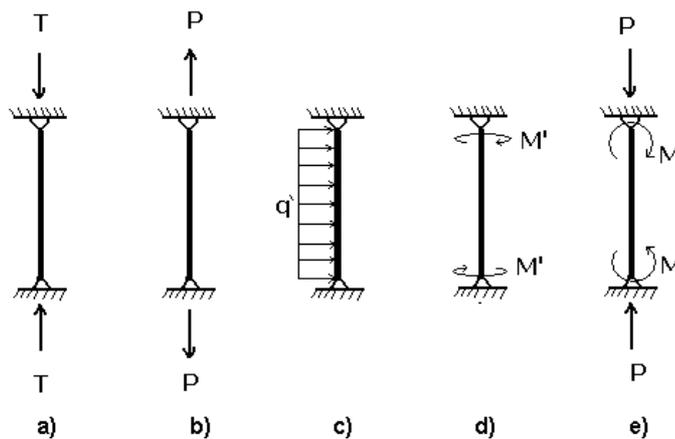


Figura 1.11 Tipos de miembros estructurales.

1.8 CONEXIONES EN EDIFICACIONES

Esta sección trata de las conexiones entre vigas, entre vigas y columnas usadas comúnmente en edificios de acero. En las especificaciones de acero actuales se permiten tres tipos de sujetadores para esas conexiones. Estos son: la soldadura, los tornillos de alta resistencia y una combinación entre ellos.

1.8.1 SELECCIÓN DEL TIPO DE CONEXIÓN

La selección del tipo de sujetador o sujetadores implica la consideración de muchos factores, entre los cuales cabe mencionar:

- Requisitos de códigos locales de construcción
- Economía relativa
- Preferencias del proyectista
- Disponibilidad de buenos soldadores o armadores

- Condiciones de carga (estática o de fatiga)
- Preferencias del fabricante y
- Equipo disponible

Si embargo, se puede hacer una serie de observaciones generales que ayuden a tomar una decisión. Estas son las siguientes:

1. El atornillado en campo es muy rápido y requiere menos mano de obra especializada que la soldadura. Sin embargo el costo de los tornillos de alta resistencia es muy alto.
2. Si a la larga se tiene que desmontar la estructura, probablemente la soldadura no deba considerarse, dejando el campo abierto a los tornillos.
3. Cuando se tienen cargas de fatiga, los tornillos de alta resistencia completamente tensados y la soldadura ofrecen un comportamiento muy bueno.
4. La soldadura requiere una menor cantidad de acero, contribuye al mejor aspecto de las juntas y tiene la mayor amplitud de aplicaciones para los diferentes tipos de conexiones.
5. Cuando se desean juntas continuas, rígidas y resistentes a momentos, probablemente se escogerá la soldadura.
6. La soldadura se acepta casi satisfactoriamente para el trabajo en planta. Y es rechazada por el temor de que la supervisión de campo no sea totalmente confiable.
7. El uso de soldaduras en miembros muy gruesos requiere un cuidado especial por lo que en ocasiones es preferible usar conexiones atornilladas. Además, tales conexiones atornilladas son menos susceptibles a las fracturas frágiles.

1.8.2 TIPOS DE CONEXIONES

Todas las conexiones tienen alguna restricción, o sea, alguna resistencia a cambios en los ángulos originales formados por los miembros conectados cuando sea aplican cargas. Y, dependiendo de la magnitud de restricción se pueden clasificar en:

- Conexión simple
- Conexión semirrígida PR
- Conexión rígida FR.

La Figura 1.12 muestra un grupo de curvas típicas momento-rotación para esas conexiones. Note que las líneas se curvan porque cuando los momentos crecen, las rotaciones se incrementan con mayor rapidez.

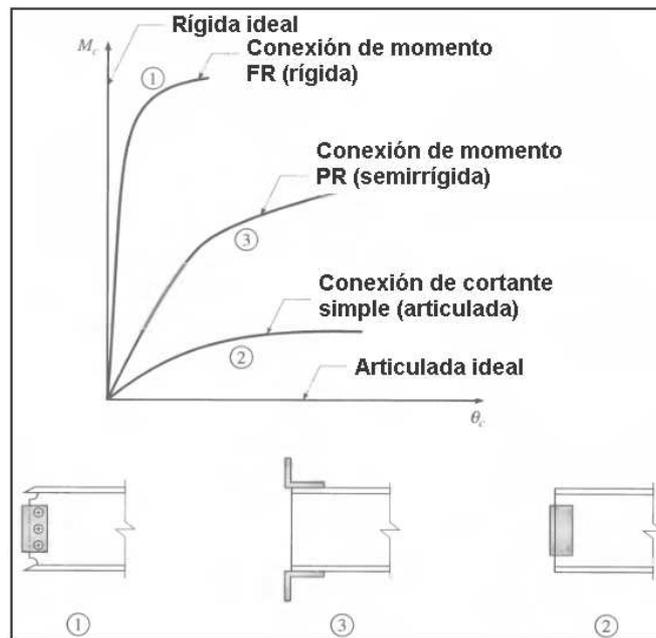


Figura 1.12 Curvas típicas momento-rotación para conexiones.

1.8.2.1 CONEXIÓN SIMPLE

Son muy flexibles y se supone que permite girar los extremos de la viga hacia abajo cuando están cargados, como sucede con las vigas simplemente apoyadas. Aunque las conexiones simples tienen cierta resistencia al momento (o resistencia a la rotación del extremo), se supone que es insignificante. Y se consideran capaces de resistir solamente fuerzas cortantes. En la Figura 1.13 se muestran algunos tipos de conexiones simples.

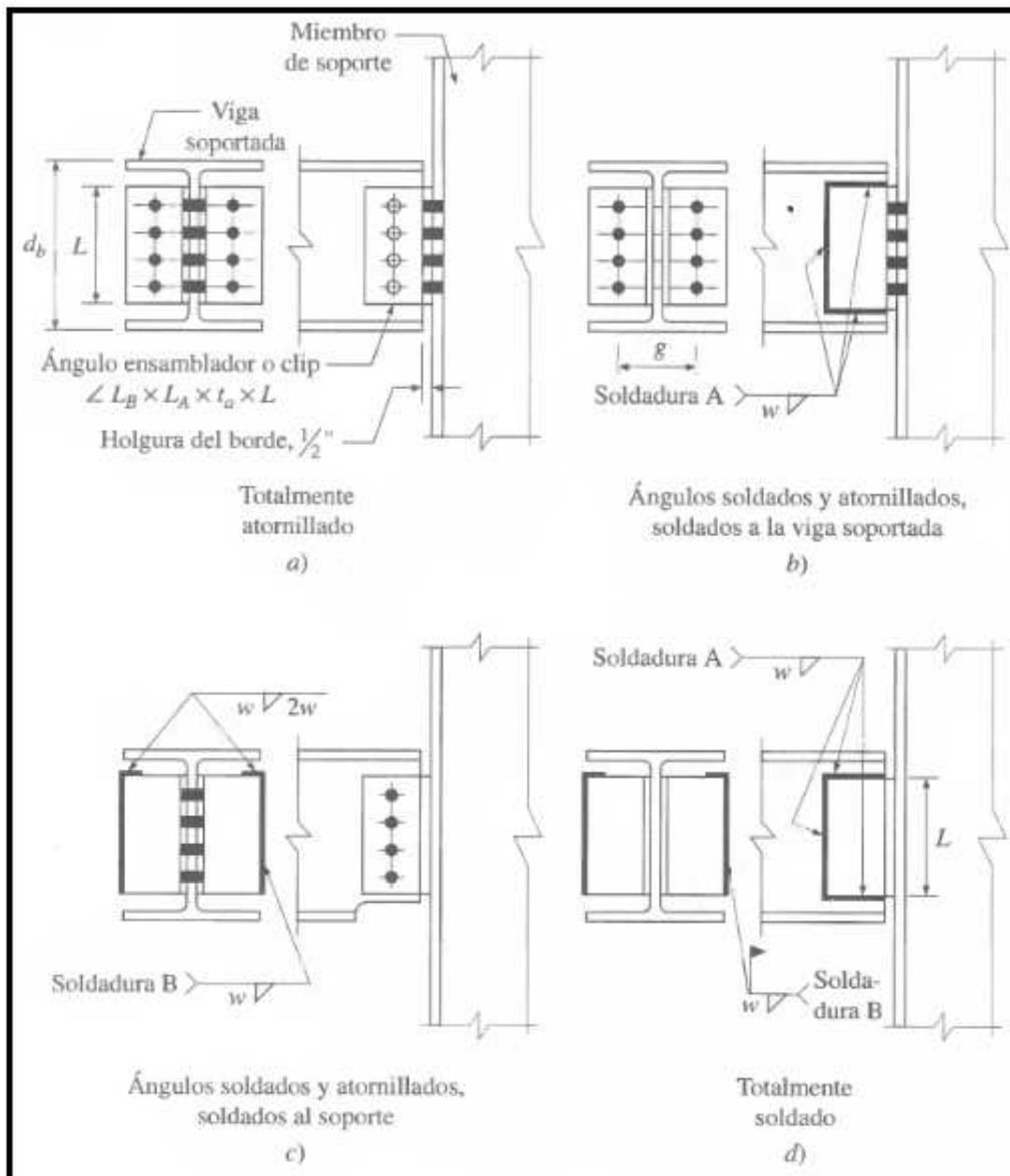


Figura 1.13 Algunas conexiones simples.

1.8.2.2 CONEXIÓN SEMIRRÍGIDA

Son aquellas que tienen una apreciable resistencia a la rotación del extremo, desarrollando así momentos de extremo de consideración. Las conexiones semirrígidas se usan con frecuencia, pero por lo general al calcular no se obtiene ventaja de sus posibilidades de reducción de momentos. En la Figura 1.14 se muestra tres conexiones prácticas semirrígidas capaces de proporcionar una considerable resistencia por momento.

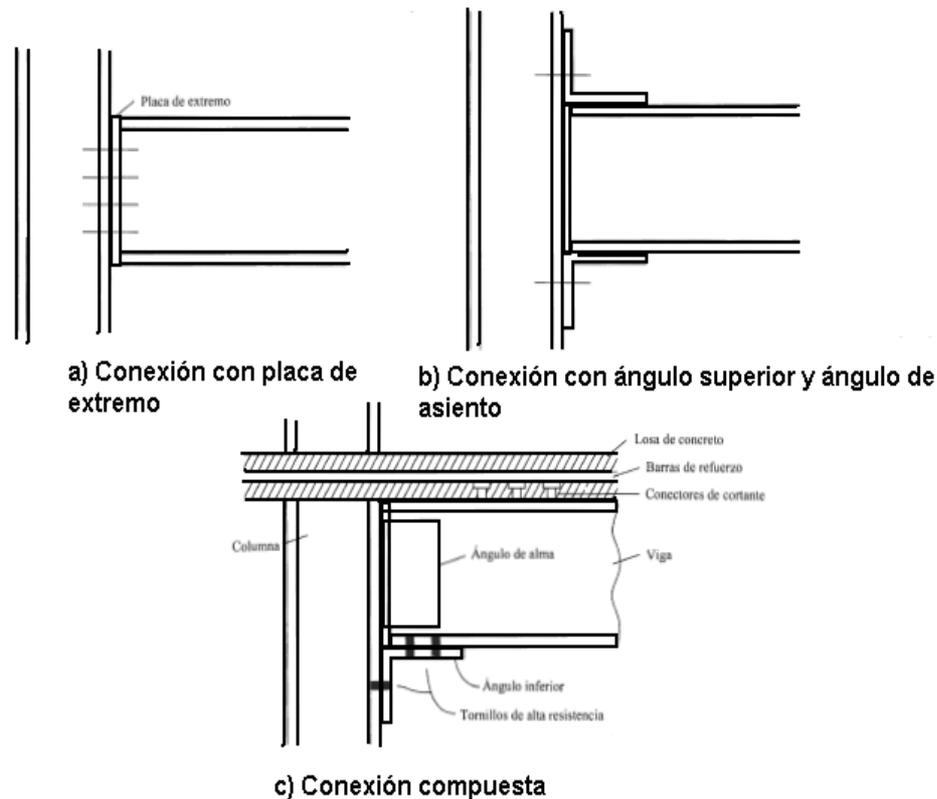


Figura 1.14 Algunas conexiones semirrígidas.

1.8.2.3 CONEXIÓN RÍGIDA

Las conexiones rígidas o conexiones resistentes a momento son aquellas que teóricamente no permiten rotación en los extremos de la viga y transfieren casi el 100% del momento al empotramiento. Las conexiones de este tipo pueden usarse para edificios altos en los que la resistencia al viento se desarrollan proporcionando continuidad entre los miembros de la estructura del edificio. En la Figura 1.15 se muestran varios tipos de conexiones resistentes a momento que proporcionan una restricción casi del 100%. Los atiesadores en las almas de las columnas se requieren en algunas de esas conexiones para proporcionar suficiente resistencia a la rotación.

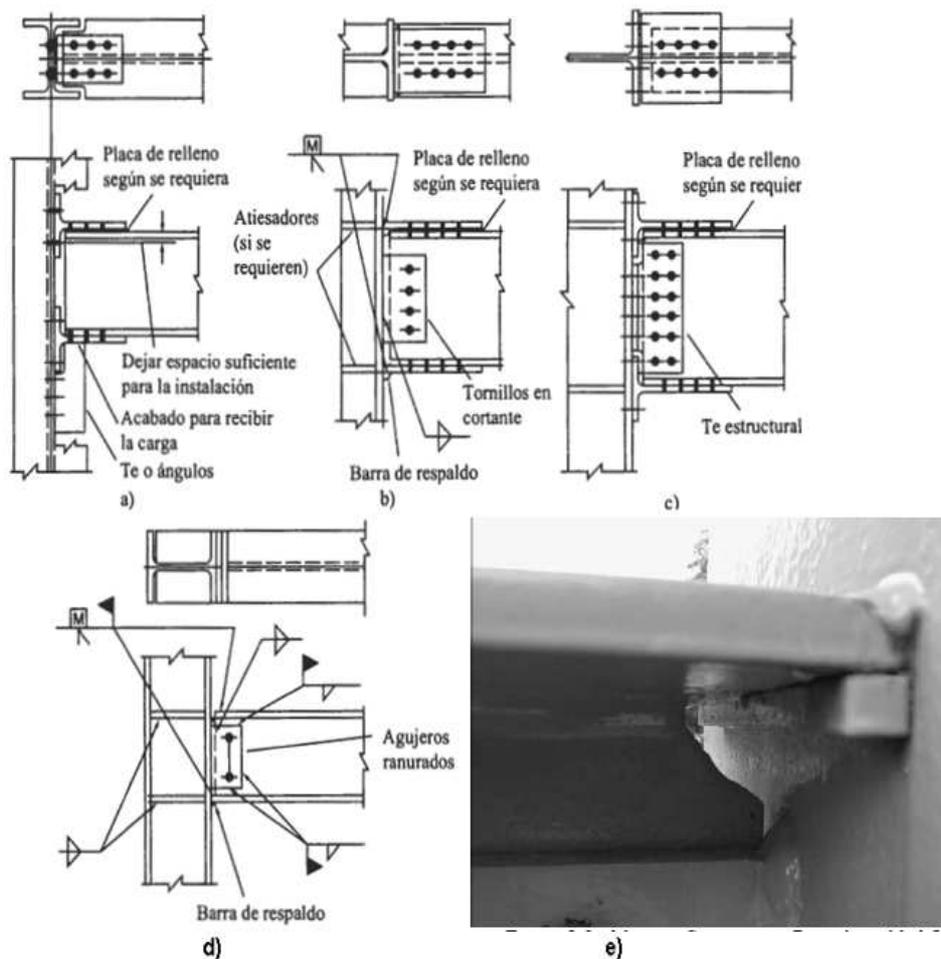


Figura 1.15 Algunas conexiones resistentes a momento.

Si el marco se diseña como marco rígido, las conexiones deben diseñarse de manera correspondiente, es decir, como conexiones por momento.

1.8.3 EMPALMES DE COLUMNAS

En las Figuras 1.16 y 1.17 se muestran algunos empalmes típicos de columnas. Los extremos de las columnas son usualmente maquinados de manera que pueden colocarse firmemente en contacto entre sí para fines de transmisión de la carga. Cuando las superficies de contacto son maquinadas, una gran parte de la compresión axial (si no es que toda) puede ser transferida a través de las áreas de contacto.

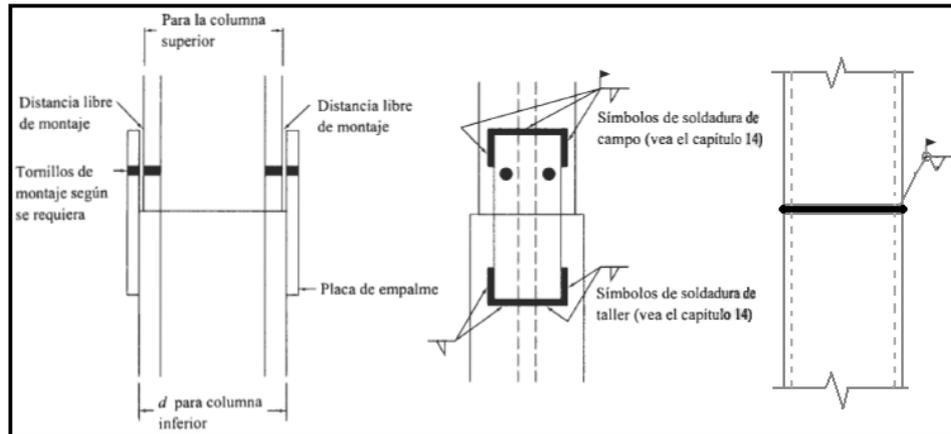


Figura 1.16 Empalmes de columnas para la misma serie W con peraltes próximos entre sí.

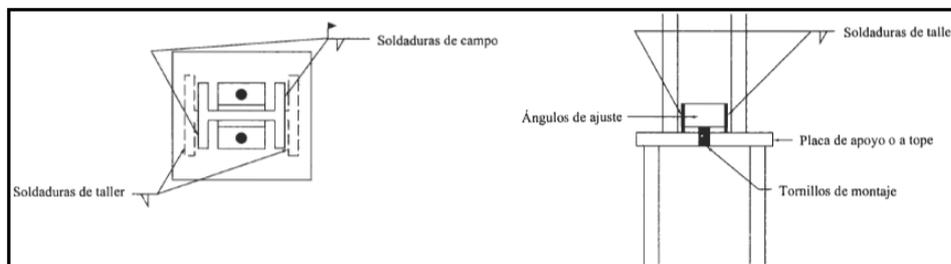


Figura 1.17 Empalmes de columnas con serie W diferentes.

Es obvio que existe una gran diferencia entre los empalmes a tensión y los empalmes a compresión. En los empalmes a tensión, toda la carga tiene que transferirse a través del empalme, en tanto que para los miembros a compresión, gran parte de la carga puede transferirse directamente por apoyo de una columna sobre otra. En este caso, el material del empalme es necesario para transmitir solamente el resto de la carga que no se transmite por contacto.⁴

1.9 ACERO ESTRUCTURAL⁵

La supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes que detallan a continuación.

⁴ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp165

⁵ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp17

1.9.1 VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

- **Alta resistencia;** implica que será relativamente bajo el peso de la estructura.
- **Uniformidad;** las propiedades del acero no cambian apreciablemente en el tiempo como son el caso de las estructura de concreto reforzado.
- **Elasticidad;** el acero sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos.
- **Ductilidad;** es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Un material que no tenga esta propiedad probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.
- **Tenacidad;** implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su formación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de una material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.
- **Ampliación de estructuras existentes;** las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles adiciones. Se pueden añadir nuevas crujeías e incluso alas enteras a estructuras ya existentes y los puentes con frecuencia pueden ampliarse.

1.9.2 PROPIEDADES DIVERSAS

Otras ventajas del acero estructural son:

- a) Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión como soldadura y tornillos.
- b) Posibilidad de prefabricar los miembros.
- c) Rapidez de montaje.
- d) Gran capacidad de laminarse en gran cantidad de tamaños y formas.
- e) Resistencia a la fatiga.
- f) Reuso posible después de desmontar una estructura y
- g) Posibilidad de venderlo como chatarra.

1.9.3 DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

En general el acero estructural tiene las siguientes desventajas:

- Costo de mantenimiento; los aceros son susceptibles a la corrosión por estar expuestos al aire y al agua, y por consiguiente, deben pintarse periódicamente.
- Costo de la protección contra el fuego; el acero es un excelente conductor de calos, de manera que los miembros estructurales pueden perder sus propiedades estructurales.
- Susceptibilidad al pandeo; cuando mas altos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo.
- Fatiga; su resistencia puede reducirse si se somete a un gran numero de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran numero de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión.
- Fractura frágil; bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas producen fractura frágil.

1.9.4 RELACIÓN ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL

Para entender el comportamiento de las estructura metálicas es absolutamente indispensable que el proyectista conozca las propiedades del acero estructural. Los diagramas esfuerzo-deformación (Ver Figura 1.18) ofrecen parte de la información necesaria para entender como se comporta este material en una situación particular.

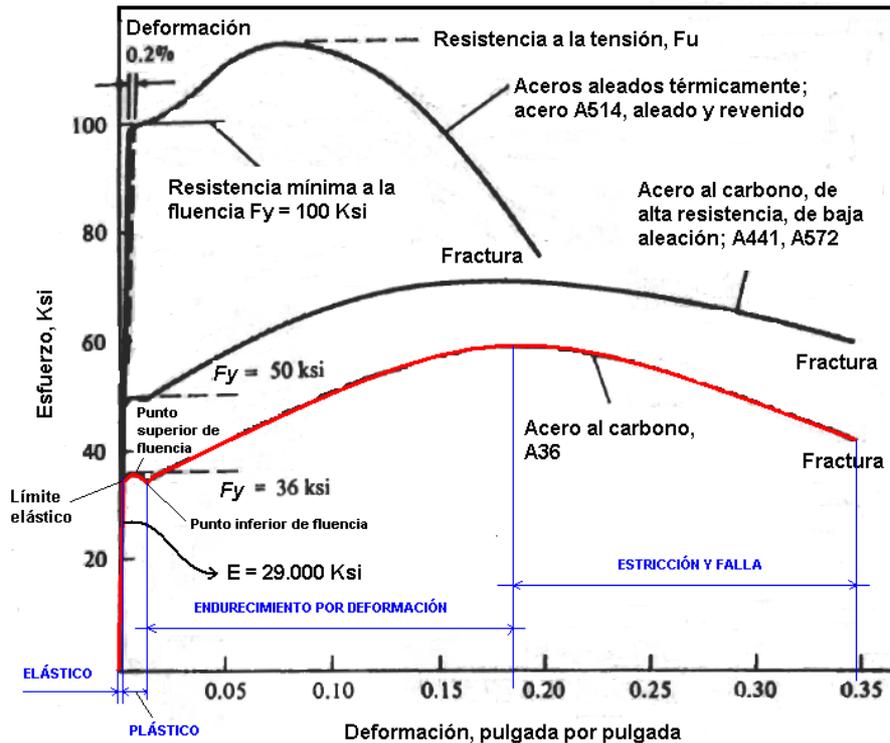


Figura 1.18 Curvas esfuerzo-deformación unitario para distintos valores de F_y .

En la Figura 1.18 muestra distintos tipos de curvas esfuerzo-deformación unitario para diferentes valores de F_y . El límite elástico y los puntos superior e inferior de fluencia están todos muy cercanos entre si y son tratados como un solo punto llamado punto de fluencia definido por el esfuerzo F_y . El otro punto de interés para el diseñador es el valor máximo del esfuerzo que puede alcanzar, llamado resistencia ultima en tensión F_u .

La razón del esfuerzo a la deformación unitaria (ver ecuación 1.1) dentro del rango elástico, denotado como “E” y llamado modulo de Young o modulo de elasticidad, es la misma para todos los aceros estructurales y tiene un valor de 29.000 Ksi (200.000 MPa).

$$E = \frac{\text{Esfuerzo}}{\text{Deformación}} = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (1.1)$$

El módulo de cortante “G” de cualquier material elástico, y en este caso para todos los aceros se calcula como:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (1.2)$$

Donde:

- $\mu = 0.3$, llamado coeficiente de Poisson para el acero.
- $G = 11.000 \text{ Ksi}$ (77.000 MPa).

1.9.5 ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACIÓN⁶

Existe un gran número de aceros de este tipo clasificados por la ASTM (Ver Tabla 1.1). Estos aceros obtienen sus altas resistencias y otras propiedades por la adición, aparte del carbono y manganeso, de uno o más agentes aleantes como el columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel y otros. Se incluyen aceros con esfuerzos de fluencia comprendidos entre 40 y 70 Ksi. Estos aceros generalmente tienen mucha mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono.

DESIGNACIÓN DE LA ASTM	TIPO DE ACERO	FORMA	USOS RECOMENDADOS	ESFUERZO MÍNIMO DE FLUENCIA, Fy, EN Ksi	RESISTENCIA MÍNIMA ESPECIFICADA A LA TENSIÓN, Fu, EN Ksi
A36	AL CARBONO	PERFILES, BARRAS Y PLACAS	EDIFICIOS, PUENTES Y OTRAS ESTRUCTURAS ATORNILLADAS O SOLDADAS	36, PERO 32 SI EL ESPESOR ES MAYOR DE 8 PULG	50-80
A529	AL CARBONO	PERFILES Y PLACAS HASTA DE 1/2 PULG	SIMILAR AL A36	42-50	60-100
A572	COLUMBIO-VANADIO DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACIÓN	PERFILES, PLACAS Y BARRAS HASTA DE 6 PULG	CONSTRUCCIÓN SOLDADA O ATORNILLADA. NO PARA PUENTES SOLDADOS CON Fy GRADO 55 O MAYOR	42-65	60-80
A242	DE ALTA RESISTENCIA, BAJA ALEACIÓN Y RESISTENTE A LA CORROSIÓN ATMOSFÉRICA	PERFILES, PLACAS Y BARRAS HASTA DE 5 PULG	CONSTRUCCIÓN SOLDADA, ATORNILLADA O REMACHADA; TÉCNICA DE SOLDADO MUY IMPORTANTE	42-50	63-70

⁶ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp20

DESIGNACIÓN DE LA ASTM	TIPO DE ACERO	FORMA	USOS RECOMENDADOS	ESFUERZO MÍNIMO DE FLUENCIA, Fy, EN Ksi	RESISTENCIA MÍNIMA ESPECIFICADA A LA TENSIÓN, Fu, EN Ksi
A588	DE ALTA RESISTENCIA, BAJA ALEACIÓN Y RESISTENTE A LA CORROSIÓN ATMOSFÉRICA	PLACAS Y BARRAS HASTA DE 4 PULG	CONSTRUCCIÓN ATORNILLADA	42-50	63-70
A852	ALEACIÓN TEMPLADA Y REVENIDA	PLACAS SOLO HASTA DE 4 PULG	CONSTRUCCIÓN SOLDADA Y ATORNILLADA, PRINCIPALMENTE PARA PUENTES Y EDIFICIOS SOLDADOS. PROCESO DE SOLDADURA DE IMPORTANCIA FUNDAMENTAL	70	90-110
A514	BAJA ALEACIÓN TEMPLADA Y REVENIDA	PLACAS SÓLO DE 2½ A 6 PULG	ESTRUCTURA SOLDADA CON GRAN ATENCIÓN A LA TÉCNICA; NO SE RECOMIENDA SI LA DUCTILIDAD ES IMPORTANTE	90-100	100-130

Tabla 1.1 Propiedades de aceros estructurales.

1.10 CORROSIÓN

Es la pérdida de material por un medio corrosivo o efecto electroquímico (oxidación). Desde el punto de vista económico, tiene un efecto elevado en todos los niveles de producción. El objetivo es controlar, evitar la corrosión para que no produzca daños económicos por perdidas de los elementos productivos y de producción.

1.10.1 TIPOS DE CORROSIÓN

A continuación se describen los distintos tipos de corrosión y su prevención:

- Generalizada; Es una oxidación homogénea e igual en todos los puntos de una superficie, es de tipo rojizo en el acero a causa del ambiente o ataque químico. La protección para este tipo de corrosión es a base de pintura o recubrimientos superficiales y también con inhibidores cerámicos de corrosión.
- Galvánica; Se produce al tener una diferencia de potencial (ΔV) entre ánodo y cátodo. Los iones salen de la superficie de ánodo que van a

moverse en el electrolito hacia el cátodo para volverse cargas neutras. Una forma de prevenir este tipo de corrosión es eliminando el ánodo colocando un generador de energía (Pila) para que ella sea la que pierde electrones, y se llama protección con corrientes impresas o protección catódica.

- Por picadura; Se produce por las irregularidades que existe en la superficie del acero, ya que se puede acumular electrolitos y provocar una diferencia de presiones de oxígeno.
- Solapada; Este tipo de corrosión se produce cuando se tienen elementos bridados ya que existe condiciones de diferencia de presiones de oxígeno.
- Intergranular; se produce en aceros inoxidable a causa de sensibilidad por precipitación de carburos.
- Selectiva; Se produce en el latón básicamente por el efecto de temperatura (Difusión) en los grano Cu-Zn.
- Bajo tensión; Mecanismo en el cual la corrosión penetra perpendicularmente a los esfuerzos, lo cual va a causar deformación plástica.
- En caliente; es un fenómeno que ocurre en turbinas, rotores a temperatura del orden de los 800°C en presencia de sales fundidas o compuestos que se forman como producto de la combustión de algún combustible.

1.11 ESPECIFICACIONES Y CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN

En contraste con los reglamentos de construcción, las especificaciones de diseño dan una guía más específica sobre el diseño de miembros estructurales y sus conexiones. Ellas presentan las directrices y criterios que permiten al diseñador llevar a cabo los objetivos indicados en un reglamento de construcción. Las especificaciones de diseño representan lo que se considera una buena práctica ingenieril basada en las últimas investigaciones. Las especificaciones de mayor interés para el propósito de esta tesis, son aquellas publicadas por las siguientes organizaciones:

- RTE INEN 037:2009, Reglamento Técnico Ecuatoriano, Diseño, Fabricación y Montaje de estructuras de Acero.

- AISC 360-05: Specification for Structural Steel Buildings.
- CPE INEN 5, Parte 1:2001, Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos Generales de Diseño.
- CPE INEN 03 Código de Dibujo Técnico-Mecánico.
- ASCE 7-05: Minimum Design Loads for Building and other Structures, American Society of Civil Engineers.
- AWS D1.1: Structural Welding Code-Steel 2006, American Welding Society.

1.12 DEFINICIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO ELÁSTICO Y PLÁSTICO

1.12.1 MÉTODO ELÁSTICO

Casi todas las estructuras de acero existentes fueron diseñadas con métodos elásticos. El diseñador estima las cargas de trabajo o servicio, o sea, las cargas que la estructura tiene que soportar y diseña los miembros estructurales con base en ciertos esfuerzos permisibles. Estos usualmente son cierta fracción del esfuerzo mínimo de fluencia especificado del acero.

1.12.2 MÉTODO PLÁSTICO

Se ha visto que la ductilidad del acero proporciona una reserva de resistencia y esta circunstancia es la base del diseño plástico. En este método, las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por ciertos factores de carga o de sobrecapacidad y los elementos estructurales se diseñan entonces con base sus resistencias al colapso.

Para propósito de este proyecto de titulación se usara el método plástico ya que proporciona un uso más económico del acero.

1.12.3 DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estado límite. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una

estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

- Estados límite de resistencia; Se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.
- Estados límite de servicio; Se refiere al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

“De acuerdo al diseño dispuesto para Diseño con Factores de Carga y Resistencia (LRFD) satisface los requerimientos de esta Especificación cuando el esfuerzo de diseño de cada componente estructural es igual o excede el esfuerzo requerido determinado en la base de cargas combinadas de la LRFD. Esta Especificación debería ser aplicada para todas las disposiciones, excepto para la sección B3.4”.⁷

El diseño debería cumplirse de acuerdo con la ecuación B3.1 (AISC):

$$R_u \leq \Phi R_n \quad (\text{B3.1})$$

Donde:

- R_u = Resistencia requerida (LRFD)
- R_n = Resistencia nominal
- Φ = Factor de resistencia
- ΦR_n = Resistencia de diseño

⁷ AISC, 2005, “Specification for Structural Steel Buildings”, Estados Unidos, pp11

1.12.3.1 FACTORES DE RESISTENCIA⁸

Con el factor de resistencia Φ , el diseñador reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales. En la Tabla 1.2 se dan los valores de los factores de resistencia característicos de la Especificación LRFD:

FACTORES DE RESISTENCIA O Φ	SITUACIONES
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.
0,9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal base, fluencia de la sección total de miembros a tensión
0,85	Columnas, aplastamiento del alma, distancia al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros
0,8	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldaduras de ranura con penetración parcial
0,75	Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión
0,65	Aplastamiento en tornillos (Que no sean tipo A307)
0,6	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

Tabla 1.2 Factores de resistencia característicos.

1.12.3.2 FACTORES DE CARGA

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas. El valor del factor de carga para cargas muertas es menor que el usado para cargas vivas, ya que el diseñador puede estimar con más precisión las magnitudes de las cargas muertas que las de las cargas vivas.

La Especificación LRFD presenta factores de carga y combinaciones de carga que fueron seleccionados para usarse con las cargas mínimas recomendadas en el Standard 7-05 de la ASCE con sus respectivas excepciones.⁹

⁸ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp57

⁹ ASCE, 2005, "ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", Estados Unidos, pp5

1. $1.4(D + F)$
2. $1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.8W)$
4. $1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
5. $1.2D + E + L + 0.2S$
6. $0.9D + 1.6W + 1.6H$
7. $0.9D + E + 1.6H$

La designación de estos factores de carga se presenta en la tabla 1.3.

1.12.3.3 VENTAJAS DEL MÉTODO LRFD

Ventajas detalladas de este método se presentan a continuación:

- Probablemente este método ahorre dinero si las cargas vivas son pequeñas comparadas con las muertas.
- Ayuda a proporcionar una confiabilidad mas uniforme para todas las estructuras de acero, sean cuales sean las cargas.
- Facilita la incorporación de los avances que se logren en el curso de los años en el campo del diseño estructural.
- En el Método LRFD se usa un factor de carga o de seguridad mucho menor para las cargas muertas, ya que estas se pueden determinar con mayor exactitud que las cargas vivas.

1.13 CARGAS¹⁰

“Las cargas son fuerzas u otras acciones que resultan del peso propio de los materiales de construcción del edificio, de sus ocupantes y pertenencias, efectos del medioambiente, diferenciales de movimiento, y cambios dimensionales moderados. Las cargas permanentes son aquellas cuyas variaciones respecto al tiempo son escasas o de mínima magnitud. Todas las demás clases de cargas son llamadas cargas variables”.¹¹

¹⁰ McCormac Jack C, 2002, “Diseño de estructuras de acero Método LRFD”, 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp40

¹¹ ASCE, 2005, “ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, Estados Unidos, pp1

1.13.1 DESIGNACIÓN DE CARGAS

Las cargas que soporta una estructura durante su vida se designa de la siguiente manera (Ver Tabla 1.3):

SÍMBOLO	NOTACIÓN
D	Carga muerta
E	Carga viva sismo
F	Carga de fluidos
H	Carga debida a la presión lateral del terreno
L	Carga viva ocupacional
Lr	Carga viva de techo
R	Carga de agua o hielo estancados
S	Carga viva de nieve
T	Fuerza de auto deformación
W	Carga viva de viento

**Tabla 1.3 Designación de Cargas,
Fuente: Manual AISC LRFD 2005 Capítulo 2**

A continuación se describen algunas de las cargas más importantes para este proyecto de titulación.

1.13.2 CARGA MUERTA (D)

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Estas son el peso propio de la estructura y otras cargas permanentemente unidas a ella. Para un edificio de estructura de acero, algunas de las cargas muertas se deben a: la estructura en si, los pisos, los muros, el techo, etc. Los pesos de muchos materiales se presentan en la séptima parte del Manual LRFD. Información aún más detallada sobre las cargas muertas se proporcionan en las Tablas C3-1 y C3-2 de la ASCE 7-05

1.13.3 CARGAS VIVAS (L)

Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Dicho simplemente, todas las cargas que no son muertas, son vivas. Las cargas que se mueven bajo su propio impulso como camiones, gente, grúas, etc., se denominan cargas móviles y aquellas que pueden ser desplazadas, como muebles,

materiales en un almacén, nieve, etc., se denominan cargas móviles. Otras cargas vivas son aquellas causadas al construir, viento, lluvia, sismo, voladuras, suelos y cambios de temperatura. Esta carga se determinara con el Capitulo 4 de la norma ASCE 7-05 con ayuda de la Tabla 4-1.

1.13.4 CARGA VIVA DE VIENTO (W)

Las magnitudes de las cargas de viento varían con la localidad geográfica, las alturas sobre el nivel del terreno, los tipos de terrenos que rodean a los edificios, incluyendo otras estructuras y algunos otros factores.

“La regla empírica común es que si la altura del edificio no es mayor de dos veces su dimensión lateral menor, son innecesarias las medidas contra las fuerzas de viento”.¹²

Pero para fines didácticos y prácticos con el uso y manejo de normas y para el propósito de este tema de titulación se usara la Sección 6.4 de la ASCE 7-05 por tratarse de una edificación de poca altura.

1.13.5 CARGA VIVA DE SISMO (S)

Muchas áreas en el mundo caen en “territorio sísmico” y en esas áreas es necesario considerar fuerzas sísmicas en todo tipo de estructuras. Las estructuras de acero pueden diseñarse y construirse económicamente para resistir las fuerzas causadas durante la mayoría de los sismos. Por otra parte, el costo de proporcionar resistencia sísmica a estructuras existentes puede ser extremadamente alto. Sismos recientes han demostrado claramente que el edificio o puente promedio que no ha sido diseñado para fuerzas sísmicas puede ser destruido por un sismo que no sea particularmente severo.

Para determinar la fuerza sísmica en este tema de titulación se usara la sección 12.14 de la ASCE 7-05.

¹² McCormac Jack C, 2002, “Diseño de estructuras de acero Método LRFD”, 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp612

1.14 MÉTODO: DESARROLLO DE LA FUNCIÓN DE CALIDAD

“El desarrollo de la función de calidad QFD (Quality Function Deployment) es un método globalizador cuyo objetivo principal es asegurar que en la definición de un producto o servicio se han considerado las necesidades y requerimientos de los usuarios (o, la voz del usuario), a la vez que también constituye una herramienta para la planificación de la calidad durante el ciclo de vida. Consiste en un proceso estructurado que permite traducir los requerimientos y deseos de los usuarios en requerimientos técnicos de ingeniería en cada fase del diseño y de la fabricación”.¹³

1.14.1 LAS 4 FASES

Yoji Akao definió una serie de matrices para guiar el proceso del desarrollo de la función de calidad. Cada fase del desarrollo de un producto (planificación del producto, despliegue de componentes, planificación del proceso y planificación de la producción) se representa por una matriz cuyas características de diseño aportan las especificaciones de entrada a la matriz siguiente, en una secuencia en forma de una cascada de cuatro saltos (Ver Figura 1.19):

- a) Planificación del producto (o casa de la calidad); Traduce las demandas de los clientes en características técnicas del producto.
- b) Despliegue de componentes; Traduce las especificaciones del producto (o características técnicas de la matriz anterior) en características de los componentes.
- c) Planificación del proceso; Traduce las especificaciones de los componentes (o características de los componentes de la matriz anterior) en características del proceso de fabricación.
- d) Planificación de la producción; Traduce las especificaciones del proceso (o características del proceso de fabricación de la matriz anterior) en procedimientos de planificación de la producción.

¹³ Riba i Romeva C, 2002, “Diseño de concurrente”, ETSEIB – UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña, pp177

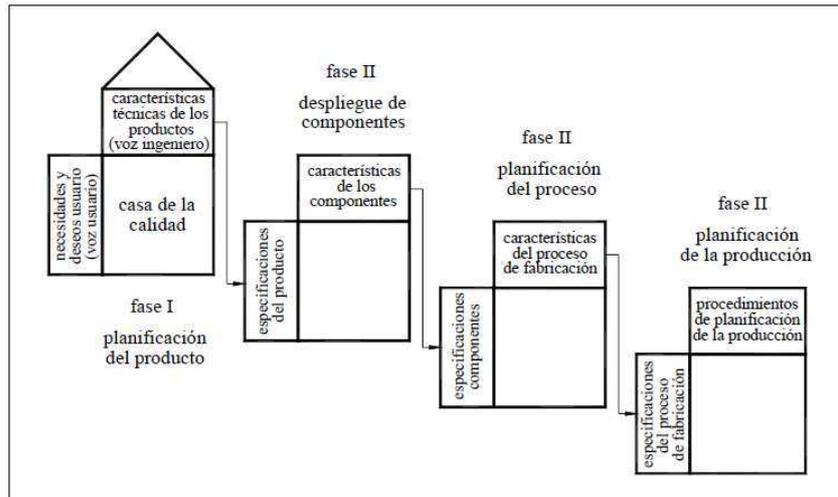


Figura 1.19 Esquema general del desarrollo de la función de calidad (QDF).

1.14.2 LA CASA DE LA CALIDAD

La primera de estas matrices (o casa de la calidad; Ver Figura 1.19), traduce las demandas de los usuarios (o voz del cliente) en requerimientos técnicos del producto. Es la de aplicación más frecuente y en ella se distinguen 6 pasos:

1. Voz del usuario; Describe las demandas (requerimientos y deseos) de los usuarios.
2. Análisis de competitividad; Describe, según el usuario, el grado de satisfacción que proporcionan los productos o servicios de la empresa respecto a los de la competencia.
3. Voz del ingeniero; Describe los requerimientos técnicos que deberán articularse para satisfacer las necesidades de los usuarios.
4. Correlaciones; Establece las correlaciones entre la voz de los usuarios y la voz del ingeniero.
5. Comparación técnica; Compara el producto de la empresa con los de la competencia.
6. Compromisos técnicos; Establece los compromisos potenciales entre las diferentes características técnicas del producto.

1.14.3 BENEFICIOS DEL QFD¹⁴

Entre los beneficios de la implantación del QFD se encuentran los siguientes:

- Define de forma muy consistente el producto
- Acorta los plazos de desarrollo
- Acumula conocimiento
- Requiere pocos cambios durante el desarrollo
- Mejora la relación entre departamentos de la empresa
- Elimina procesos que no añaden valor
- Identifica procesos que requieren mejoras
- Genera una documentación mucho más accesible
- Descubre nichos de mercado
- Facilita los cambios rápidos
- Aumenta la productividad
- Elimina reclamaciones de los usuarios

¹⁴ Riba i Romeva C, 2002, "Diseño de concurrente", ETSEIB – UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña, pp182

CAPITULO 2

ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS, DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS FUNCIONALES

2.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

A pesar de contar con especificaciones y manuales de diseño sismo-resistentes, el país poco ha incursionado en este tipo de diseño de estructuras de poca altura como el tema de este proyecto de titulación, y tras los terremotos ocurridos en varias partes del mundo que le han costado la vida a cientos de personas, es de irrelevante importancia aplicar los conocimientos adquiridos en este tipo de diseños.

2.2 COMPETENCIA Y AVALÚOS

2.2.1 AVALÚOS¹⁵

Para desarrollo de este tema de titulación se tomo como referencia los datos extraídos del avaluador de propiedades (Ver Referencia 16) y se tomo los siguientes valores del costo por metro cuadrado (USD/m²) de construcción tal como se muestran en la Tabla 2.1:

AVALÚO DE PROPIEDADES					
CASA					
SECTOR	PRECIO MIN	PRECIO MAX	PROMEDIO ANUAL	PROPIEDAD	ÁREA
	(USD/m²)	(USD/m²)	(USD/m²)	(USD)	(m²)
NORTE	153	1900	617	19970	131
CENTRO NORTE	219	990	569	65000	297
CENTRO	162	636	365	45000	278
SUR	118	650	345	48000	407
VALLES	63	2134	753	22000	349
PROMEDIO	143	1262	529,8	39994	292

Tabla 2.1 Avalúo de propiedades para la Provincia de Pichincha.

¹⁵ http://www.vive1.com/valvator/show_public (Noviembre 2010)

Por dar un ejemplo, quiere decir que si se quiere construir una casa en los valles de unos 200 m² de construcción, la casa costaría alrededor de unos 150.000 USD, ya que el valor promedio es de 753 USD/m² de construcción en este sector, con valores relativamente amplios que fluctúan entre 63 y 2134 USD/m² de construcción.

2.2.2 COMPETENCIA

Para desarrollar el método de la función de la calidad, se necesita analizar varios parámetros que serán incluidos en cada columna de la casa de la calidad (ver Anexo 3), como son:

- Columna A: evaluación del cumplimiento del producto del proyecto.
- Columnas B y C: evaluación del cumplimiento de los productos de la competencia.
- Columna D: Objetivos (fijación del nivel deseado, de 1 a 5).
- Columna E: Índice de mejora ($E = D/A \geq 1$).
- Columna F: Factor de venta (evaluación en niveles de 1; 1,2; 1,5).
- Columna G: Importancia (a partir de respuestas de los usuarios, de 1 a 5).
- Columna H: Ponderación ($H = E * F * G$).
- Columna I: Ponderación porcentual (en % sobre el total de las demandas).

Para establecer valores en las columnas B y C, se necesita datos de referencia de otros proyectos similares al planteado en este tema de titulación que cumplan con los requerimientos, necesidades y deseos de los usuarios. Tales valores se tomarán de los siguientes mobiliarios (Ver Anexo 4):

- Rubio & Pinos Cía. Ltda.¹⁶
- Conjunto residencial "BERNA"¹⁷

¹⁶ <http://www.nuestrohogar.com.ec/proyectos-inmobiliarios-Quito-Ecuador6.html>

¹⁷ http://www.ecuadormicasa.com/index.php?option=com_hotproperty&task=view&id=29&Itemid=4

2.3 PLANIFICACIÓN

De la encuesta realizada (Ver Anexo 1), se logro rescatar algunas necesidades y sugerencias de la persona o el grupo que proporcionaría los recursos financieros, monetarios o medios físicos para la realización de este proyecto de titulación, con respecto a este tipo de diseño, como es la vos del usuario, y se logro incluir la vos del diseñador para facilitar el análisis.

Para este análisis se realiza el esquema general del desarrollo de la función de la calidad aplicado para el diseño de este proyecto de titulación (Casa de la Calidad Ver Anexo 3).¹⁸

2.3.1 REQUERIMIENTOS DEL USUARIO

Esta sección traduce las demandas (requerimientos y deseos) de las personas en características técnicas del producto, gracias a la encuesta realizada en la que se formulo las siguientes preguntas:

1. ¿Cuál deberían ser los requerimientos y deseos básicos que como usuario demandaría para su casa?
2. ¿Cuáles deberían ser las demandas que le proporcionen satisfacción?
3. ¿Cuáles deberían ser las características que le complacerían para su casa en comparación con otras?

Para diferenciar los requerimientos y deseos de los usuarios se realizo un diagrama de afinidad (Ver Anexo 2), Y se obtuvo los requerimientos y sugerencias más importantes de las personas encuestadas, como son:

- Fabricación con buenos materiales.
- Sismo-Resistente.
- Brinde buena claridad (ahorro energía eléctrica).
- Bajo costo o costo razonable.

¹⁸ Riba i Romeva C, 2002, "Diseño de concurrente", ETSEIB – UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña, pp177

- Poco tiempo de construcción.
- Fácil para ser construida.
- Brinde seguridad.
- Aprovechamiento del espacio.
- Buen acabado estético.
- Proyección para construir otros pisos

2.3.2 REQUERIMIENTOS DEL DISEÑADOR

Para realizar este paso el diseñador debe crear una lista de características técnicas medibles, al alcance de este proyecto de titulación que puedan dar cumplimiento a las demandas del usuario, así como sigue (Ver Anexo 3):

- Dimensiones (metros, m).
- Peso (Kilogramos, k).
- Área de construcción (metros cuadrados, m^2).
- Precio o avalúo (dólares, USD).
- Tiempo de construcción (meses).
- Número de pisos.
- Tipo de suelo (Perfil del suelo, S).
- Fuerza de sismo (escala Richter, ≤ 8.5).

Del esquema general de la casa de la calidad (Ver Anexo 3) se obtuvieron los siguientes resultados:

2.3.3 DEMANDAS

Para identificar las demandas se realizó un brainstorming (o lluvia de ideas) entre un grupo de encuestados en relación a todos sus requerimientos y deseos sobre el proyecto de titulación (Ver Anexo 3), aunque sean expresados de forma vaga, incompleta y con redundancias. Estas demandas se clasificaron en:

2.3.3.1 DEMANDAS BÁSICAS (B)

- Fabricación con buenos materiales.
- Sismo-Resistente.
- Proyección para construir otros pisos

2.3.3.2 DEMANDAS UNIDIMENSIONALES (O)

- Bajo costo o costo razonable.
- Poco tiempo de construcción.
- Fácil para ser construida.

2.3.3.3 DEMANDAS ESTIMULANTES (E)

- Brinde buena claridad (ahorro energía eléctrica).
- Aprovechamiento del espacio.
- Brinde seguridad.
- Buen acabado estético.

2.3.4 ANÁLISIS DE LA COMPETENCIA

El resultado de las columnas de la “A” hasta la “I” (Ver Anexo 3), indica que hay que concentrar los esfuerzos de diseño en cinco puntos que concentran casi el 70% (Ver Figura 2.1) de los requerimientos y deseos del usuario, que en orden de importancia son:

- Sismo-Resistente (16.43%).
- Proyección para construir otros pisos (16.43%)
- Fabricación con buenos materiales (13.14%).
- Bajo costo o costo razonable (13.14%).
- Poco tiempo de construcción (10.52%).
- Otros (30.34%)

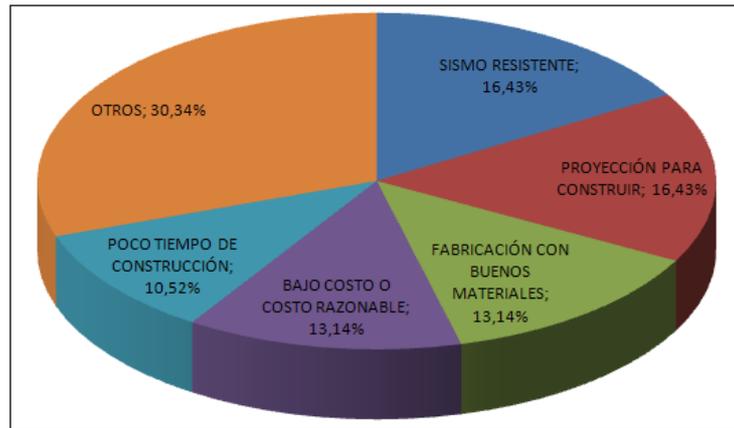


Figura 2.1 Porcentaje de importancia requerimientos del usuario.

2.3.5 INCIDENCIAS DE LAS CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Luego se decide evaluar la incidencia de las características técnicas en la mejora del proyecto, de la que se considera que 6 de ellas tienen incidencias significativas con un aproximado del 93% del total, siendo las tres características más destacadas:

- Tipo de suelo (22.9%).
- Peso de la casa (18.7%).
- Numero de pisos (16.11%).
- Otros (42.29%)

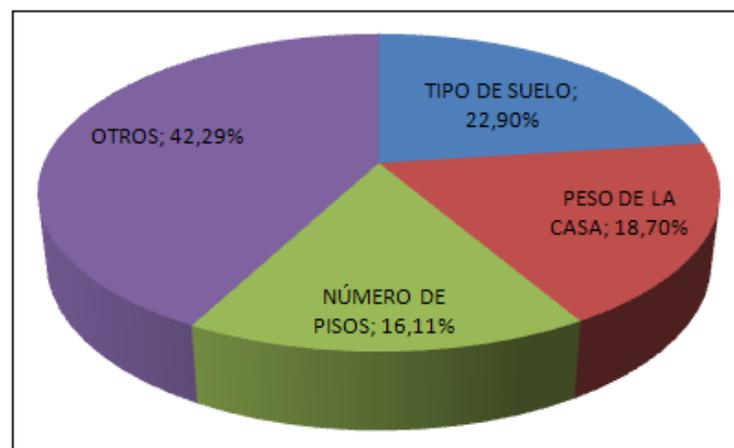


Figura 2.2 Porcentaje de importancia características técnicas.

2.3.6 COMPROMISOS

Tras analizar las correlaciones técnicas de diseño se establece que los compromisos entre características técnicas coinciden de tal manera que si:

- Mejoro las dimensiones de la casa, mejoro el área de construcción, para así llegar a una simetría (correlación positiva).
- Mejoro las dimensiones de la casa, mejoro la fuerza de sismo (correlación positiva).
- Mejoro o reduzco el peso de la casa, reduzco el precio o avalúo (correlación muy positiva).
- Mejoro o reduzco el peso de la casa, reduzco la fuerza de sismo (correlación muy positiva).
- Aumento el área de construcción, aumenta el precio o avalúo (correlación negativa).
- Disminuyo el tiempo de construcción, aumenta el precio o avalúo (correlación negativa).
- Aumento el diseño para el número de pisos, aumenta el precio o avalúo (correlación negativa).
- Mejoro el tipo de suelo, mejoro el diseño para un mayor número de pisos (correlación positiva).
- Aumento el número de pisos, aumenta la fuerza de sismo (correlación negativa).
- Mejoro el tipo de suelo, disminuyo el efecto de la fuerza de sismo (correlación muy positiva).

2.4 DESARROLLO DEL PROYECTO

“A partir de la manifestación de una necesidad o del reconocimiento de una oportunidad, hay que establecer la definición del producto, etapa fundamental para su desarrollo posterior. Las deficiencias en la etapa inicial de definición del producto llevan a menudo al desenfoco de su solución, dedicando esfuerzos a aspectos secundarios a la vez que se desatienden aspectos fundamentales. No es raro que una mala definición del producto conduzca al fracaso global de un

proyecto. La definición del producto se establece a través de la especificación que constituye la guía y referencia para el, su diseño y desarrollo”.¹⁹

2.4.1 ESPECIFICACIÓN DEL PROYECTO²⁰

La especificación del producto o proyecto es la manifestación explícita del conjunto de determinaciones, características o prestaciones que debe guiar su diseño y desarrollo. Cabe distinguir entre dos tipos de especificaciones:

- Requerimiento (R, o especificación necesaria); Es toda especificación sin la cual el proyecto pierde su objetivo.
- Deseo (D, o especificación conveniente); Es toda especificación que, sin ser estrictamente necesaria para el objetivo del proyecto, mejoraría determinados aspectos de el.

Para propósito de esta tesis se establecen las siguientes especificaciones (Ver Tabla 2.1) luego de analizar la casa de la calidad (Ver Anexo 3).

Cada descripción de las especificaciones se obtiene de los datos de requerimientos y deseos de los usuarios, así como también, de los datos de avalúos.

¹⁹ Riba i Romeva C, 2002, “Diseño de concurrente”, ETSEIB – UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña, pp85

²⁰ Riba i Romeva C, 2002, “Diseño de concurrente”, ETSEIB – UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña, pp85

ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO			
EMPRESA:		PRODUCTO:	
XXX		CASA	
ESPECIFICACIONES			
CONCEPTO	PROPONE	R/D	DESCRIPCIÓN
Función	D	R	Sismo-Resistente
Dimensiones	D	R	Casa de 2 pisos
	C	D	Proyectada para 3 pisos a futuro
	M	D	Área de construcción > a 131 m ²
	D	R	Altura de nivel > 2,7 m
Fuerzas	D	R	Sismo de hasta 8,5 en la escala de Richter
Materiales	D	R	Columnas y vigas de acero estructural A-36
	C	D	Paredes de bloque
	C	D	Loza de concreto
Costos y Plazos	M	D	Precio final ≤ a 42000 USD
	D	D	Plazo para su entrega < a 6 meses
Seguridad y Ergonomía	D	R	Habitable para 5 personas
	C	D	Servicios básicos
	C	D	Buen acabado
Impacto Ambiental	C	D	> número de ventanas (ahorro de electricidad)
	C	R	Número de columnas y vigas necesarias
Aspectos legales	D	R	Cumpla la norma INEN 037
	C	R	Cumpla ordenanzas municipales

Tabla 2.2 Propiedades de aceros estructurales.

PROPONE: D→Diseño; C→Cliente; M→Marketing

R/D: R→Requerimiento ; D→Deseo

2.5 DEFINICIÓN DEL PROYECTO

Gracias a las características obtenidas de la casa de la calidad y de las especificaciones se logro definir o conceptualizar la idea del proyecto, generando un resultado con soluciones aceptables para el diseño. La definición de este proyecto se presenta de la siguiente manera:

“Diseñar una casa sismo-resistente de dos niveles, con proyección para construir un tercer nivel, con un área de construcción mayor a 131 m², con una altura de piso mayor o igual 2.5 m, que soporte un sismo de hasta 8.5 en la escala de

Richter, que use como material estructural acero A-36, que tenga por facilidad económica paredes de bloque y loza de concreto, con un precio que no exceda los 65000 USD, con un plazo de entrega de 6 meses como máximo, que sea habitable para 5 personas, que no se tenga que restringir el número de columnas por seguridad, que cumpla con las especificaciones ya establecidas y con ordenanzas municipales”.

2.6 EVALUACIÓN DE SOLUCIONES²¹

Para propósito de esta tesis se usara la clasificación estructural para edificios compuestos por marcos rígidos sin soporte lateral por tratarse de una edificación de poca altura con respecto a su dimensión lateral menor.

Estas evaluaciones en general no se centran sobre en un determinado elemento, sino que se deben ponderar distintos aspectos del proyecto en base a criterios que a menudo implican juicios de valor. Para tomar una decisión siempre deben estar presentes los dos elementos siguientes:

- a) Alternativas; Como mínimo debe de disponerse de dos alternativas (lo más adecuado es entre 3 y 6) cuyas características deben ser diferentes.
- b) Criterios; Hay que establecer los criterios en base a los cuales las alternativas deberán ser evaluadas, así como también la ponderación relativa entre ellas.

Para evaluar las posibles soluciones se usara el Método Ordinal Corregido de Criterios Ponderados.

2.6.1 ALTERNATIVAS

Las soluciones o alternativas posibles a ponderar se basan en el tipo de conexión del marco rígido. Si el marco se diseña como marco rígido, las conexiones deben diseñarse de manera correspondiente, es decir, como conexiones por momento.

²¹ Riba i Romeva C, 2002, “Diseño de concurrente”, ETSEIB – UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña, pp59

De acuerdo a la sección 1.5 del Capítulo 1, se establecen los siguientes tipos de soluciones para las conexiones entre columnas-viga:

1. Solución A; Conexión totalmente restringida soldada directamente a la columna.
2. Solución B; Conexión totalmente restringida soldada directamente a la columna con placa de cortante.
3. Solución C; Conexión totalmente restringida soldada a la columna con ángulos de asiento.
4. Solución D; Conexión totalmente restringida soldada a la columna con ángulos de asiento y con placa de cortante.

Las distintas soluciones se presentan en la Figura 2.3 y Figura 2.4:

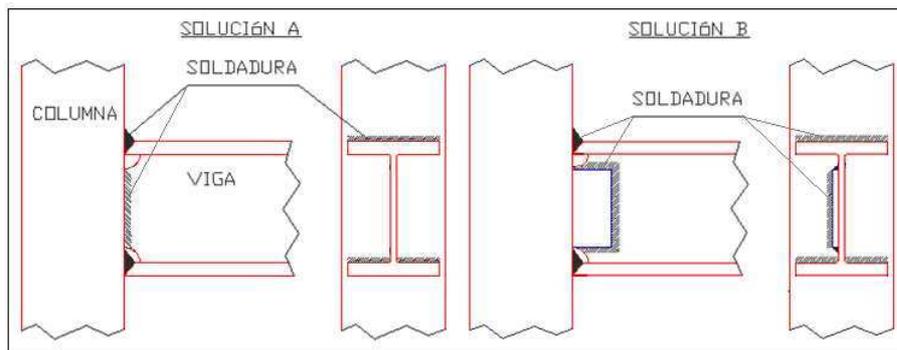


Figura 2.3 Solución A y Solución B.

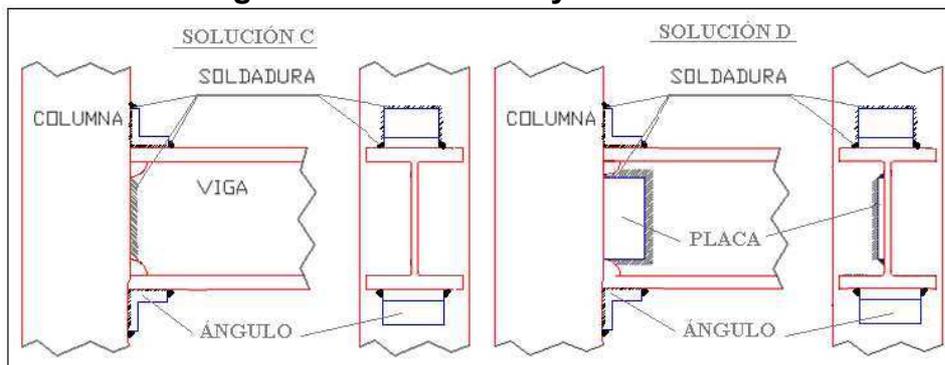


Figura 2.4 Solución C y Solución D.

Se tiene que usar este tipo de configuración ya que las columnas van a ser de sección armada.

2.6.2 CRITERIOS

Los criterios de valoración que se consideran más importantes y determinantes son:

- Fiabilidad; Ya que se confía en el tipo de conexión para evitar fallos y contratiempos mucho mas serios.
- Precio; Ya que el costo esta expresado en el tipo de conexión y tiene que ser un valor aceptable.
- Tiempo; Ya que hay que ser consecuentes con los distintos elementos a conectar.
- Amplitud de aplicación; Ya que se tienen diferentes tipos de unión.

2.6.3 EVALUACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DE CADA CRITERIO

FIABILIDAD > PRECIO > A. APLICACIÓN > TIEMPO						
CRITERIO	PRECIO	FIABILIDAD	TIEMPO	A. APLICACIÓN	$\Sigma + 1$	PONDERACIÓN
PRECIO		0	1	1	3	0,30
FIABILIDAD	1		1	1	4	0,40
TIEMPO	0	0		0	1	0,10
A. APLICACIÓN	0	0	1		2	0,20
SUMA					10	1

Tabla 2.3 Evaluación de los pesos específicos de las distintas soluciones para cada criterio.

2.6.4 EVALUACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL CRITERIO PRECIO

SOLUCIÓN A > SOLUCIÓN B > SOLUCIÓN C > SOLUCIÓN D						
PRECIO	SOLUCIÓN A	SOLUCIÓN B	SOLUCIÓN C	SOLUCIÓN D	$\Sigma + 1$	PONDERACIÓN
SOLUCIÓN A		1	1	1	4	0,40
SOLUCIÓN B	0		1	1	3	0,30
SOLUCIÓN C	0	0		1	2	0,20
SOLUCIÓN D	0	0	0		1	0,10
SUMA					10	1

Tabla 2.4 Evaluación de las soluciones con respecto al criterio Precio.

2.6.5 EVALUACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL CRITERIO FIABILIDAD

SOLUCIÓN B > SOLUCIÓN D > SOLUCIÓN A > SOLUCIÓN C						
<i>FIABILIDAD</i>	SOLUCIÓN A	SOLUCIÓN B	SOLUCIÓN C	SOLUCIÓN D	$\Sigma + 1$	PONDERACIÓN
SOLUCIÓN A		0	1	0	2	0,20
SOLUCIÓN B	1		1	1	4	0,40
SOLUCIÓN C	0,5	0		0	1,5	0,15
SOLUCIÓN D	1	0,5	1		3,5	0,35
SUMA					11	1

Tabla 2.5 Evaluación de las soluciones con respecto al criterio Fiabilidad.

2.6.6 EVALUACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL CRITERIO TIEMPO

SOLUCIÓN A > SOLUCIÓN B > SOLUCIÓN C > SOLUCIÓN D						
<i>TIEMPO</i>	SOLUCIÓN A	SOLUCIÓN B	SOLUCIÓN C	SOLUCIÓN D	$\Sigma + 1$	PONDERACIÓN
SOLUCIÓN A		1	1	1	4	0,40
SOLUCIÓN B	0		1	1	3	0,30
SOLUCIÓN C	0	1		1	3	0,30
SOLUCIÓN D	0	0	0		1	0,10
SUMA					11	1

Tabla 2.6 Evaluación de las soluciones con respecto al criterio Tiempo.

2.6.7 EVALUACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL CRITERIO AMPLITUD DE APLICACIÓN

SOLUCIÓN A = SOLUCIÓN B > SOLUCIÓN C = SOLUCIÓN D						
<i>A. APLICACIÓN</i>	SOLUCIÓN A	SOLUCIÓN B	SOLUCIÓN C	SOLUCIÓN D	$\Sigma + 1$	PONDERACIÓN
SOLUCIÓN A		0,5	1	1	3,5	0,35
SOLUCIÓN B	0,5		1	1	3,5	0,35
SOLUCIÓN C	0	0		0,5	1,5	0,15
SOLUCIÓN D	0	0	0,5		1,5	0,15
SUMA					10	1

Tabla 2.7 Evaluación de las soluciones con respecto al criterio A. Aplicación.

2.6.8 TABLA DE CONCLUSIONES

CONCLUSIÓN	PRECIO	FIABILIDAD	TIEMPO	A. APLICACIÓN	Σ	PRIORIDAD
SOLUCIÓN A	0,12	0,08	0,04	0,07	0,31	2
SOLUCIÓN B	0,09	0,16	0,03	0,07	0,35	1
SOLUCIÓN C	0,06	0,06	0,03	0,03	0,18	4
SOLUCIÓN D	0,03	0,14	0,01	0,03	0,21	3

Tabla 2.8 Comparación de prioridad entre las distintas soluciones.

La solución B es la mejor situada con un valor de ponderación de 0.35, cercana a esta, está la solución A con un valor de 0.31, y por ultimo están las soluciones D y C con valores lejanos de 0.21 y 0.18 respectivamente.

2.7 DATOS DE INICIO

Ya que el alcance de diseño de este proyecto de titulación es muy extenso, se debe tener un marco de referencia para poder guiar el diseño dentro de un análisis real.

La información necesaria se presenta a continuación:

- Plano topográfico; Aquí consta la geometría general del lote y su ubicación (Ver Anexo 6).
- Línea de fabrica; Aquí consta la información detallada de las dimensiones del terreno, sus calles, los coeficientes de construcción COS y CUS, el numero mínimo de pisos a construir, etc. (Ver Anexo 5).
- Plano arquitectónico; Aquí se va a respetar la geometría general del diseño estructural (Ver Anexo 7).

CAPITULO 3

DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 ESTRUCTURACIÓN

En esta sección se establece las dimensiones generales de diseño partiendo del plano arquitectónico.

3.1.1 GEOMETRÍA GENERAL DE DISEÑO

El plano arquitectónico (Ver Anexo 7) nos muestra la geometría general de diseño ya que ahí se ubicara el número de vigas, columnas y viguetas necesarias a diseñar (Ver Figura 3.1).

La estructuración mostrada en la Figura 3.1 muestra las siguientes características:

- Se presenta el marco rígido de mayor longitud con 3 claros, espaciados 4.8, 6 y 4.8 metros y 2 niveles con una altura de nivel de 2.85 metros.
- Se presenta el marco rígido de menor longitud con 2 claros espaciados 3 metros cada uno y 2 niveles con una altura de nivel de 2.85 metros.
- La separación entre columnas se representa con color verde y la distancia corresponde a la separación del marco rígido ya descritos, y se agregan el número necesario de elementos, con un total de 12 columnas en cada nivel, una en cada esquina y con 6 columnas centrales, tal como lo permite el modelo arquitectónico.
- Los claros de las vigas se representa de color azul, con un total de 17 vigas en el primer y segundo nivel, además de 12 vigas pequeñas en voladizo tanto para el piso del primer y segundo nivel.
- Las correas se representan de color gris, y se ubican en cada cuadrante un total de tres correas a lo largo de la distancia de menor claro, con una separación entre correas de de 1.5 m en el claro de menor longitud y 1.6 m en el claro de mayor longitud.

Para el desarrollo de esta tesis se usará el programa para diseño estructural ETABS 9.5 por facilidad de cálculo de esfuerzos.

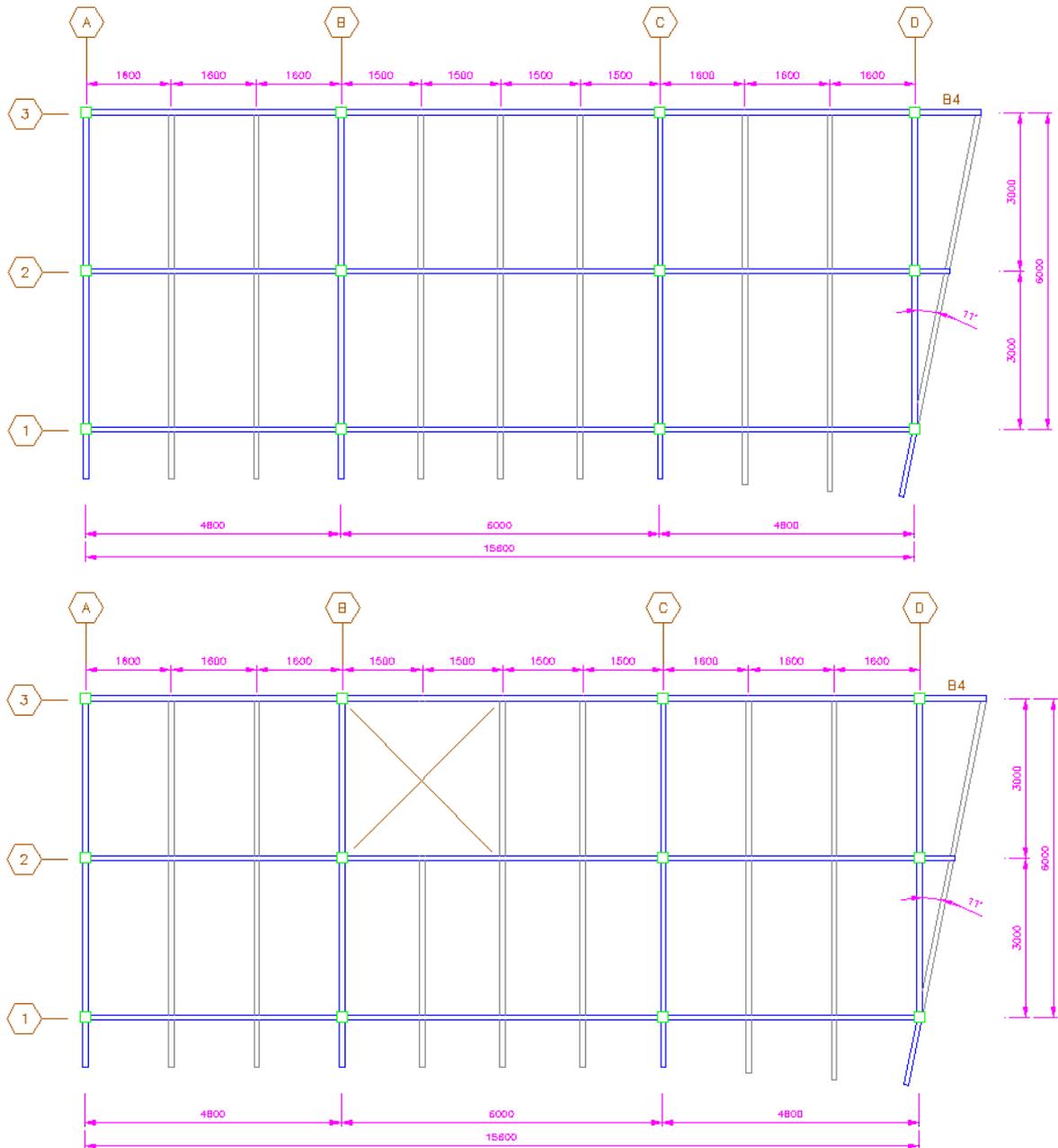


Figura 3.1 Ubicación de elementos estructurales.

3.1.2 CARGAS ACTUANTES

Las cargas actuantes que van a estar presentes en el diseño estructural de este proyecto de titulación son las siguientes:

3.1.2.1 CARGA MUERTA

La carga muerta se establece de acuerdo a la ASCE 7-05 tal como se presenta en la siguiente tabla:

TIPO DE CARGA MUERTA	CARGA (KN/m ²)
CIELO RASO GYPSUM (YESO)	0,48
ACABADOS DE PISO DE 19 Y 25 mm	1,1
PAREDES INTERIORES Y EXTERIORES (KN/m)	2,01
PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA	SE LO CALCULA AUTOMÁTICAMENTE POR EL SOFTWARE ETABs

Tabla 3.1 Descripción de carga muerta, Fuente: ASCE 7-05 Tabla C3-1.

Cabe recalcar algunas consideraciones a este tipo de cargas muertas presentadas en la Tabla 3.1:

- La carga de la loza se calcula manualmente con ayuda de los datos de LOSACERO DIPAC (Ver Anexo 9).
- La carga muerta de paredes se define de acuerdo a la Tabla C3-1 de la ASCE con una densidad de 16.49 KN/m³ con un espesor de pared de 152 mm, ya que se es el ancho de bloque a utilizar y con una carga de pared de 2.01 KN/m.

3.1.2.2 CARGA VIVA

Las cargas vivas se establecen de acuerdo a la ASCE 7-05 tal como se presenta en la siguiente tabla:

USO U OCUPACIÓN	CARGA UNIFORME (KN/m ²)
RESIDENCIAL, TODAS LAS AÉREAS EXCEPTO ESCALONES Y BALCONES	1,92 ASCE 7-05 TABLA 4-1
BALCONES, PARA UNA O DOS FAMILIAS, ÁREA ≤ 9,3 m ²	2,87 ASCE 7-05 TABLA 4-1
CARGA VIVA EN GRADAS	1,33 (KN) ASCE 7-05 SECCIÓN 4,4,4
CARGA DE LLUVIA ds=dh=15 mm	0,29 SECCIÓN 8-3 ASCE
CARGA DE GRANIZO O CENIZA	1, NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN PARTE 3
TECHOS PARA PROPÓSITOS DE PASEO	2,87 ASCE 7-05 TABLA 4-1

Tabla 3.2 Descripción de mínima carga viva distribuida Lo, Fuente: ASCE 7-05.

De acuerdo a la sección 4.8 de la ASCE 7-05 la carga viva se reduce conforme aumenta el número de pisos en la estructura. Para este proyecto de titulación se usara la reducción de carga viva analizada por el programa ETABs 9.5, ya que este tipo de estructura es de poca altura.

3.1.2.2.1 ENCHARCAMIENTO²²

La cantidad de agua que puede ser retenida sobre un techo depende de la flexibilidad de la estructura. Las especificaciones establecen que un sistema de techo puede considerarse estable y que no requiere investigación ulterior si satisface la siguiente expresión:

$$C_p + 0.9C_s \leq 0.25 \quad (3.1)$$

Donde:

$$C_p = \frac{32L_s L_p^4}{10^7 I_p}$$

$$C_s = \frac{32S L_s^4}{10^7 I_s}$$

L_p = longitud de los miembros primarios, pie

L_s = longitud de los miembros secundarios, pie

S = separación entre miembros secundarios, pie

I_p = momento de inercia de miembros primarios, in⁴

I_s = momento de inercia de miembros secundarios, in⁴

Del plano estructural (Ver Anexo 15) se obtienen las dimensiones principales y secundarias tanto para las longitudes como para momentos de inercia, y la ecuación 3.1 establece lo siguiente:

$$C_p = 0.029 \quad y \quad C_s = 0.0083 \quad \therefore \quad 0.029 + 0.9 * 0.0083 < 0.25$$

²² McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp690

3.1.2.3 CARGA DE VIENTO

La carga de viento se diseña de acuerdo a lo establecido en la Sección 6.1.2 de la ASCE 7-05, donde establece el Método 1 (Procedimiento Simplificado) de la Sección 6.4, para edificios que cumplan los parámetros o condiciones del Sistema Resistente a la Principal Fuerza de Viento (Main Wind-Force Resisting Systems MWFRSs) establecido en la Sección 6.2 de la misma especificación.

3.1.2.3.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DEL MÉTODO 1

Se consideran los siguientes parámetros:

1. La velocidad básica de viento V se asumirá que viene de cualquier dirección horizontal.
2. Un factor de importancia I que se determinara de acuerdo a la Sección 6.5.5 de la ASCE con respecto a la Tabla 6-1 de esta especificación y con la respectiva categoría de la edificación establecida en la Tabla 1-1 de esa especificación.
3. La categoría de exposición que se determinara de acuerdo a la Sección 6.5.6. Este proyecto cae en la categoría B por ser de área Urbana.
4. Una altura h y un coeficiente de ajuste de exposición será determinado de la Figura 6-2 de la ASCE.

Las presiones de viento tanto para barlovento y sotavento en cualquier dirección horizontal se determinara con la expresión:

$$p_s = \lambda \cdot K_{zt} \cdot I \cdot p_{S30} \quad (3.2) \quad \text{Ecuación 6-1 de la ASCE 7-05}$$

Donde:

- p_s = presión de viento, KN/m²
 λ = factor de ajuste de exposición; para $h = 30$ ft; categoría B; $\lambda = 1$
 K_{zt} = factor topográfico, 1; definido en la Sección 6.5.7.2 de la ASCE 7-05

- I = factor de importancia, 1; para categoría II de edificaciones (Tabla 11.5-1 de la ASCE 7-05).
- ps30 = presión de viento de diseño simplificado para categoría B; I = 1; para una velocidad de viento de 85 mph o aproximadamente 137 Km/h para Quito; ps30 = 1.5 pfs = 0.55085 KN/m².
- ps = 0.55085 KN/m².

Este valor se puede aplicar directamente como carga uniforme en cada dirección horizontal tanto para barlovento y sotavento, o se puede aplicar directamente estos coeficientes dentro del software (ETABs 9.5) de análisis y conseguir datos dinámicos que nos permitan calcular esfuerzos máximos.

3.1.2.4 CARGA DE SISMO

Como una alternativa de diseño la Sección 12.4 de la ASCE 7-05 permite un procedimiento de diseño bajo ciertas limitaciones sobre la dimensión estructural. El cortante basal sísmico, V, debe ser determinado acorde con la ecuación 12.14-11 de la ASCE 7-05:

$$V = \frac{F \cdot S_{DS}}{R} * W \quad (3.3)$$

Donde:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s$$

Donde:

- Fa = coeficiente de aceleración para periodos cortos basado en el sitio; clase de sitio tipo D (Tabla 12.6-1 y 20.3-1 de la ASCE 7-05); Fa = 1; Tabla 11.4-1 de la ASCE.
- Ss = parámetro de aceleración; Ss = 1.5 para suelos blandos y estratos profundos para Ecuador.
- F = 1.2; para construcciones de 3 pisos. Sección 12.14.8.1 de la ASCE.
- R = coeficiente de reducción de respuesta estructural, 7

W = peso total del edificio

3.1.2.4.1 DISTRIBUCIÓN VERTICAL

La fuerza en cada nivel debe ser calculada usando la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{W_x}{W} * V \quad (3.4) \quad \text{Ecuación 12.14-12 de la ASCE 7-05}$$

Donde:

W_x = porción de masa a un nivel X

F_x = fuerza de sismo aplicada al nivel X

El peso total de la casa se analiza (Ver Tabla 3.3) sumando todos los pesos de los componentes estructurales de la casa para el análisis de la fuerza F_x aplicada a cada marco rígido de cada nivel:

PESO TOTAL PROYECTADO A UN TERCER NIVEL			
COMPONENTE	CANTIDAD	DESCRIPCIÓN	PESO Kg
ESTRUCTURA TOTAL	VER ANEXO 15		12219,24
PAREDES	46	DENSIDAD 16,49 KN/m ³	142729,16
LOZA	337 m ²	LOZA CONCRETO	73519,92
TOTAL			228468

Tabla 3.3 Análisis del peso total de la casa.

Una vez que se analizó el peso de la casa se puede calcular la distribución vertical de fuerzas sísmicas en cada nivel (Ver Tabla 3.4).

PISOS	W_x (KN)	CORTANTE BASAL V (KN)	F_x (KN)
PISO 1	746,63	191,99	64,00
PISO 2	1119,94	191,99	96,00
PISO 3	2239,89	191,99	191,99

Tabla 3.4 Distribución vertical de fuerza sísmica F_x .

3.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis estructural de este proyecto de titulación, se llevara a cavo la simulación de esfuerzos usando el software de análisis estructural ETABS 9.5.

3.2.1 SIMULACIÓN Y ASIGNACIÓN DE CARGAS

Para el modelo arquitectónico presentado (Ver Anexo 7) se debe asignar el tipo de material a utilizar dentro del software ETABS.

1. Se define el acero A-36 (Ver Figura 3.2) como material estructural con todas las propiedades que obliga la norma ASTM A-36 (Ver Anexo 10).

Material Property Data	
Material Name	ACERDA36
Display Color	Color: [Green]
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Type of Design	Design: Steel
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	7.324E-07
Weight per unit Volume	2.830E-04
Modulus of Elasticity	29000
Poisson's Ratio	0.3
Coeff of Thermal Expansion	6.500E-06
Shear Modulus	11153.8462
Design Property Data	
Minimum Yield Stress, Fy	36
Minimum Tensile Strength, Fu	58
Cost per Unit Weight	1.207E+12

Figura 3.2 Definición Acero A-36.

Material Property Data	
Material Name	CONC210
Display Color	Color: [Red]
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Type of Design	Design: Concrete
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	2.448E-06
Weight per unit Volume	2.403E-03
Modulus of Elasticity	253100
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	784193.05
Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Specified Conc Comp Strength, f'c	210
Bending Reinf. Yield Stress, fy	4218.4178
Shear Reinf. Yield Stress, fys	4218.4178
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

Figura 3.3 Definición Concreto $f' = 210 \text{ kg/cm}^2$.

2. Se define el material concreto de 210 kg/cm² (Ver Figura 3.3) que es el concreto utilizado por Kubiec en sus tablas de diseño para sus lozas. Y es un producto que provee la Hormigonera Equinoccial con un valor de 78 usd/m³ listo para el depósito.²³
3. Se define el espesor de la grada tipo Wall (Ver Figura 3.4) de 5 cm de material estructural concreto de 210 kg/cm².

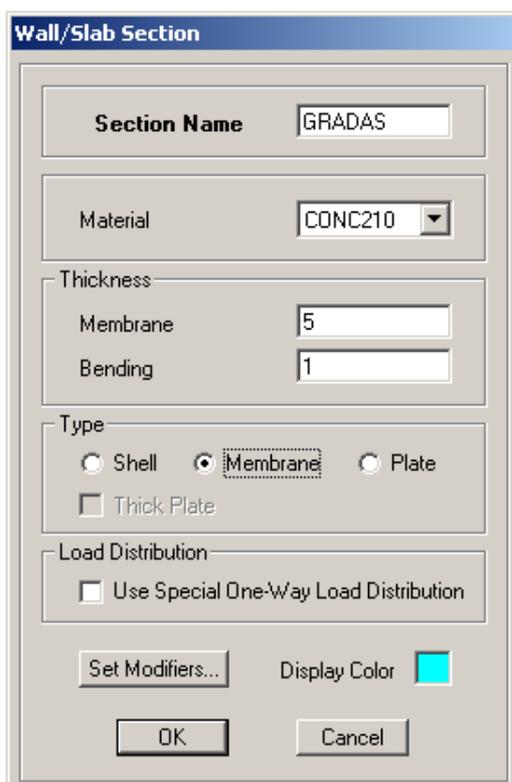


Figura 3.4 Definición de espesor de grada.

4. Se define el tipo de piso deck tal como se presenta las tablas de diseño de LOSACERO DIPAC (Ver Anexo 9), que es una lámina galvanizada de 0.65 mm de espesor con resaltes de $F_y = 2600 \text{ kg/cm}^2$, hormigón $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, malla electrosoldada y como complemento se puede usar conectores de cortante para aumentar la capacidad propia de la LOSACERO. Se usara un espesor de concreto de 5 cm con una separación entre apoyos de 1.6 m ya que admite una sobrecarga de 2000 kg/m² con las dimensiones que se presenta la Figura 3.5:

²³ Cámara de la construcción de Quito, 2010, Boletín Técnico N°. 213, pp75

Figura 3.5 Definición tipo de piso deck.

- Se define los tipos de carga (Ver Figura 3.6) que van a actuar como carga muerta, viva de piso, viva de techo, carga de viento en la dirección X e Y, carga de sismo en la dirección X e Y, tal como ya se los definió en secciones anteriores en este capítulo.

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
MUERTA	DEAD	1	
MUERTA	DEAD	1	
VIVAPISO	REDUCIBLE LIVE	0	
VIVATECHO	LIVE	0	
VIENTOX	WIND	0	ASCE 7-05
VIENTOY	WIND	0	ASCE 7-05
SISMOX	QUAKE	0	User Coefficient
SISMOY	QUAKE	0	User Coefficient
CENIZANIEVE	LIVE	0	

Figura 3.6 Definición tipo de carga.

- Se dibuja el mallado (Ver Figura 3.7) con las dimensiones establecidas en los planos arquitectónicos (Ver Anexo 7), con 4 ejes de columnas A, B, C, D en la dirección X, y 3 ejes de columnas 2, 3, 4 en la dirección Y, y con tres pisos a proyectarse.

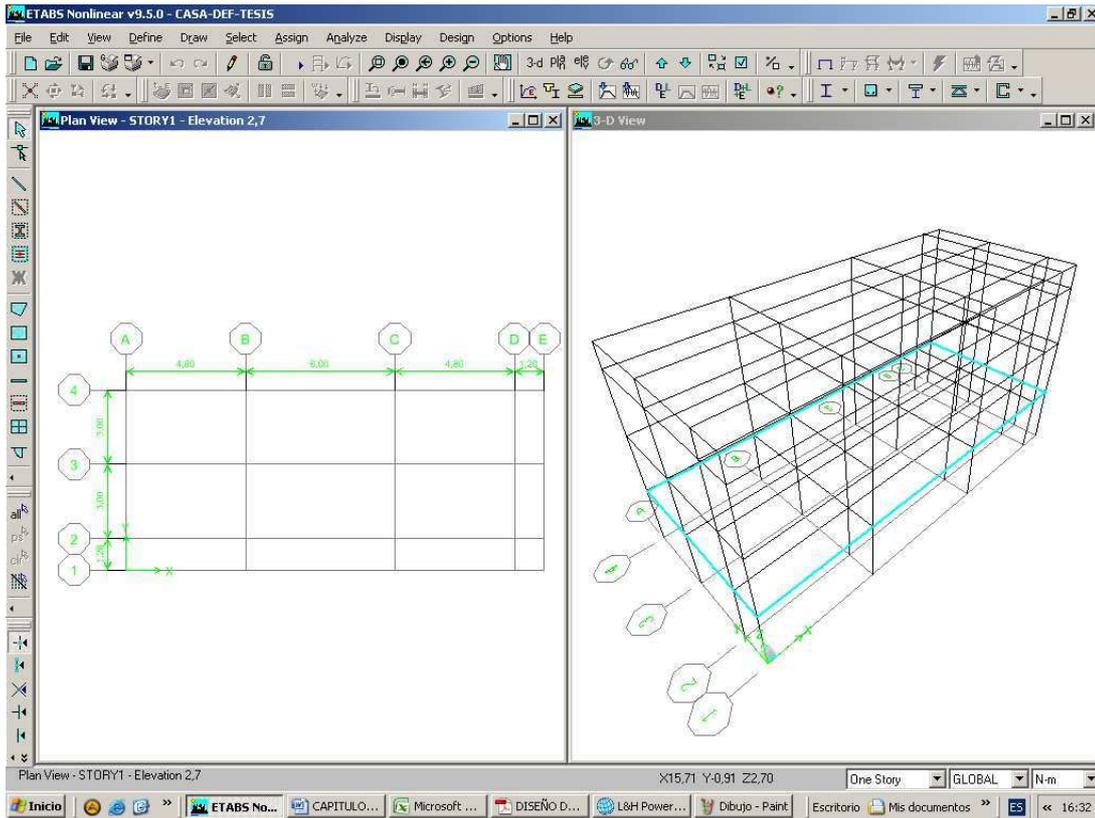


Figura 3.7 Dimensiones y forma del mallado.

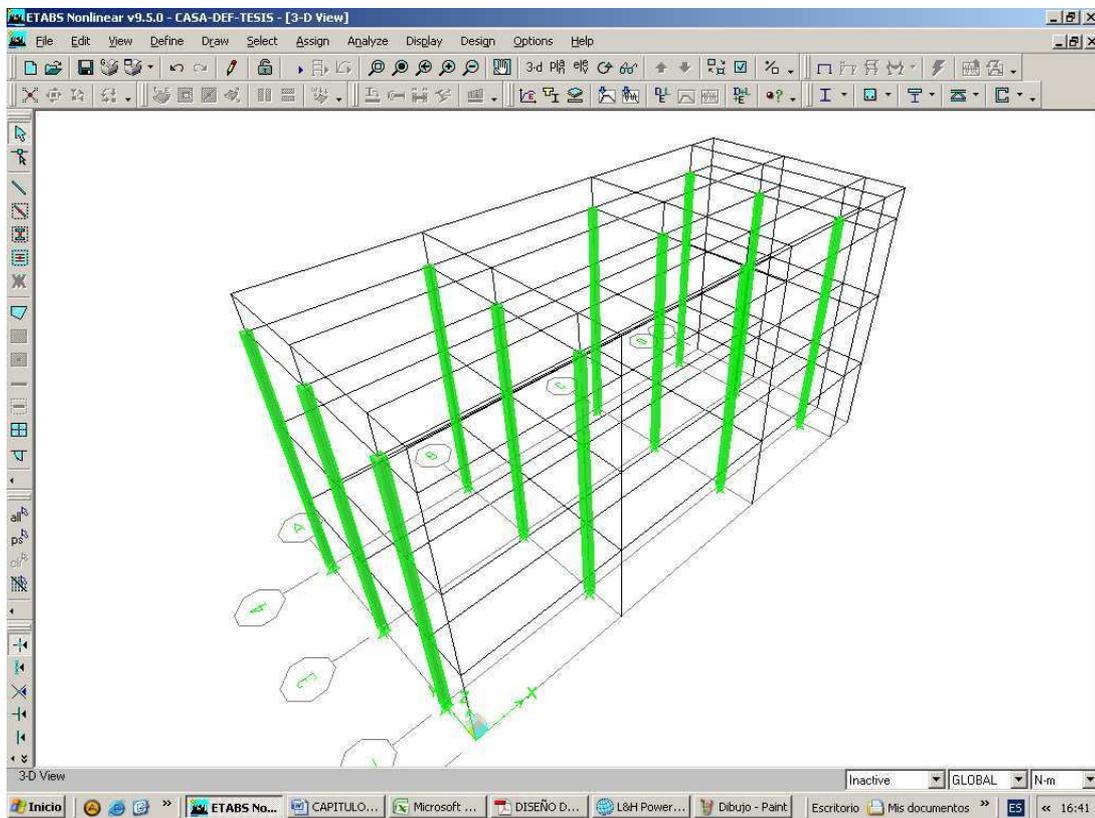


Figura 3.8 Ubicación de columnas.

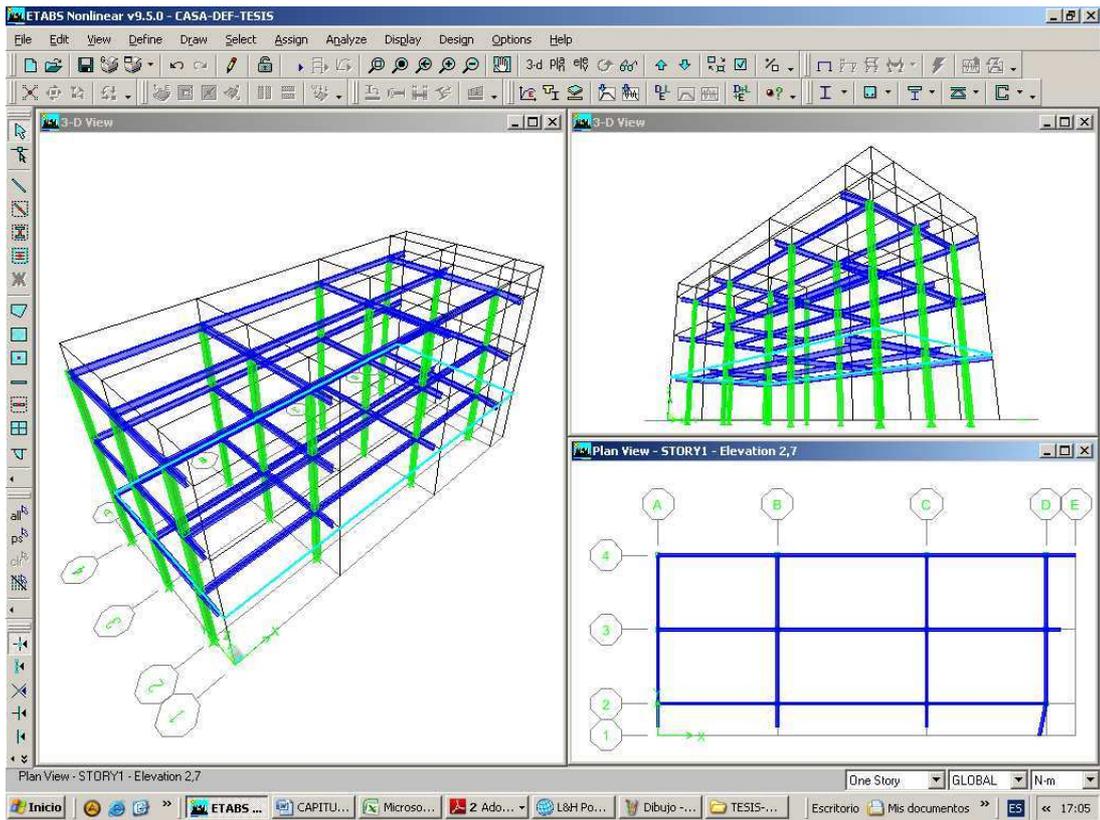


Figura 3.9 Ubicación de vigas.

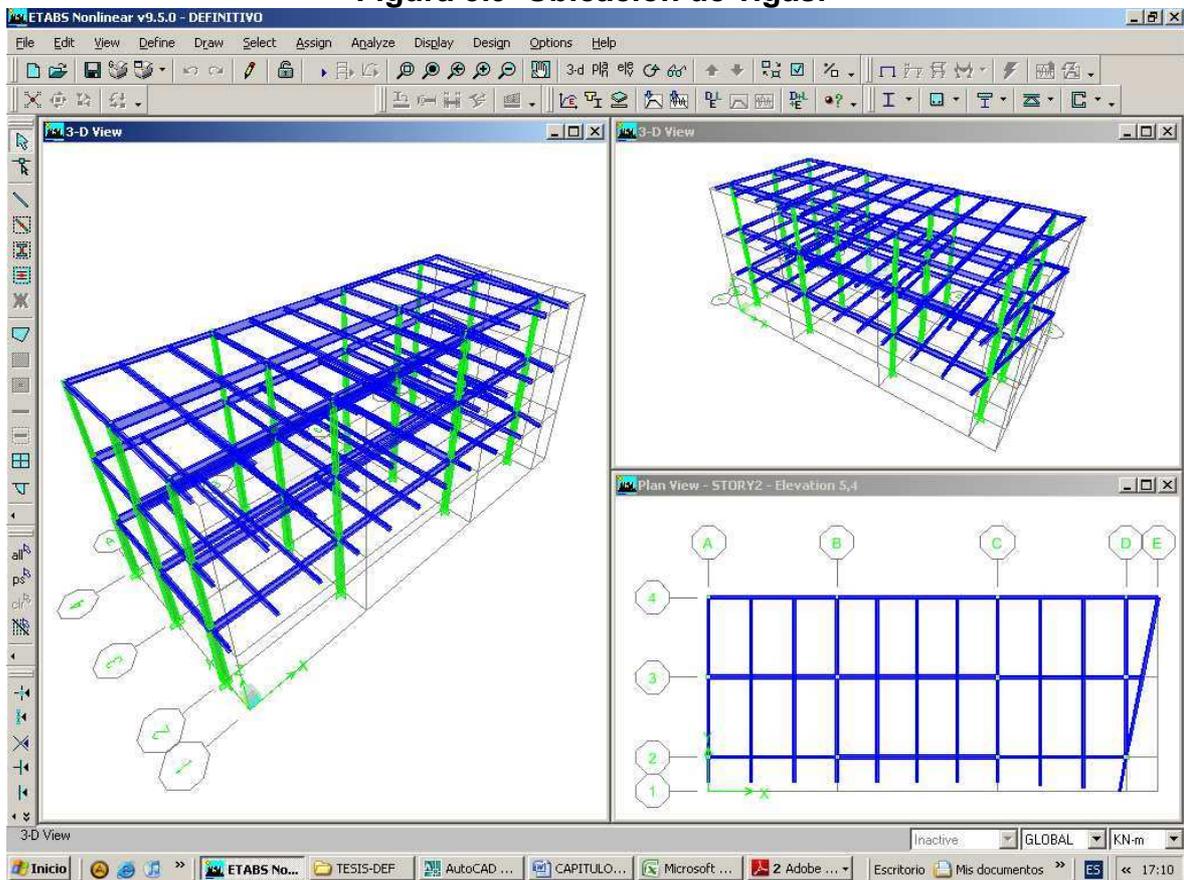


Figura 3.10 Ubicación de correas.

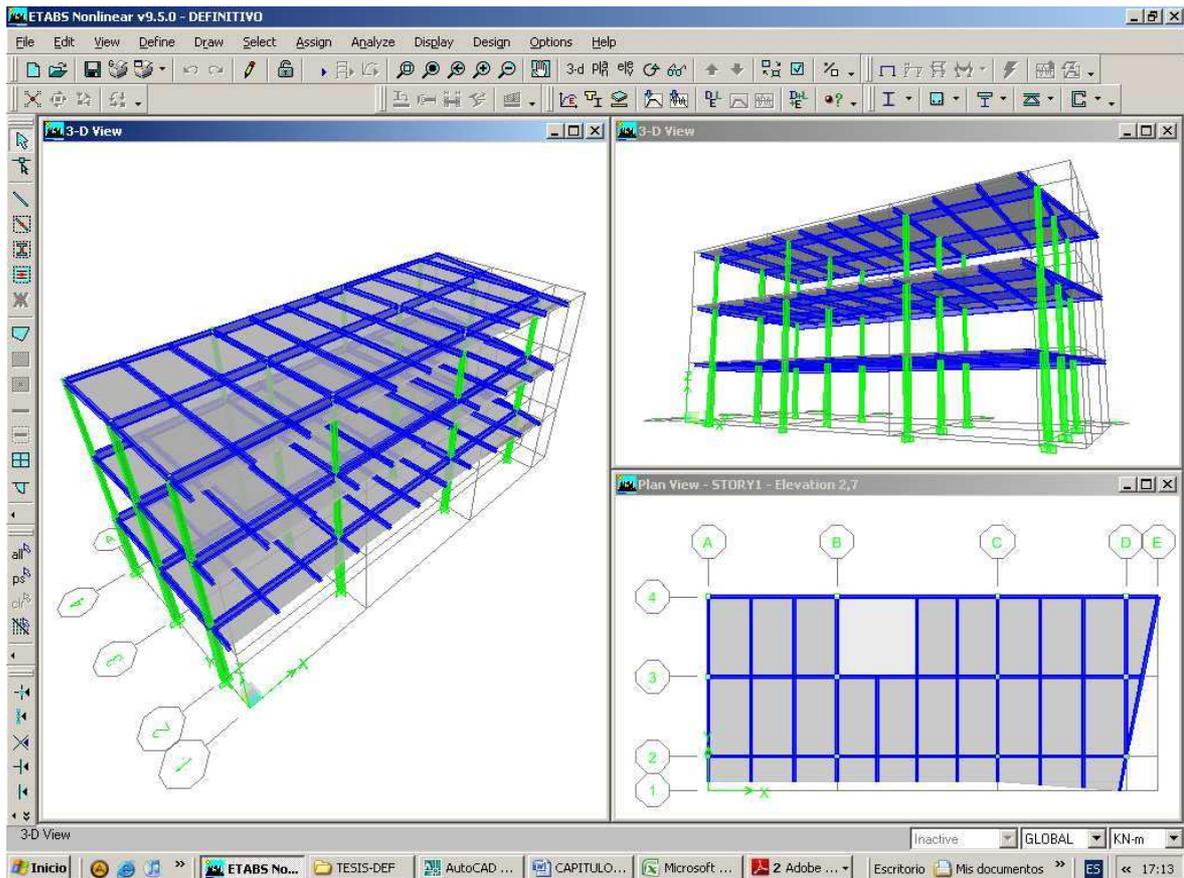


Figura 3.11 Ubicación de piso tipo deck.

7. Se asignan las columnas (Ver Figura 3.8) en el lugar correspondiente tal como se presenta en la Figura 3.1 con columnas de sección armada tipo cajón. Se escogerá la columna dentro un grupo de elementos previamente establecido en el software, desde columnas tipo HSS 5x5x0.125 hasta HSS 10x10x0.3125.
8. Se asignan las vigas principales y vigas secundarias (Ver Figura 3.9 y Ver Figura 3.10) en el lugar correspondiente tal como se presenta en la Figura 3.1 con vigas y viguetas de patín ancho W. Se escogerá la viga principal o secundaria dentro un grupo de elementos previamente establecido en el software, desde perfiles tipo W4X13 hasta W12X96, con las respectivas acepciones que presenta la especificación AISC 2005 en la sección F2.
9. Se asigna las lozas tipo deck (Ver Figura 3.11) en cada piso que tienen características de una membrana, tal como se definió en la Figura 3.6. y además se tiene en cuenta la abertura de gradas que se presenta en la loza del primer piso. Esta abertura también se presenta en la loza del

segundo piso ya que por razones de cálculo y por la proyección para un tercer piso se debe conservar la loza en su totalidad. En estas áreas se ubicaran las cargas vivas de piso y de techo previamente ya definidas, la carga muerta de cada loza se calcula directamente por el software.

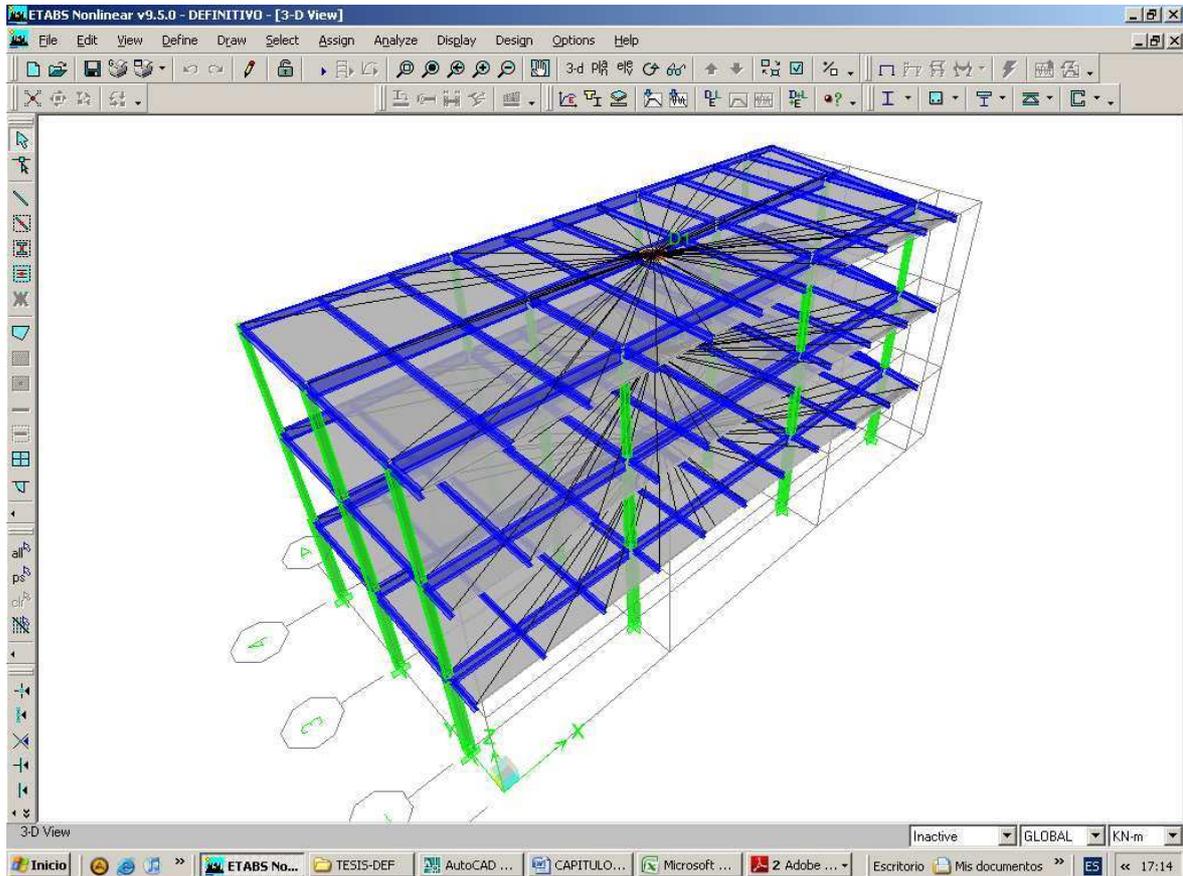


Figura 3.12 asignación de loza tipo diafragma.

10. Se asigna un diafragma (Ver Figura 3.12) a la loza que es de tipo membrana, ya que envía las cargas directamente a las vigas, es decir, las lozas estructuralmente no existen.
11. Se asigna elementos nulos línea para cargas de paredes en donde obliga el plano arquitectónico, ya que estos elementos no generan ninguna restricción al momento de analizar la estructura, y se asigna la carga distribuida de pared de 2.01 KN/m tal como se muestra en la Figura 3.13. tanto para paredes interiores como exteriores. La carga de pares esta definida en la tabla 3.1 de este capítulo.

12. Se asigna las gradas en numero y en la posición que obliga el plano arquitectónico (Ver figura 3.14) con el tipo espesor y de de material definido en la Figura 3.5. en ellas se asignara la carga viva definida en la Tabla 3.2.
13. Se asigna la carga viva de techo definida en la tabla 3.2 de 1KN/m (Ver Figura 3.16) para carga de ceniza o de nieve, tal sea el caso.
14. Se asigna áreas nulas en los exteriores de la estructura para en ellas ubicar la carga viva de viento tanto en la dirección X como Y (ver Figura 3.15).

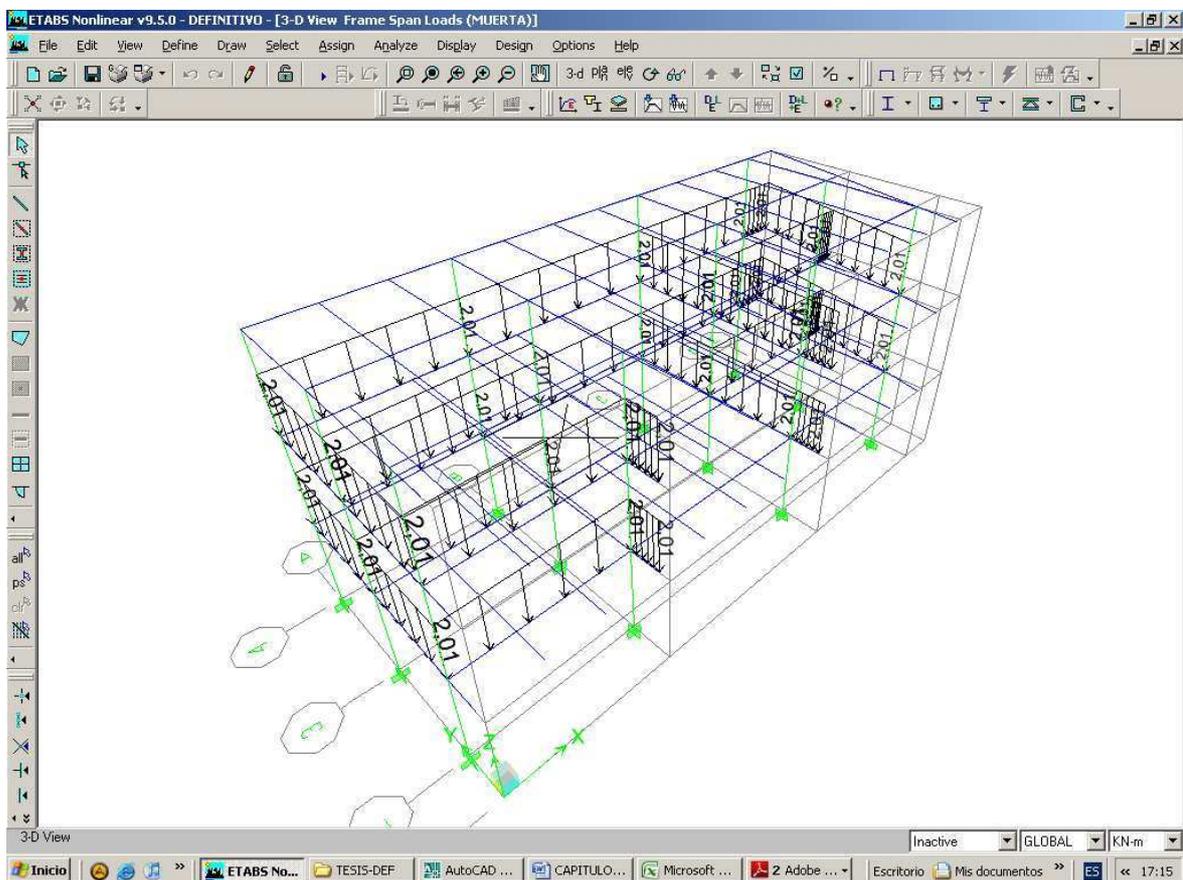


Figura 3.13 Asignación de carga de paredes.

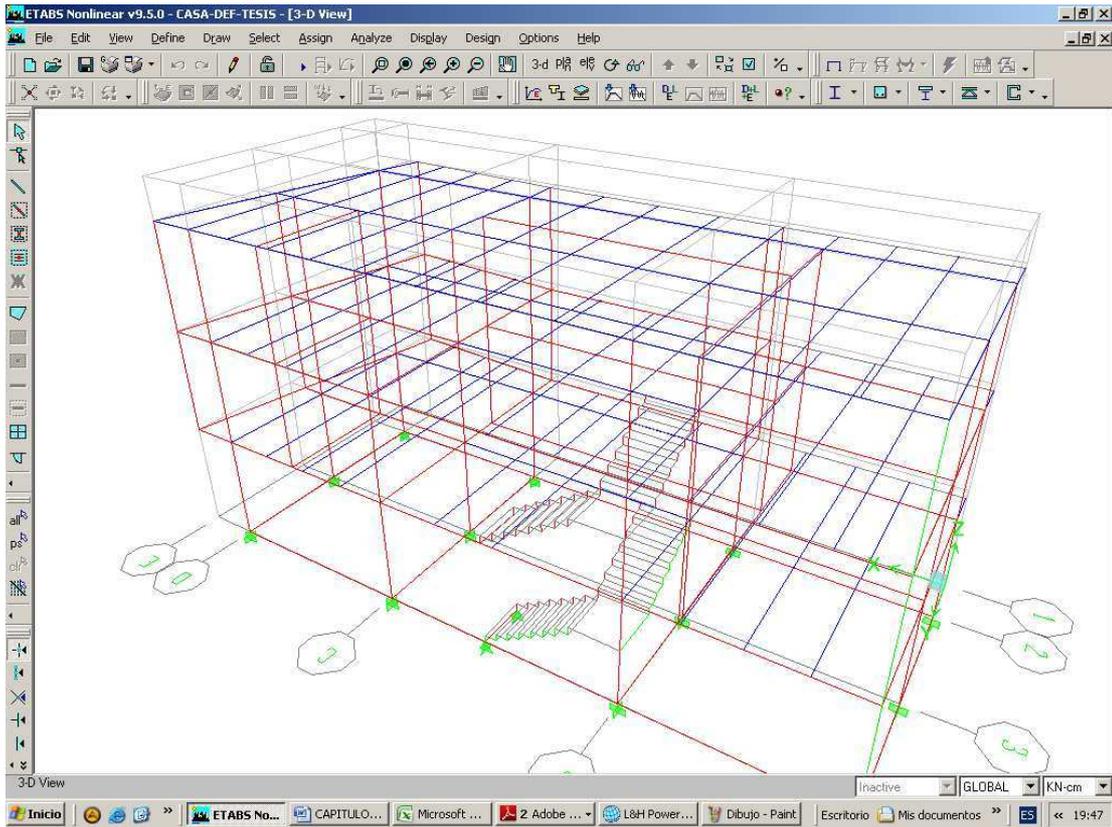


Figura 3.14 Asignación de gradas.

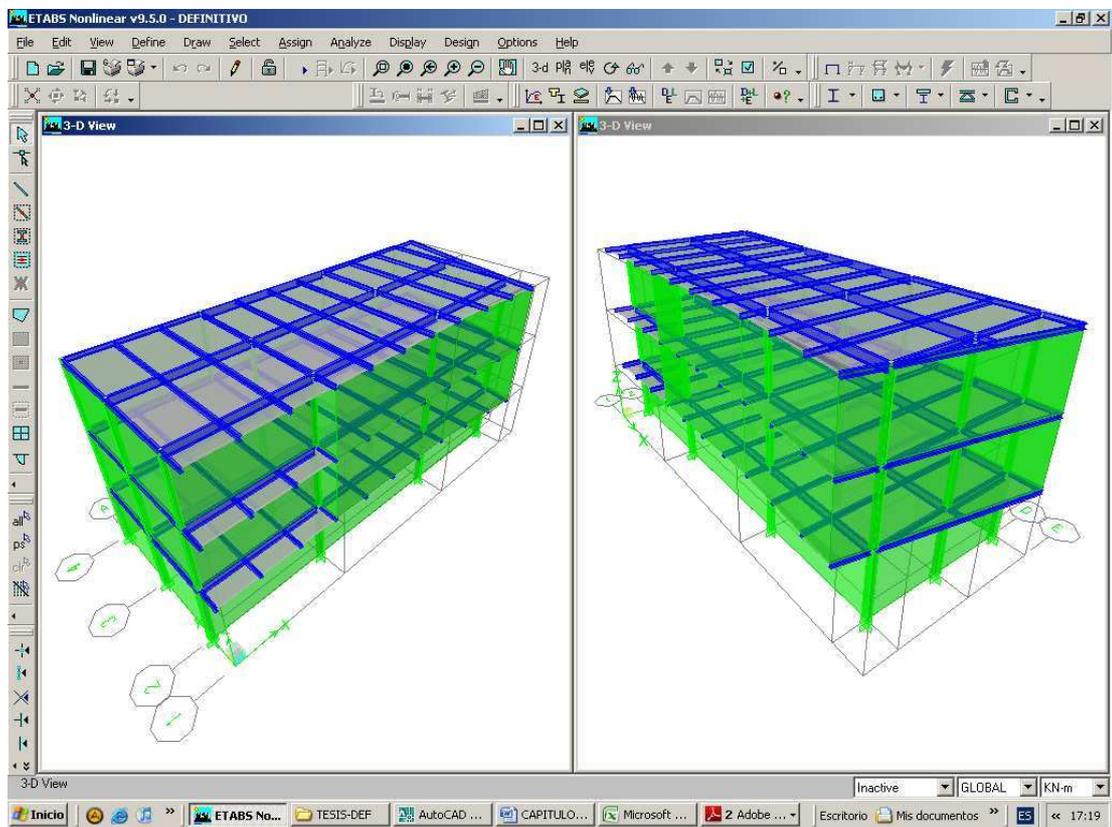


Figura 3.15 Elementos nulos de pared para carga de viento.

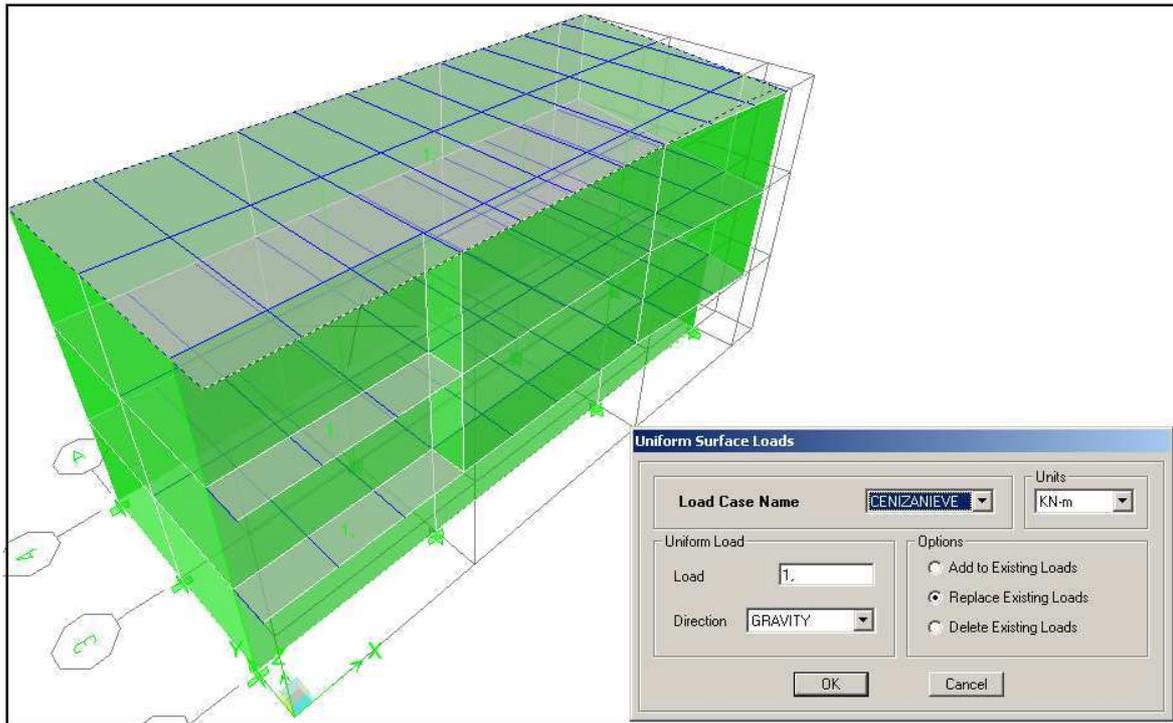


Figura 3.16 Carga viva de techo.

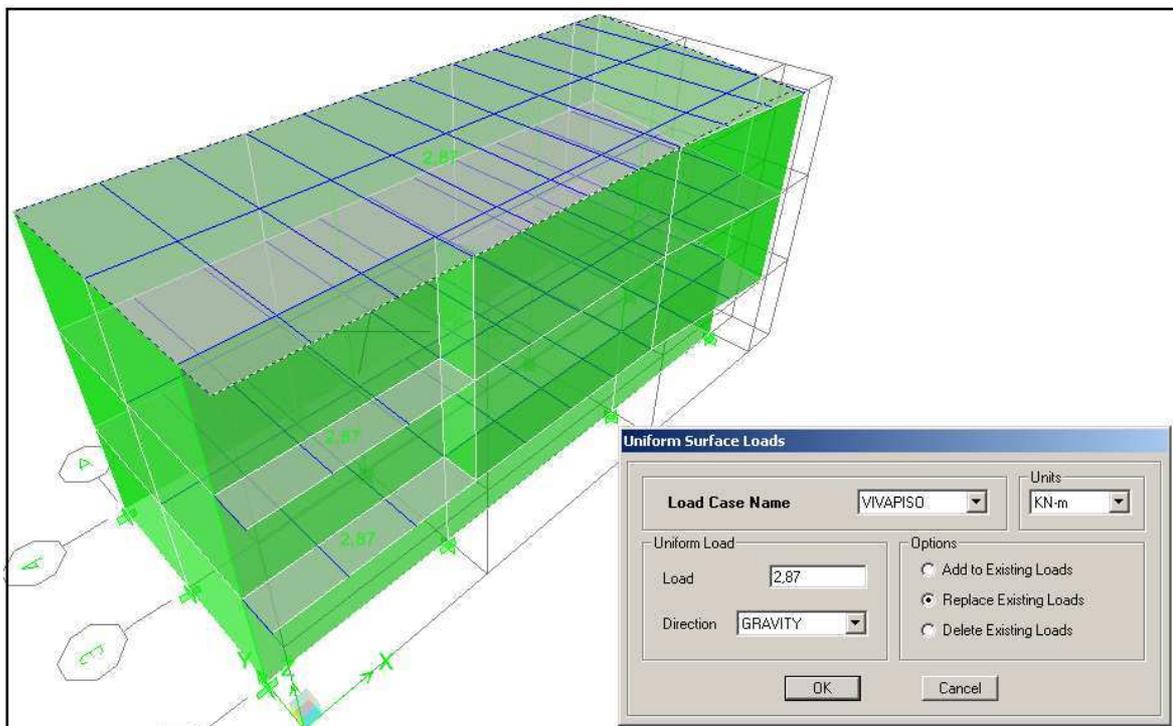


Figura 3.17 Asignación de carga viva de piso y de balcones.

15. La carga de viento se la define bajo los requerimientos de la especificación ASCE 7-05. El software permite ingresar los parámetros ya establecidos en la Sección 3.1.2.3 de este capítulo, tal como se muestra en la Figura 3.18. el software calculara la carga automáticamente generando la fuerza actuante en cada pÓrtico de la estructura. Esto se hará tanto para la dirección en X como en la dirección en Y.

Figura 3.18 Parámetros de carga de viento.

16. Se asigna la carga de viento en la dirección X tanto para barlovento (Ver Figura 3.19) y sotavento (Ver Figura 3.20) con un valor de coeficientes de calores específicos del aire (C_p) de 0.8 y -0.5 respectivamente. La misma distribución se aplica para la dirección Y con el mismo procedimiento y con valores iguales de C_p .

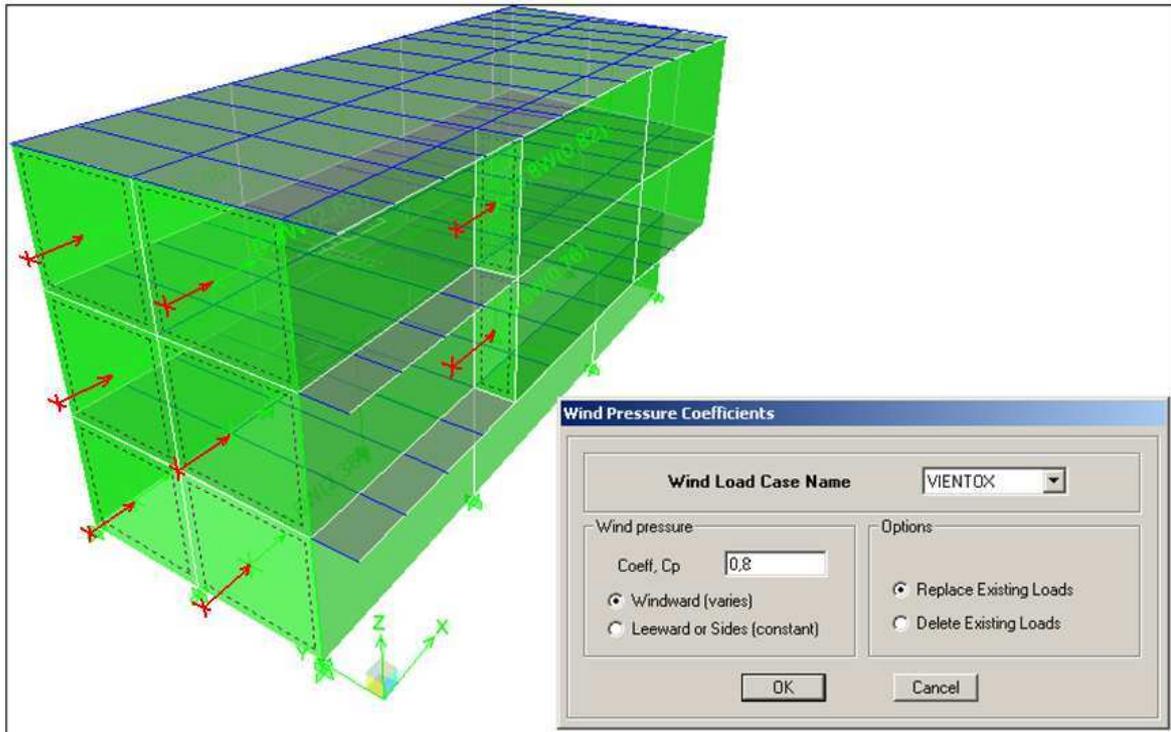


Figura 3.19 Carga de viento en la dirección X para barlovento.

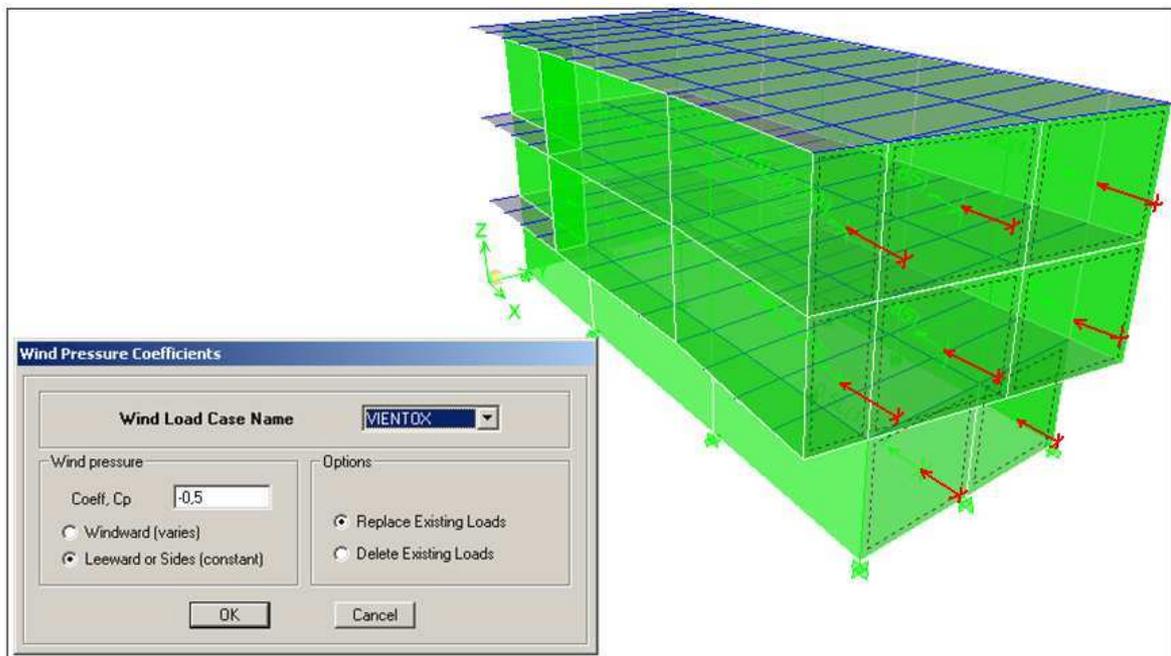


Figura 3.20 Carga de viento en la dirección X para sotavento.

17. Se define la carga de sismo usando coeficientes sísmicos explicados en la sección 3.1.2.4 de este capítulo y que el software permite ingresar tanto para la dirección X como para Y. (Ver Figura 3.21 y 3.22)

The screenshot shows the 'User Defined Seismic Loading' dialog box. In the 'Direction and Eccentricity' section, the 'X Dir' radio button is selected. The 'Factors' section shows 'Base Shear Coefficient, C' set to 0.1714 and 'Building Height Exp., K' set to 1.2. The 'Story Range' section shows 'Top Story' as STORY3 and 'Bottom Story' as BASE. The 'Override Diaph. Eccen.' button is visible.

Figura 3.21 Ingreso de coeficientes sísmicos en la dirección X.

The screenshot shows the 'User Defined Seismic Loading' dialog box. In the 'Direction and Eccentricity' section, the 'Y Dir' radio button is selected. The 'Factors' section shows 'Base Shear Coefficient, C' set to 0.1714 and 'Building Height Exp., K' set to 1.2. The 'Story Range' section shows 'Top Story' as STORY3 and 'Bottom Story' as BASE. The 'Override Diaph. Eccen.' button is visible.

Figura 3.22 Ingreso de coeficientes sísmicos en la dirección Y.

18. Se define el origen de masa que será establecida directamente del peso total de la casa, en este caso se define bajo la carga muerta total establecida dentro del software que permitirá calcular la fuerza de sismo correspondiente a cada pórtico.

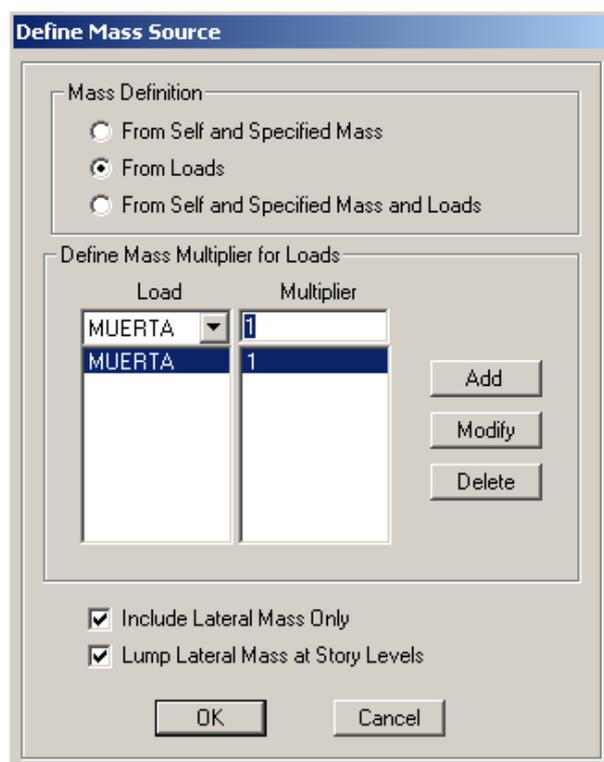


Figura 3.23 Definición del origen de masa.

19. Se define la combinación de cargas (Ver Tabla 3.5) para estimar los mayores esfuerzos que ocurrirían en la vida útil de la casa, con los factores de carga establecidos en la sección 1.9.3.2 del capitulo 1, de la siguiente manera dentro del software:

COMBINACIÓN	DESCRIPCIÓN	DETALLE
CC1	1,4(D+F)	MUERTA, FLUIDOS
CCVX	1,2D + 1,6W + L + 0,5(Lr o S o R)	MUERTA, VIENTO EN X
CCVY	1,2D + 1,6W + L + 0,5(Lr o S o R)	MUERTA, VIENTO EN Y
CCSX	1,2D + E + L + 0,2S	MUERTA, SISMO EN X
CCSY	1,2D + E + L + 0,2S	MUERTA, SISMO EN Y

Tabla 3.5 Combinaciones de carga a utilizar en el software ETABs.

3.3 DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Para el dimensionamiento estructural se debe tener en cuenta los siguientes parámetros:

- Material Acero A-36 ($F_y = 36 \text{ ksi}$)
- Modulo de elasticidad ($E = 29000 \text{ ksi}$)
- Los perfiles con la excepción de no ser compactos para un valor de $F_y \leq 50 \text{ Ksi}$, establecidos por la especificación AISC 2005 en su sección F3 son: W21X48, W14X99, W14X90, W12X65, W10X12, W8X31, W8X10, W6X15 Y W6X8.5 para perfiles de sección compacta W.
- Se toma los valores críticos que muestra el software ETABs 9.5 para todas las secciones a ser diseñadas en unidades de Kip-in (Kilo libras y pulgadas).

3.3.1 ANÁLISIS DE MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE A COMPRESIÓN²⁴

Hay tres modos generales según los cuales las columnas cargadas axialmente pueden fallar:

1. El pandeo flexionante; Llamado también pandeo de Euler, los miembros están sometidos a flexión cuando se vuelven inestables.
2. El pandeo local; Ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir.
3. Pandeo torsionante; Puede ocurrir en columnas que tienen ciertas configuraciones en su sección transversal.

Entre mas larga sea una columna para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. La

²⁴ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp126

tendencia al pandeo depende también de los siguientes factores: tipo de conexión en los extremos, excentricidad de la carga, imperfecciones en el material de la columna, esfuerzos residuales de fabricación, etc.

El esfuerzo bajo el cual una columna se pandea obviamente decrece conforme la columna se hace más larga. Después de que ella alcanza una cierta longitud, ese esfuerzo se habrá reducido al límite proporcional del acero. Para esa longitud y longitudes mayores, el esfuerzo de pandeo será elástico.

Para que una columna se pandee elásticamente, deberá ser larga y esbelta. Su carga de pandeo P puede calcularse con la fórmula de Euler.

$$P = \frac{\pi^2 EI}{KL^2} \quad (3.5)$$

Donde:

- L = Longitud de la columna
- KL = Longitud efectiva de la columna
- K = Factor de longitud efectiva
- E = Modulo de elasticidad del acero

Esta fórmula se escribe usualmente de un modo un poco diferente que implica la relación de esbeltez de la columna. Como $r = \sqrt{I/A}$, podemos decir que $I = Ar^2$. Sustituyendo este valor en la ecuación 3.5, se obtiene el esfuerzo crítico o de pandeo de Euler. Y se le designa con F_e .

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = F_e \quad (3.6)$$

Donde:

- A = Área de la sección transversal de la columna.
- r = Radio de giro

Puede notarse que la carga de pandeo determinada por la fórmula de Euler es independiente de la resistencia del acero utilizado. Esta ecuación (Ec. 3.6) sólo resulta útil cuando las condiciones de apoyo de sus extremos se consideran cuidadosamente.

3.3.1.2 LONGITUD EFECTIVA DE UNA COLUMNA

El concepto de longitud efectiva es simplemente un método matemático para reemplazar una columna con cualquier condición en los extremos, por una columna equivalente con extremos articulados. En la Figura 3.13 se presentan algunas longitudes efectivas de columnas.

Las líneas entrecortadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo	<ul style="list-style-type: none"> Rotación y traslación impedidos Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación y traslación libres 					

Figura 3.24 Longitudes efectivas de columnas para distintos extremos, Fuente: AISC, Tabla C-C2.1, pp6-184.

Resulta claro que entre menor sea la longitud efectiva de una columna, menor será el peligro de que se pandee y mayor su capacidad de carga.

Pueden usarse análisis matemáticos teóricos para determinarse las longitudes efectivas, pero tales procedimientos son usualmente muy largos y difíciles. El procedimiento usual es usar la Figura 3.24, interpolando entre los valores

idealizados según se considere apropiado, o bien usando los nomogramas que se presentan a continuación (ver Figura 3.25).

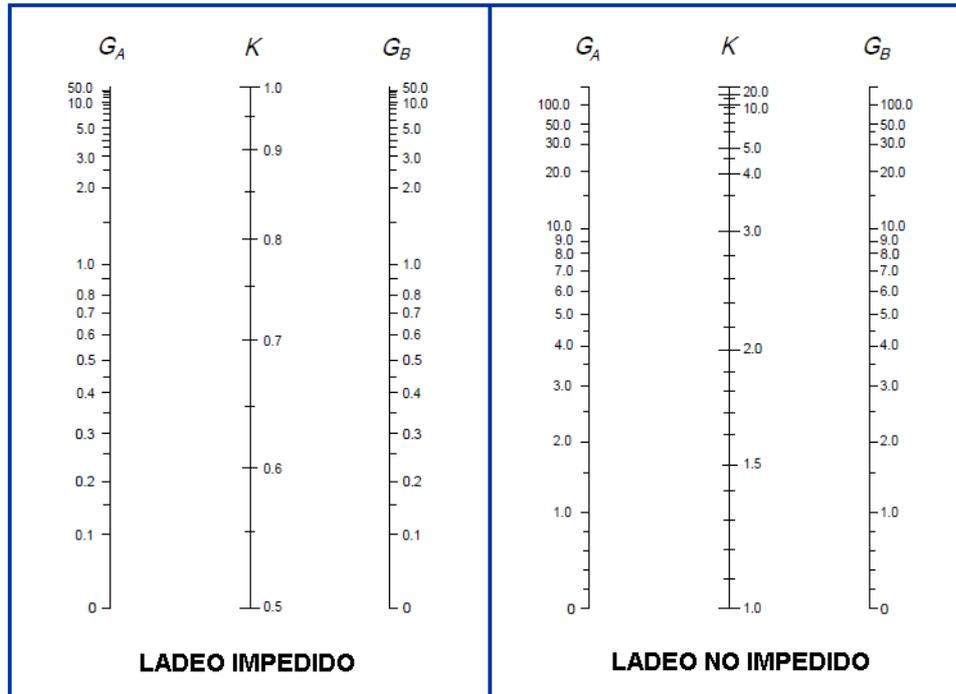


Figura 3.25 Nomogramas para determinar longitudes efectivas de columnas en marcos continuos; Fuente: AISC, 1994, pp6-186.

Donde:

Los subíndices A y B se refieren a los nudos en los dos extremos de la columna considerada. G se define como:

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}} \quad (3.7)$$

En donde Σ es la sumatoria de todos los miembros conectados rígidamente al nudo, y localizados en el plano de pandeo de la columna considerada; I_c es el momento de inercia y L_c la longitud no soportada lateralmente de la columna; I_g es el momento de inercia y L_g es la longitud no soportada de un trabe u otro miembro restrictivo; I_c e I_g se toman respecto a ejes perpendiculares al plano de pandeo que se esta considerando.

Para extremos de columnas soportadas, pero no rígidamente conectadas a la cimentación, G es teóricamente igual a infinito, pero a menos que la unión se construya como una verdadera articulación sin fricción, se deberá tomar $G = 10$ para diseños prácticos. Si la columna esta unida rígidamente en su extremo a la cimentación puede tomarse $G = 1$. Se puede usar valores menores si se justifica analíticamente. El nomograma permite al diseñador obtener buenos valores de K sin tener que usar largos procedimientos de tanteos con las ecuaciones de pandeo.

Cuando se dice que el ladeo esta impedido, significa que se tienen otros elementos aparte de trabes y columnas para impedir la traslación horizontal de los nudos; o sea, que se tiene un sistema de arriostramiento lateral, o bien muros de cortante. Si se dice que el ladeo no esta impedido, significa que la resistencia a la traslación horizontal es suministrada sólo por la resistencia a la flexión y la rigidez de las trabes y vigas del marco en consideración con sus juntas continuas. Para determinar un valor de K para una columna particular, se dan los siguientes pasos:

1. Seleccione el nomograma adecuado (ladeo impedido o ladeo no impedido).
2. Calcule G en cada extremo de la columna y designe G_A y G_B como se desee.
3. Dibuje una línea recta sobre el nomograma entre los valores de G_A y G_B y lea K donde la línea corte a la escala K central.

Si una viga o trabe esta unida rígidamente a una columna, su rigidez I/L debe multiplicarse por el factor apropiado dado en la Tabla 3.6, dependiendo de la condición en el extremo alejado del miembro.

CONDICIÓN EN EXTREMO LEJANO DE LA TRABE	LADEO IMPEDIDO, MULTIPLIQUE POR:	LADEO NO IMPEDIDO, MULTIPLIQUE POR:
ARTICULACIÓN	1,50	0,50
EMPOTRAMIENTO	2,00	0,67

Tabla 3.6 Factores para miembros unidos rígidamente.

3.3.1.3 FORMULAS PARA COLUMNAS

La resistencia de diseño (P_d) del elemento columna puede determinarse como sigue:

$$P_d = \phi_c P_n \geq P_u = P_{req} \quad (3.7)$$

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (3.8) \text{ Ecuación E3-1 AISC 2005}$$

Donde:

P_d = Resistencia de diseño a la compresión axial de la columna, Klb

P_n = Resistencia nominal a la compresión axial de la columna, Klb

P_u = Carga axial a compresión de la columna, Klb

P_{req} = Resistencia requerida a la compresión axial de la columna, Klb

ϕ_c = Factor de resistencia a la compresión; 0.9 (LRFD)

A_g = Área transversal del elemento columna, in²

F_{cr} = Esfuerzo crítico del elemento columna, ksi

La especificación AISC E2 establece que de preferencia los miembros a compresión deben diseñarse con relación KL/r menores de 200.

La fuerza de pandeo por flexión, F_{cr} , esta determinada de la siguiente manera, cuando:

$$a) \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o} \quad (F_e \geq 0.44F_y)$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (3.9) \text{ Ecuación E3-2 AISC 2005}$$

$$b) \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o} \quad (F_e < 0.44F_y)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_y \quad (3.10) \text{ Ecuación E3-3 AISC 2005}$$

3.3.1.4 DISEÑO POR ESFUERZOS COMBINADOS DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN

Una manera de comprobar el diseño de miembros cargados axialmente a compresión, cuando se encuentran sometidos a una combinación esfuerzos como esfuerzos de flexión y torsión, es usando las ecuaciones descritas en el capítulo H de la ASCE 2005, bajo ciertos parámetros:

a) Para $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.11) \text{ Ecuación H1-1a AISC 2005}$$

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.12) \text{ Ecuación H1-1b AISC 2005}$$

Donde para lo establecido en la Sección B3.3 (LRFD) de la ASCE 2005 se tiene:

P_r = Resistencia requerida a la compresión axial, Kips (N)

P_c = $\Phi_c P_n$ = Resistencia de diseño a la compresión axial, Kips (N)

M_r = Resistencia requerida a la flexión, Kip-in (N-mm)

M_c = $\Phi_b M_n$ = Resistencia de diseño a la flexión, Kip-in (N-mm)

Φ_c = Factor de resistencia a la compresión axial = 0.9

Φ_b = Factor de resistencia a la flexión = 0.9

3.3.1.5 DISEÑO DE VIGAS COLUMNAS²⁵

Un método común usado para escoger secciones que resisten momentos y carga axial es el método de la carga axial equivalente o de la carga axial efectiva. En este método, la carga axial (P_u) y el momento flexionante (M_{ux} y/o M_{uy}) se remplazan por una carga concéntrica ficticia, P_{ueq} equivalente a la carga axial real de diseño mas el momento de diseño.

²⁵ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp338

Esta carga ficticia se llama carga axial equivalente o carga axial efectiva, P_{ueq} y se determina bajo la siguiente expresión:

$$P_{ueq} = P_u + mM_{ux} + umM_{uy} \quad (3.13)$$

Para aplicar esta expresión se toma un valor de 'm' de la sección de primera aproximación de la Figura 3.26 y 'u' se supone igual a 2. Al aplicar la ecuación, los momentos 'Mux' y 'Muy' deben estar en klb-pie.

VALORES DE 'm'														
F_y	36 ksi							50 ksi						
KL (pie)	10	12	14	16	18	20	22 y mayores	10	12	14	16	18	20	22 y mayores
1a. aproximación														
Todas las formas	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.3	1.9	1.8	1.7	1.6	1.4	1.3	1.2
Subsecuente aproximación														
W4	3.1	2.3	1.7	1.4	1.1	1.0	0.8	2.4	1.8	1.4	1.1	1.0	0.9	0.8
W5	3.2	2.7	2.1	1.7	1.4	1.2	1.0	2.8	2.2	1.7	1.4	1.1	1.0	0.9
W6	2.8	2.5	2.1	1.8	1.5	1.3	1.1	2.5	2.2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.1
W8	2.5	2.3	2.2	2.0	1.8	1.6	1.4	2.4	2.2	2.0	1.7	1.5	1.3	1.2
W10	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.4	2.0	1.9	1.8	1.7	1.5	1.4	1.3
W12	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4	1.3	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4	1.3	1.2
W14	1.5	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.2	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.2	1.2

Figura 3.26 Diseño preliminar de una viga columna, $F_y = 36$ ksi, $F_y = 50$ ksi.

3.3.1.6 DISEÑO DE COLUMNAS

3.3.1.6.1 COLUMNA CRÍTICA, C4, NIVEL 1

Para el diseño de esta columna crítica, se toman los valores de resistencia que presenta el software ETABs 9.5 ocasionada por la combinación de carga CCSX:

- $P_u = 72,660$ klb (compresión)
- $M_{ux} = 471,360$ klb-in
- $M_{uy} = 23,556$ klb-in
- $M_{cx} = 813.24$ klb-in
- $V_u = 6,805$ klb

- $L = 2850 \text{ mm} = 112.205 \text{ in}$

Además se comprobara el perfil escogido por el software ETABs 9.5 HSS8X8X0,3125. Los datos del perfil son los siguientes:

- $A = 9,3 \text{ in}^2$
- $I = 90,9 \text{ in}^4$
- $S = 22,7 \text{ in}^3$
- $r = 3,12 \text{ in}$
- $Z = 26,7 \text{ in}^3$

La resistencia nominal del elemento columna puede determinarse como sigue:

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (3.8) \text{ Ecuación E3-1 AISC 2005}$$

Donde:

$$P_d = \phi_c P_n \geq P_u = P_{req} \quad (3.7)$$

$$1. \text{ Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o} \quad (F_e \geq 0.44F_y)$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (3.9) \text{ Ecuación E3-2 AISC 2005}$$

$$2. \text{ Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o} \quad (F_e < 0.44F_y)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_y \quad (3.10) \text{ Ecuación E3-3 AISC 2005}$$

Para saber en cual de las dos condiciones anteriores de F_{cr} se encuentra la columna crítica C4, necesitamos conocer el valor de K, que se obtiene de los valores GA y GB que presenta el nomograma. El software nos presenta la siguiente configuración (Ver Figura 3.27) de vigas y columnas para hallar los diferentes valores de GA y GB:

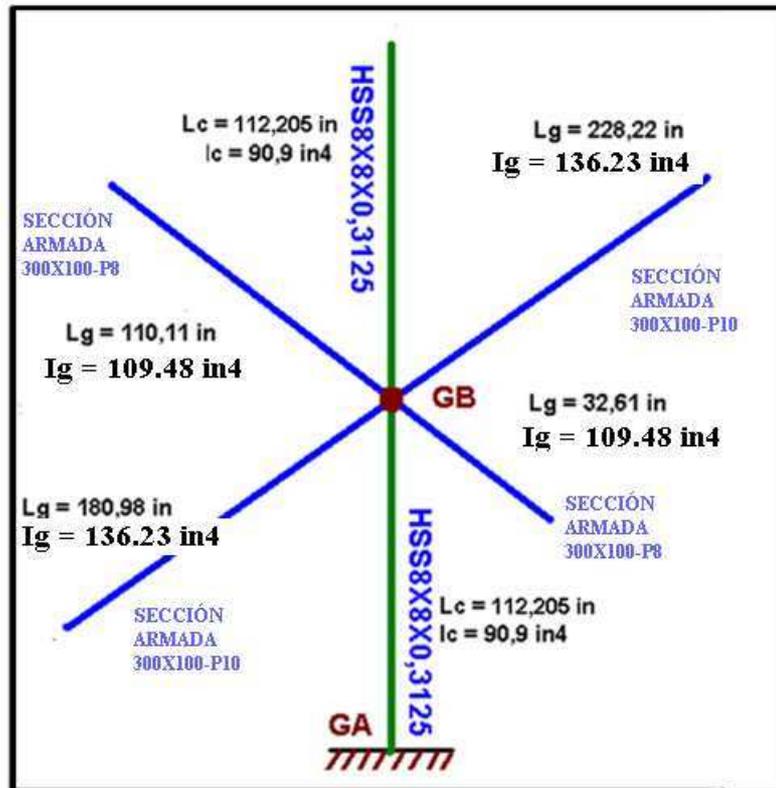


Figura 3.27 Configuración de Vigas-Columnas para hallar GA y GB.

Donde GA = 1 por ser un empotramiento, y GB se determina con la siguiente expresión:

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}} \quad (3.7)$$

Los valores de $\sum I/L$ se toman de la Figura 3.27, para de esta manera hallar el valor de K requerido:

$$G_B = \frac{\frac{90,9}{112,205} + \frac{90,9}{112,205}}{0,67 * \left(\frac{136,23}{180,98} + \frac{136,23}{228,22} + \frac{109,48}{110,11} \right) + 0,5 * \left(\frac{109,48}{32,64} \right)} = 0,5$$

Por lo tanto el valor de K se obtiene del siguiente nomograma (Ver Figura 3.28), donde se interseca la línea que une a GA y GB con el eje del valor de K:

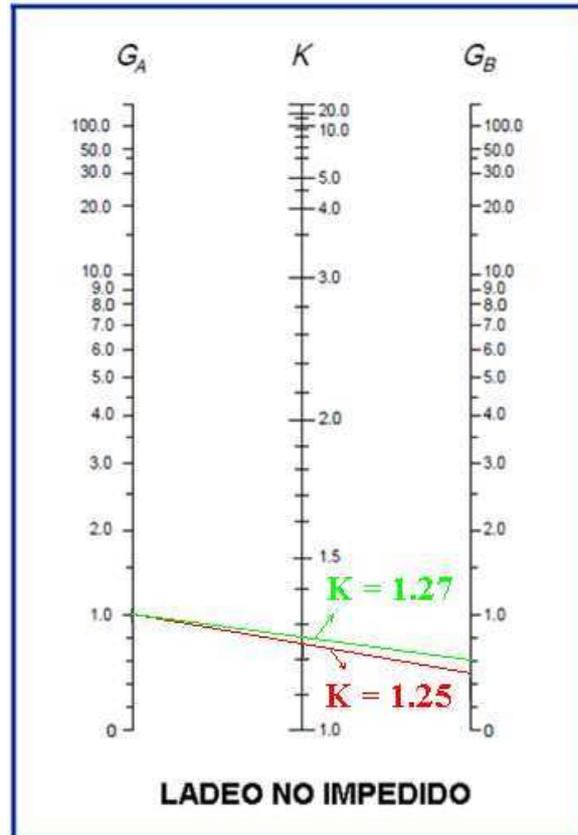


Figura 3.28 Configuración de Vigas-Columnas para hallar G_A y G_B .

Por lo tanto $K = 1,25$; tal como lo muestra en nomograma de la Figura 3.28

Entonces:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1,25 * 112,205}{3,12} = 44.95$$

Por lo tanto:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq 4,71 \sqrt{\frac{29000}{36}} \leq 133,68$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = F_e \quad (3.7)$$

Entonces:

$$F_e = 141.63 \text{ Ksi}$$

$$F_{cr} = 32.37 \text{ Ksi}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la compresión se obtiene de la siguiente expresión:

$$P_n = A_g F_{cr} = 9.36 * 32.37 = 302.95 \text{ Klb}$$

Calculando la resistencia de diseño a la compresión P_d :

$$P_d = \phi_c P_n = 0.9 * 302.95 = 272.66 \text{ Klb}$$

$$\frac{P_u}{P_d} = \frac{72.660}{272.66} = 0.27$$

Por tanto la relación P_u/P_d establece que $P_d > P_u$ y define que la sección HSS8X8X0,3125 es la sección más liviana que cumple con el estado límite a la compresión axial, con las dimensiones de un ancho de columna de 8 in o 203 mm.

Esta columna está sometida no solo a esfuerzos de compresión, sino a esfuerzos combinados que provocan flexo-compresión, es decir que hay momentos muy grandes que ayudan a que la columna se pandee antes de llegar a su límite de pandeo

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.11) \text{ Ecuación H1-1a AISC 2005}$$

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.12) \text{ Ecuación H1-1b AISC 2005}$$

Entonces:

$$P_c = \phi_c P_n = 0.9 * 302.95 = 272.66 \text{ Klb}$$

$$\frac{72,660}{272,66} \geq 0,27$$

Por lo tanto $Pr/Pc > 0,2$, entonces se aplica la ecuación H1-1a de la AISC 2005:

$$\frac{72,660}{273,12} + \frac{8}{9} \left(\frac{471,360}{813,24} + \frac{23,556}{813,24} \right) \leq 1,0$$

$$0,27 + \frac{8}{9}(0,58 + 0,029) \leq 1,0 \Rightarrow 0,81 \leq 1,0$$

Por lo tanto esta sección cumple con los requerimientos de esfuerzos combinados.

Cambio de sección

Entonces se hará un cambio de sección de HSS8X8X0.3125 a una sección armada soldada de Acero A-36, de dimensiones 200X200X12 mm (Ver Figura 3.29), que son dimensiones que se aproximan a las del perfil HSS elegido y se hará un análisis a esta sección armada con las cargas ya presentadas. Se eligió un espesor de placa de columna de 12 mm para mejorar el momento de inercia I_y , ya que la columna es remetida 10 mm.

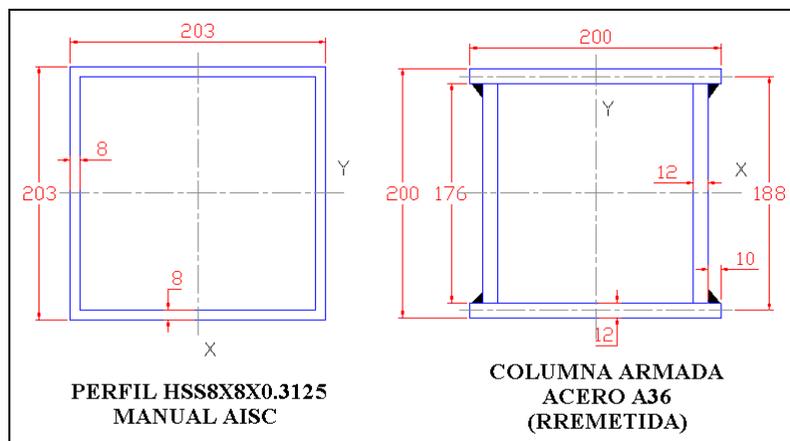


Figura 3.29 Cambio de sección 200X200X12 mm.

Las propiedades de esta sección las proporciona el software ETABs 9.5:

- $A = 13,986 \text{ in}^2$
- $I_x = 128,22 \text{ in}^4$
- $I_y = 110,16 \text{ in}^4$

- $S_x = 32,57 \text{ in}^3$
- $S_y = 27,98 \text{ in}^3$
- $r_x = 3,03 \text{ in}$
- $r_y = 2,81 \text{ in}$
- $Z_x = 38,87 \text{ in}^3$
- $Z_y = 36,29 \text{ in}^3$

Entonces, calculamos el valor de GB con el nuevo dato de inercia de la sección armada:

$$G_B = \frac{\frac{110,16}{112,205} + \frac{110,16}{112,205}}{0,67 * \left(\frac{136,23}{180,98} + \frac{136,23}{228,22} + \frac{109,48}{110,11}\right) + 0,5 * \left(\frac{109,48}{32,64}\right)} = 0,6$$

Entonces podemos hallar el Nuevo valor de $K = 1,27$ con ayuda del nomograma (Ver Figura 3.28), teniendo en cuenta que el valor de $GA = 1$.

Por lo tanto:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1,27 * 112,205}{2,81} = 50,71$$

Por lo tanto:

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq 4,71 \sqrt{\frac{29000}{36}} \leq 133,68$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = F_e \quad (3.7)$$

Entonces:

$$F_e = 111,3 \text{ Ksi}$$

$$F_{cr} = 31,44 \text{ Ksi}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la compresión se obtiene de la siguiente expresión:

$$P_n = A_g F_{cr} = 13.986 * 31,44 = 439,74 \text{ Klb}$$

Calculando la resistencia de diseño a la compresión P_d :

$$P_d = \phi_c P_n = 0,9 * 439,74 = 395,77 \text{ Klb}$$

$$\frac{P_u}{P_d} = \frac{72,660}{395,77} = 0,18$$

Por tanto la relación P_u/P_d establece que $P_d > P_u$ y define que la sección armada 200X200X12 mm es una sección armada que cumple con el estado límite a la compresión axial.

Esta columna también está sometida no solo a esfuerzos de compresión, sino a esfuerzos combinados que provocan flexo-compresión, es decir que hay momentos muy grandes que ayudan a que la columna se pandee antes de llegar a su límite de pandeo

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.11) \text{ Ecuación H1-1a AISC 2005}$$

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.12) \text{ Ecuación H1-1b AISC 2005}$$

Entonces:

$$P_c = \phi_c P_n = 0,9 * 444.34 = 399.91 \text{ Klb}$$

$$\frac{72,660}{395,77} \geq 0.18$$

Por lo tanto $P_r/P_c < 0.2$, entonces se aplica la ecuación H1-1b de la AISC 2005:

$$\frac{72,660}{2 * 395,77} + \left(\frac{471,360}{813,24} + \frac{23,556}{813,24} \right) \leq 1.0$$

$$0,092 + (0,58 + 0,029) \leq 1.0 \Rightarrow 0,7 \leq 1,0$$

Por lo tanto esta sección armada cumple con los requerimientos de esfuerzos combinados.

3.3.1.6.2 DIMENSIONES DE LA SECCIÓN Y RESULTADOS

Las dimensiones de sección y resultados de cambio de perfil se presentan en la siguiente tabla:

NIVEL	DESIGNACIÓN	PERFIL	ÁREA (in ²)	I (in)	S (in ³)	r (in)	b (in)	h (in)	t (in)	PATIN COMPACTO				ALMA COMPACTA			
										b/t	λ_p	λ_r	COMPACTO/ NO COMPACTO	h/t	λ_p	λ_r	COMPACTO/ NO COMPACTO
1	C4	8X8X0,3125	9,3	90,9	22,7	3,12	7,375	7,375	0,3125	23,6	31,788	39,735	COMPACTO	23,6	68,685	161,779	COMPACTO
1	C4	200X200X12	14,13	110,16	27,98	2,81	7,086	7,086	0,472	15,01	31,788	39,735	COMPACTO	15,01	68,685	161,779	COMPACTO

NIVEL	DESIGNACIÓN	PERFIL	PESO (lb/pie)	GA	GB	K	KL/r	Fe	Fcr	Pn	Pu/Pd	RELACIÓN ESFUERZO S COMBINAD OS ≤ 1
1	C4	8X8X0,3125	31,84	1	0,5	1,25	44,95	141,6	32,37	302,95	0,27	0,81
1	C4	200X200X12	47,5	1	0,6	1,27	50,71	111,3	31,44	439,74	0,18	0,7

Tabla 3.7 Datos de perfil columna y comprobaciones.

3.3.1.6.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los cálculos anteriormente expuestos se puede establecer el siguiente análisis, además como las dimensiones, resultados y comprobaciones de la sección elegida:

- La columna 200x200x12 es remetida 10 mm, por esta razón se escoge un espesor de alma de columna de 12 mm para que el momento de inercia de esta sección se aproxime al momento de inercia de la sección HSS8x8x0.3125.
- Se opto por elegir perfiles HSS8x8x0.3125 para hacer un análisis previo antes de cambiar a una sección armada 200x200x12 que cumpla con los requerimientos de carga aplicada.
- La combinación de carga que predomina para el diseño de esta columna crítica es la CCSX (combinación de carga sísmica en la dirección X) ya que presenta las cargas de mayor magnitud para el diseño.
- Se usara la misma sección armada elegida de 200X200X12 mm para las 24 columnas que forman la estructura de este proyecto de titulación.
- Tanto la sección HSS8x8x0.3125 como la sección armada 200x200x12 no sobrepasan los límites plásticos de compacticidad de la sección tanto para el alma como para el patín, así que a la columna armada 200x200x12 se le considera como un elemento compacto y no esbelto.
- Las relaciones de esbeltez kL/r para ninguna de las dos secciones sobrepasan el valor de esbeltez de 133.68.
- La columna armada 200x200x12 viene a tener un peso mayor que la sección HSS8x8x0.3125 con una diferencia de 15.66 lb (7.12 kg)
- Tanto la sección HSS8x8x0.3125 y la columna armada 200x200x12 fueron comprobadas bajo la acción de esfuerzos combinados dando una relación de esfuerzos de 0.81 y 0.7 respectivamente, ambos menor q la unidad.

3.3.2 ANÁLISIS DE MIEMBROS A FLEXIÓN

Consideremos una viga de sección 'I' y los diagramas de esfuerzos de la Figura 3.30 para estudiar los esfuerzos de flexión. Si la viga está sujeta a momento flexionante el esfuerzo (f_b) en cualquier punto puede calcularse con la fórmula de la flexión:

$$f_b = \frac{Mc}{I_x} = \frac{M}{I_x/c} = \frac{M}{S_x} \quad (3.14)$$

Donde 'M' es el momento flexionante en la sección transversal, bajo consideración, 'c' es la distancia perpendicular del eje neutro a la fibra extrema y 'Sx' es el módulo de la sección elástico de la sección transversal. El esfuerzo máximo ocurre en la fibra extrema, donde 'y' es máxima. Hay entonces dos máximos, un esfuerzo máximo de compresión en la fibra superior y un esfuerzo máximo de tensión en la fibra inferior.

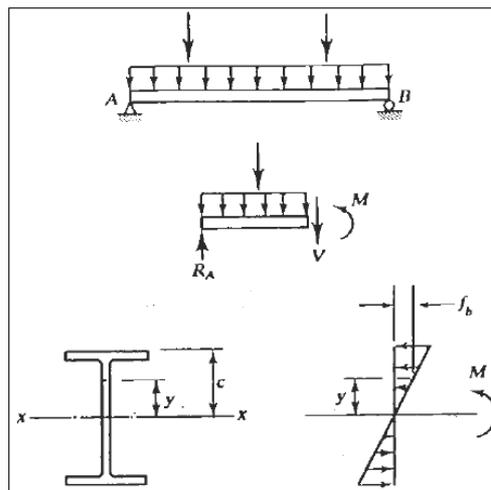


Figura 3.30 Esfuerzo de flexión.

La resistencia de diseño del capítulo F de la especificación AISC 2005 establece que:

$$M_d = \phi_b M_n \quad (3.15)$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (3.16) \text{ Ecuación F2-1 AISC 2005}$$

Donde:

M_d = Momento flexionante de diseño, klb-in

M_n = Momento flexionante nominal, klb-in

M_p = Momento flexionante plástico, klb-in

- Z_x = Modulo plástico de la sección, in^3
 F_y = Esfuerzo de fluencia del elemento viga, ksi
 Φ_b = Factor de resistencia a la flexión = 0.9

3.3.2.1 DISEÑO DE VIGAS POR MOMENTOS

Si se aplican cargas de gravedad a una viga simplemente apoyada de gran longitud, la viga se flexionara hacia abajo y su parte posterior estará en compresión y se comportara como un miembro a compresión. La sección transversal de esta "columna" consistirá en la porción de la sección transversal de la viga arriba del eje neutro. Para la viga usual, la "columna" tendrá un momento de inercia mucho menor respecto a su eje "y". El pandeo lateral no ocurrirá si el patín de compresión de un miembro se soporta lateralmente a intervalos frecuentes. Una sección compacta es aquella que tiene un perfil suficientemente robusto de manera que es capaz de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plástica antes de pandearse. En la Figura 3.31 se muestra una curva típica con los momentos resistentes nominales o momentos de pandeo de una viga en función de longitudes variables no soportadas lateralmente.

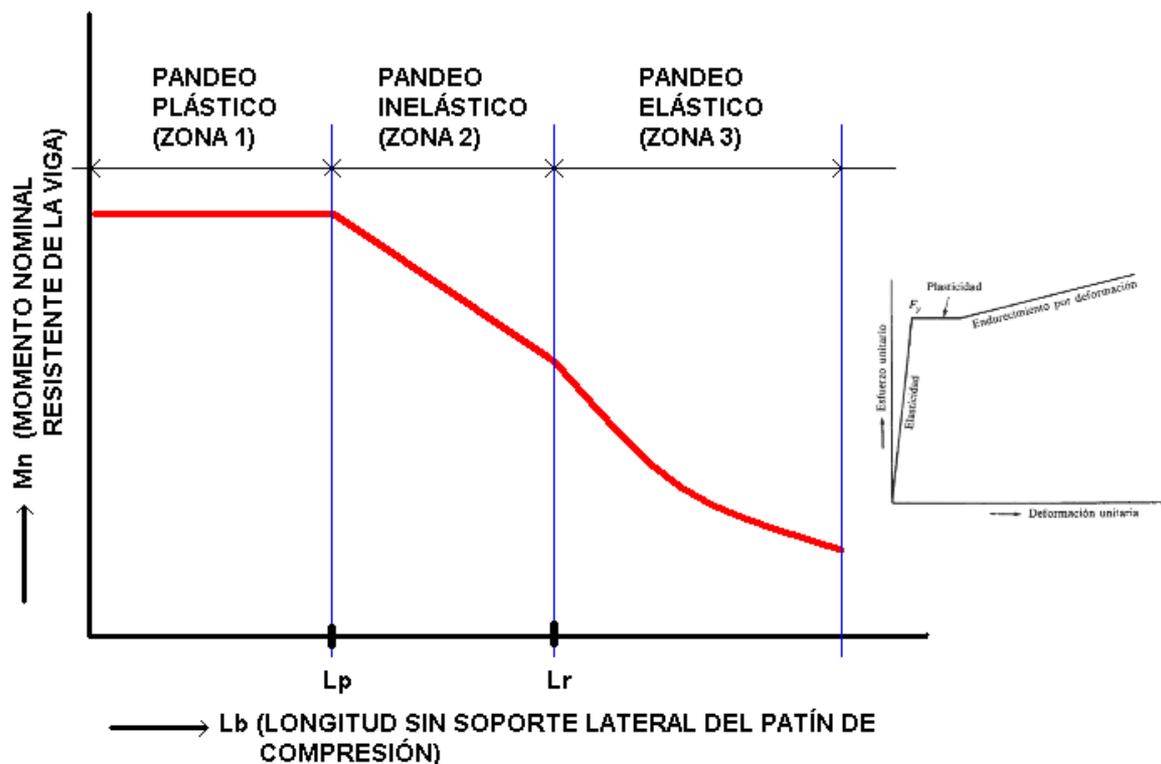


Figura 3.31 Momento nominal en función de la longitud, no soportada lateralmente, del patín de compresión.

En la Figura 3.31 se aprecia que las vigas tienen tres distintos intervalos o zonas de pandeo, dependiendo de sus condiciones de soporte lateral, si se tiene un soporte lateral continuo o estrechamente espaciado, las vigas se pandearán plásticamente y quedarán en lo que se ha clasificado como zona 1 de pandeo. Conforme se incrementa la separación entre los soportes laterales, las vigas empezarán a fallar inelásticamente bajo momentos menores y quedarán en la zona 2. Finalmente, con longitudes aún mayores sin soporte lateral, las vigas fallarán elásticamente y quedarán en la zona 3.

Ya que en el capítulo F de la especificación AISC 2005 no aplica el diseño para longitudes de vigas menores que L_p , solo se analizará las dos zonas restantes; zona 2 y zona 3.

3.3.2.1.1 PANDEO INELÁSTICO, ZONA 2

En esta zona el soporte lateral es insuficiente para permitir que el miembro alcance una distribución plástica total de deformación antes de que ocurra el pandeo. Si la longitud sin soporte lateral, L_b , de una sección compacta 'I' o 'C' es mayor que L_p , la viga fallará inelásticamente a menos que L_b sea mayor que una distancia L_r , entonces cuando $L_p \leq L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.17) \text{ Ecuación F2-2 AISC}$$

2005

El término C_b o coeficiente de momentos se usa para tomar en cuenta el efecto de los diferentes gradientes de momento sobre el pandeo torsional lateral. En otras palabras, el pandeo lateral puede verse afectado por las restricciones en los extremos y las condiciones de carga del miembro.

Al usar valores C_b , el diseñador debe entender claramente que la capacidad de momento obtenida al multiplicar M_n por C_b , puede ser no mayor que el M_n plástico de la zona 1 que es igual a $F_y Z$. Esto se presenta en la Figura 3.32.

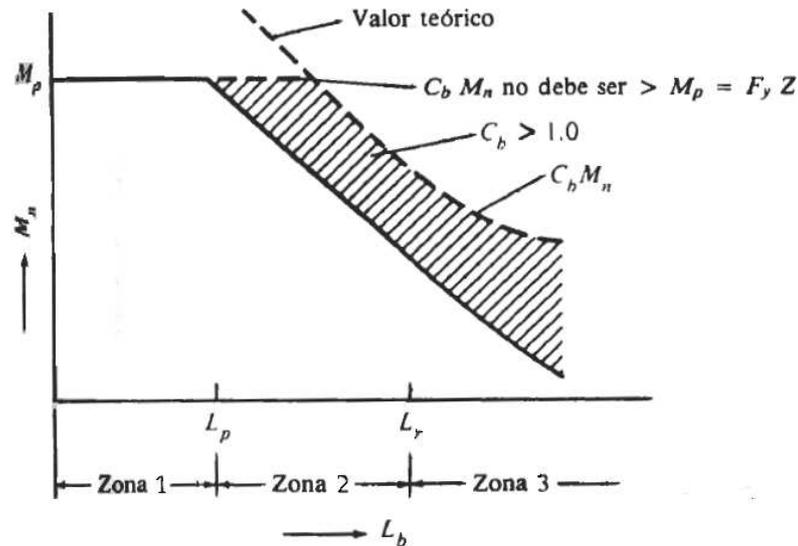


Figura 3.32 Capacidad de momento obtenida para cada longitud L_b .

El valor C_b se determina con la expresión siguiente en la que M_{max} es el momento más grande en un segmento no soportado de una viga, en tanto que M_A , M_B y M_C son, respectivamente, los momentos en los puntos a $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ del segmento.

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3 \quad (3.18) \text{ Ecuación F1-1 AISC 2005}$$

Donde:

R_m = Parámetro de monosimetría = 1, para vigas 'I'

C_b = 1, para vigas en voladizo.

Los valores de L_p y L_r se calculan de la siguiente manera:

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.19) \quad \text{Ecuación F2-5 AISC 2005}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x h_o}{E Jc} \right)}} \quad (3.20)$$

Ecuación F2-5 AISC 2005

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (3.21) \quad \text{Ecuación F2-7 AISC 2005}$$

ho = Distancia entre los centroides de los patines, in

J = Constante torsional de la sección, in^4

c = 1, para vigas 'I'

Cw = Constante torsional, in^6

3.3.2.1.2 PANDEO ELÁSTICO, ZONA 3

Cuando una viga no está totalmente soportada lateralmente, puede fallar por pandeo lateral respecto al eje más débil entre los puntos de soporte lateral. Esto ocurrirá aunque la viga este cargada de manera que supuestamente debería flexionarse respecto al eje fuerte (Ver Figura 3.33).

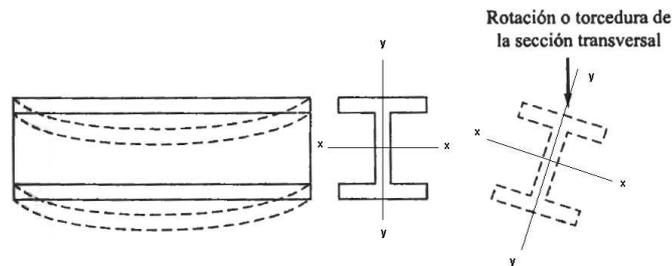


Figura 3.33 Pandeo torsional lateral de una viga simplemente apoyada.

Volviendo al capítulo F de la AISC 2005, si la longitud del patín de compresión de una viga es mayor que L_r , esta se pandeará elásticamente antes de que alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier punto de la sección. Por lo tanto la especificación presenta la ecuación de momento flexionante cuando $L_b > L_r$.

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.22) \quad \text{Ecuación F2-3 AISC 2005}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (3.23) \quad \text{Ecuación F2-4 AISC 2005}$$

Todas las ecuaciones aquí descritas son aplicables para secciones compactas, es decir para secciones que tengan un perfil suficientemente robusto de manera que sea capaz de desarrollar una distribución plena de esfuerzo plástico antes de que

alguna de sus partes se pandee (alma o patín). Para que una sección sea compacta (Ver Figura 3.34) debe cumplir las siguientes relaciones:

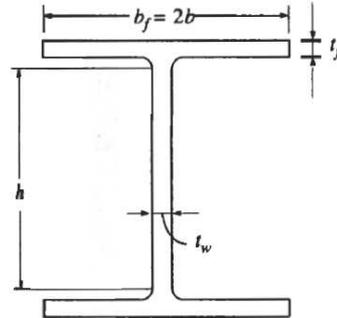


Figura 3.34 Valores de b , h y t , por usarse para calcular λ = razón ancho-espesor.

$$a) \frac{b}{t_f} < \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Patín}) \quad (3.24) \quad \text{Fuente, Tabla B4.1 AISC 2005}$$

$$b) \frac{h}{t_w} < \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Alma}) \quad (3.25) \quad \text{Fuente, Tabla B4.1 AISC 2005}$$

3.3.2.1.3 SECCIONES NO COMPACTAS

Las secciones no compactas tienen razones de espesor del alma mayores que λ_p pero no mayores que λ_r . Los valores de λ_r están dados en la Tabla B4.1 de la AISC 2005 y las relaciones ancho a espesor deben cumplir con las siguientes condiciones:

$$a) \frac{b}{t_f} < \lambda_r = 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \quad (\text{Patín}) \quad (3.26) \quad \text{Fuente, Tabla B4.1 AISC 2005}$$

$$b) \frac{h}{t_w} < \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Alma}) \quad (3.27) \quad \text{Fuente, Tabla B4.1 AISC 2005}$$

Si tenemos una sección no compacta, es decir con $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, el valor de M_n puede obtenerse con la siguiente expresión:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_r - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (3.28) \quad \text{F3-1 AISC 2005}$$

Donde:

$$\lambda = b/t_f$$

$$\lambda_{pf} = \lambda_p (\text{Patín}) = 0.38\sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{rf} = \lambda_r (\text{Patín})$$

3.3.2.2 DEFLEXIONES²⁶

Las deflexiones de las vigas de acero se limitan generalmente a ciertos valores máximos de $L/240$, donde L esta en pulgadas. Hay algunos métodos teóricos para calcular deflexiones; entre estos métodos se incluyen los de áreas de momentos, los de la viga conjugada y el trabajo virtual.

“Con estos métodos pueden obtenerse varias expresiones como la del final de este párrafo para la deflexión en el centro del claro de una viga simple con carga uniformemente repartida”²⁷

$$\Delta L = \frac{5wL^4}{384EI_x} \quad (3.29)$$

Donde:

L = Longitud del claro, in

w = Carga total de servicio, lb/in

E = Modulo de la sección en psi

- Para una carga concentrada en el centro.

$$\Delta L = \frac{QL^3}{48EI_x} \quad (3.30)$$

- Para dos cargas concentradas en los tercios del claro.

$$\Delta L = \frac{23QL^3}{648EI_x} \quad (3.31)$$

Los voladizos suelen estar sometidos a grandes deflexiones. En una viga en voladizo con una sección transversal constante, la flecha máxima en el extremo libre es.²⁸

²⁶ Código de Práctica Ecuatoriano; CPE INEN 5; Parte 1:2001; Deflexiones; Capítulo 7; Literal 7.1; Tabla 7.1(a); Pagina 6.

²⁷ McCormac Jack C, 2002, “Diseño de estructuras de acero Método LRFD”, 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp284

- Para una carga distribuida uniformemente

$$\Delta L = \frac{wL^4}{8EI_x} \quad (3.32)$$

- Para una carga concentrada en el extremo

$$\Delta L = \frac{QL^3}{3EI_x} \quad (3.33)$$

Donde:

Q = carga puntual en el extremo de la viga, lb

3.3.2.3 RESISTENCIA AL CORTE

La especificación AISC 2005 en el Capitulo G estipula que la resistencia de diseño de un miembro sometido a corte, $\Phi_v V_n$, se determina con la siguiente expresión para miembros con almas atiesadas y no atiesadas:

$$V_d = \Phi_v V_n \geq V_u = V_{req} \quad (3.34)$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (3.35) \text{ Ecuación G2-1 AISC 2005}$$

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.36)$$

Donde:

Vd = Resistencia de diseño al corte, Klb

Vn = Resistencia nominal al corte, Klb

Vu = Carga cortante, Klb

Vreq = Resistencia requerida al corte, Klb

Φ_v = Factor de resistencia al corte = 1

Aw = Área del alma, (d.tw) in²

Cv = Coeficiente de corte del alma = 1

²⁸ Vinnakota Sriramulu, 2006, "Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD", 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp498

3.3.2.4 DISEÑO DE VIGAS

3.3.2.4.1 VIGA SECUNDARIA SIN SOPORTE LATERAL, B41, NIVEL 2

Para el diseño de esta viga secundaria crítica, se toman los valores de resistencia que presenta el software ETABS 9.5 ocasionada por la combinación de carga CCSX:

- $M_{ux} = 95,49 \text{ klb-in}$
- $V_{ux} = 3,722 \text{ klb}$

Para el diseño se cuenta con los siguientes datos para realizar una primera aproximación del perfil W a utilizar, usando la tabla de diseño de vigas por momentos de la página 4-138 del manual de la AISC 1994.

- $L = L_b = 3000 \text{ mm} = 118,11 \text{ in} = 9,84 \text{ ft}$
- $\Phi M_n = M_{ux} = 95,49 \text{ klb-in} = 8 \text{ klb-ft}$
- $C_b = 1$
- $\Phi = 0,9$

De esa tabla podemos observar que el perfil W que más se aproxima es el perfil W6X9.

Los datos de este perfil son los siguientes (pagina 1-42, 1-150, 4-20 AISC 1994):

- $Z_x = 6,23 \text{ in}^3$
- $I_x = 16,4 \text{ in}^4$
- $S_x = 5,56 \text{ in}^3$
- $\Phi_b M_p = 16,8 \text{ Klb-ft} = 201,6 \text{ Klb-in}$
- $L_p = 3,8 \text{ ft} = 45,6 \text{ in}$
- $L_r = 12 \text{ ft} = 144 \text{ in}$
- $J_x = 0,04 \text{ in}^4$
- $C_w = 17,7 \text{ in}^6$

Por lo tanto $L_p \leq L_b \leq L_r$, quiere decir que se encuentra en la zona 2 de pandeo inelástico sin soporte lateral.

Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 36 \frac{\text{Klb}}{\text{in}^2} * 6,23 \text{ in}^3 = 224,28 \text{ Klb.in (Resistencia nominal de fluencia)}$$

Pandeo lateral torsional, si $L_p \leq L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.17)$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3 \quad (3.18)$$

Donde los valores de momentos Mmax, MA, MB y MC se toma de la ayuda proporcionada por el software ETABS:

$$M_{max} = 95,490 \text{ klb.in}$$

$$M_A = 13,722 \text{ klb.in}$$

$$M_B = 19,796 \text{ klb.in}$$

$$M_C = 5,066 \text{ klb.in}$$

Entonces:

$$C_b = \frac{12,5 * 95,490}{2,5 * 95,490 + 3 * 13,722 + 4 * 19,796 + 3 * 5,066} = 3,19 = 3$$

Dejamos a Cb en un valor de 3 ya que el valor que generan los gradientes de momento supera el valor máximo establecido.

Entonces:

$$M_n = 3 * \left[224,28 - (224,28 - 0.7 * 36 * 5,56) \left(\frac{118,11 - 45,6}{144 - 45,6} \right) \right]$$

$$M_n = 3 * [162,18]$$

$$M_n = 486,54 \text{ klb.in}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la flexión de menor valor será la resistencia nominal a la fluencia Mn.

$$M_n = 224,28 \text{ klb.in}$$

$$M_d = \Phi_b M_n = 0.9 * 224,28 = 201,85 \text{ klb.in}$$

$$M_{ux} = 95,484 \text{ kbl.in}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_d} = \frac{95,484}{201,85} = 0,473$$

Por tanto la relación Mu/Md establece que $M_d > M_{ux}$ y define que el perfil W6X9 es la sección más liviana que cumple con el estado límite de fluencia, con un peralte de 6 in o 15,24 cm y con 3,94 in o 10 cm de ancho de patín.

Cambio de sección

Ahora, para propósito de este proyecto de titulación se usara una viga de sección armada soldada (ver Figura 3.35) denominada 150X100-P6 con propiedades de

sección similares a las del perfil W6X9. Las propiedades de la viga de sección armada las proporciona el software ETABs 9.5 con las dimensiones establecidas de: ancho de patín = 100 mm; espesor de patín = 6 mm; peralte = 150 mm; alma = 138 mm; espesor de alma = 6 mm.

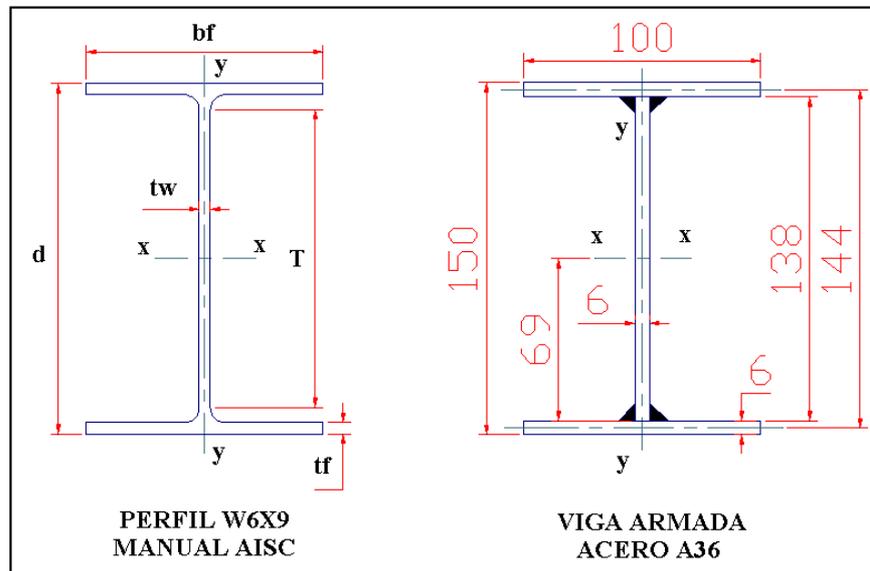


Figura 3.35 Viga de sección armada denominada 150X100-P6 similar al perfil W6X9.

Los datos de viga de sección armada son los siguientes:

- $Z_x = 7,02 \text{ in}^3$
- $I_x = 18,11 \text{ in}^4$
- $I_y = 2,41 \text{ in}^4$
- $S_x = 6,13 \text{ in}^3$
- $r_y = 0,88 \text{ in}$
- $J = 0,06 \text{ in}^4$

Para el análisis de la viga de sección armada se debe tomar en cuenta ciertos valores que se necesitan para el cálculo de L_p y L_r como son: el radio de giro efectivo (r_{ts}) y la constante torsional (C_w).

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad [\text{in}^2] \quad (3.37) \text{ Ecuación F2-7 AISC 2005}$$

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} \quad [\text{in}^6] \quad (3.38) \text{ Bajo Ecuación F2-7 AISC 2005}$$

h_o = Distancia entre centroides de patín, in.

Calculando estos valores se tiene:

$$h_o = 144 \text{ mm} = 5,67 \text{ in} \text{ (Ver Figura 3.35)}$$

$$C_w = \frac{2,41 * 5,67^2}{4} = 19,37 \text{ in}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{2,41 * 19,37}}{6,13} = 1,11 \text{ in}^2 \quad \Rightarrow \quad r_{ts} = 1,06 \text{ in}$$

Con estos valores se calcula los valores de L_p y L_r :

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.19) \quad \text{Ecuación F2-5 AISC 2005}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y S_x h_o}{E Jc} \right)}} \quad (3.20) \text{ Ecuación F2-5 AISC}$$

2005

Donde:

$$L_p = 1,76 * 0,88 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 43,96 \text{ in}$$

$$L_r = 1,95 * 1,06 \frac{29000}{0,7 * 36} \sqrt{\frac{0,06}{6,13 * 5,67}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 * 36}{29000} * \frac{6,13 * 5,67}{0,06} \right)}} = 173,96 \text{ in}$$

Los datos de viga armada calculados son los siguientes:

- $L_p = 43,96 \text{ in}$
- $L_r = 173,96 \text{ in}$

Por lo tanto $L_p \leq L_b \leq L_r$, quiere decir que se encuentra en la zona 2 de pandeo inelástico sin soporte lateral.

Fluencia viga armada:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 36 \frac{\text{Klb}}{\text{in}^2} * 7,02 \text{ in}^3 = 252,72 \text{ Klb.in} \text{ (Resistencia nominal de fluencia)}$$

Pandeo lateral torsional viga armada, si $L_p \leq L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.17)$$

Entonces calculamos M_n , si $C_b = 3$ (mismo valor):

$$M_n = 3 * \left[252,72 - (252,72 - 0,7 * 36 * 6,13) \left(\frac{118,11 - 43,96}{173,96 - 43,96} \right) \right]$$

$$M_n = 3 * [196,68]$$

$$M_n = 590,04 \text{ klb.in}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la flexión de menor valor será la resistencia nominal a la fluencia M_n .

$$M_n = 252,72 \text{ klb.in}$$

$$M_d = \Phi_b M_n = 0,9 * 252,72 = 227,45 \text{ klb.in}$$

$$M_{ux} = 95,484 \text{ kbl.in}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_d} = \frac{95,484}{227,45} = 0,42$$

Por tanto la relación M_u/M_d establece que $M_d > M_{ux}$ y define que la viga armada cumple con el estado límite de fluencia.

Corte viga armada:

$$V_d = \Phi_v V_n \geq V_u = V_{req} \quad (3.34)$$

$$V_n = 0,6 * 36 * \left(\frac{150}{25,4} \right) * \left(\frac{6}{25,4} \right) * 1 = 30,13 \text{ klb} \quad (3.35)$$

Pero debe cumplir con la siguiente relación:

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.36)$$

Entonces:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{29000}{36}} \leq 63,58$$

$$\text{Y } \frac{h}{t_w} = \frac{138}{6} = 23$$

Entonces:

$$V_d = \Phi_v V_n = 1 * 30,13 \text{ klb} = 30,13 \text{ klb}$$

$$\frac{V_{ux}}{V_d} = \frac{3,722}{30,13} = 0,12$$

Por lo tanto la relación V_{ux}/V_d establece que $V_d > V_{ux}$ y define que esta viga de sección armada cumple con el estado límite de resistencia al corte.

Deflexión viga armada:

$$\text{límite} = \frac{L}{240} = \frac{118,11}{240} = 0,492 \text{ in} = 12,5 \text{ mm}$$

$$\Delta L = \frac{5wL^4}{384EI_x} \quad (3.30)$$

Donde w es proporcionada por el software ETABs 9.5; $w = 57,645 \text{ lb/in}$

Entonces:

$$\Delta L = \frac{5 \cdot 57,645 \cdot 110,12^4}{384 \cdot 29000000 \cdot 18,11} = 0,21 \text{ in} = 5,33 \text{ mm}$$

Por lo tanto la viga de sección armada cumple con el estado límite por deflexión.

3.3.2.4.2 VIGA PRINCIPAL DE MENOR LONGITUD, B21, NIVEL 1

Para el diseño de esta viga principal crítica de menor longitud, se toman los valores de resistencia que presenta el software ETABs 9.5 ocasionada por la combinación de carga CCSY:

- $M_{ux} = 502,82 \text{ klb-in}$
- $V_{ux} = 10,34 \text{ klb}$

Para el diseño se cuenta con los siguientes datos para realizar una primera aproximación del perfil W a utilizar, usando la tabla de diseño de vigas por momentos de la página 4-138 del manual de la AISC 1994.

- $L = L_b = 2795 \text{ mm} = 110,02 \text{ in} = 9,17 \text{ ft}$
- $\Phi M_n = M_{ux} = 472,57 \text{ klb-in} = 39,38 \text{ klb-ft}$
- $C_b = 1$
- $\Phi = 0,9$

De esa tabla podemos observar que el perfil W que más se aproxima es el perfil $W8X18$. Este perfil tiene un peso lineal de 18 lb/ft o $26,84 \text{ Kg/m}$ que es un perfil muy pesado teniendo en cuenta que el costo del acero esta en función del peso, por lo tanto podemos escoger otro perfil que sea liviano pero con un mayor peralte en comparación con el perfil $W8X18$. De esta manera el perfil mas liviano y compacto que se puede escoger en tabla de la pagina 1-38 de la AISC 1994 es el perfil $W12X14$, el cual tiene un peso lineal de 14 lb/ft o $20,88 \text{ Kg/m}$. por lo tanto se analizara este perfil para las cargas descritas.

Los datos de este perfil (W12X14) son los siguientes (pagina 1-42, 1-150, 4-20 AISC 1994):

- $Z_x = 17,4 \text{ in}^3$
- $I_x = 88,6 \text{ in}^4$
- $S_x = 14,9 \text{ in}^3$
- $\Phi_b M_p = 47 \text{ Klb-ft} = 564 \text{ Klb-in}$
- $L_p = 3,1 \text{ ft} = 37,2 \text{ in}$
- $L_r = 9,2 \text{ ft} = 110,4 \text{ in}$
- $J = 0,07 \text{ in}^4$
- $C_w = 80,4 \text{ in}^6$

Por lo tanto $L_p \leq L_b \leq L_r$, quiere decir que se encuentra en la zona 2 de pandeo inelástico sin soporte lateral.

Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 36 \frac{\text{Klb}}{\text{in}^2} * 17,4 \text{ in}^3 = 626,4 \text{ Klb.in} \text{ (Resistencia nominal de fluencia)}$$

Pandeo lateral torsional, si $L_p \leq L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.17)$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3 \quad (3.18)$$

Donde los valores de momentos M_{max} , M_A , M_B y M_C se toma de la ayuda proporcionada por el software ETABS:

$$M_{max} = 502,821 \text{ klb.in}$$

$$M_A = 189,710 \text{ klb.in}$$

$$M_B = 8,355 \text{ klb.in}$$

$$M_C = 238,660 \text{ klb.in}$$

Entonces:

$$C_b = 2,44$$

Entonces:

$$M_n = 2,44 * [376,47]$$

$$M_n = 918,59 \text{ klb.in}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la flexión de menor valor será la resistencia nominal a la fluencia M_n .

$$M_n = 626,4 \text{ klb. in}$$

$$M_d = \Phi_b M_n = 0,9 * 626,4 = 563,76 \text{ klb. in}$$

$$M_{ux} = 472,57 \text{ kbl. in}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_d} = \frac{502,821}{563,76} = 0,892$$

Por tanto la relación M_{ux}/M_d establece que $M_d > M_{ux}$ y define que el perfil W12X14 es la sección más liviana que cumple con el estado límite de fluencia, con un peralte de 12 in o 30,48 cm y con 3,97 in o 10 cm de ancho de patín.

Cambio de sección

Ahora, para propósito de este proyecto de titulación se usara una viga de sección armada soldada (ver Figura 4.36) denominada 300X100-P8 con propiedades de sección similares a las del perfil W12X14. Las propiedades de la viga de sección armada las proporciona el software ETABs 9.5 con las dimensiones establecidas de: ancho de patín = 100 mm; espesor de patín = 8 mm; peralte = 300 mm; alma = 284 mm; espesor de alma = 6 mm.

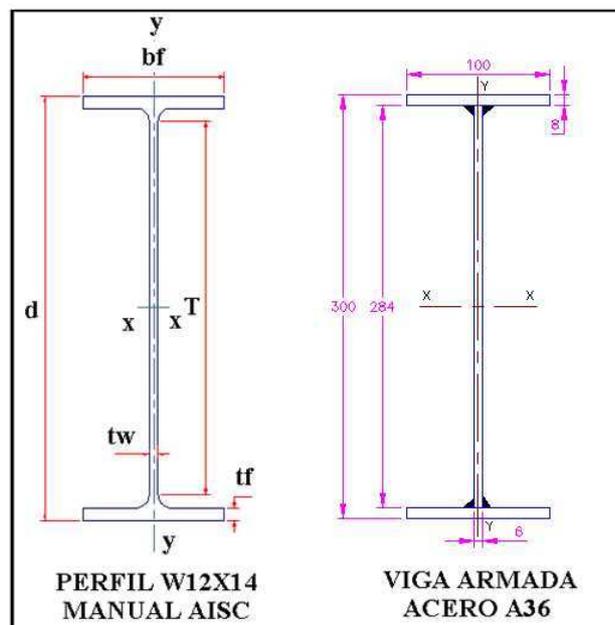


Figura 3.36 Viga de sección armada denominada 300X100-P8 similar al perfil W12X14.

Los datos de viga de sección armada son los siguientes:

- $Z_x = 21.64 \text{ in}^3$

- $I_x = 109.48 \text{ in}^4$
- $I_y = 3.22 \text{ in}^4$
- $S_x = 18.54 \text{ in}^3$
- $r_y = 0,79 \text{ in}$
- $J = 0,134 \text{ in}^4$

Para el análisis de la viga de sección armada se debe tomar en cuenta ciertos valores que se necesitan para el cálculo de L_p y L_r como son: el radio de giro efectivo (r_{ts}) y la constante torsional (C_w).

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} [\text{in}^2] \quad (3.37) \text{ Ecuación F2-7 AISC 2005}$$

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} [\text{in}^6] \quad (3.38) \text{ Bajo Ecuación F2-7 AISC 2005}$$

h_o = Distancia entre centroides de patín, in.

Calculando estos valores se tiene:

$$h_o = 292 \text{ mm (Ver Figura 3.36)}$$

$$C_w = 106.39 \text{ in}^6$$

$$r_{ts}^2 = 0,998 \text{ in}^2 \Rightarrow r_{ts} \approx 1 \text{ in}$$

Con estos datos se calcula los valores de L_p y L_r :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.19) \quad \text{Ecuación F2-5 AISC 2005}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E Jc} \right)}} \quad (3.20) \text{ Ecuación F2-5 AISC}$$

2005

Los datos de viga armada calculados son los siguientes:

- $L_p = 36,47 \text{ in}$
- $L_r = 115.53 \text{ in}$

Por lo tanto $L_p \leq L_b \leq L_r$, quiere decir que se encuentra en la zona 2 de pandeo inelástico sin soporte lateral.

Fluencia viga armada:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 36 \frac{Klb}{in^2} * 21.64 in^3 = 779.04 Klb.in \quad (\text{Resistencia nominal de fluencia})$$

Pandeo lateral torsional viga armada, si $L_p \leq L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.17)$$

Entonces calculamos M_n , si $C_b = 2,44$ (mismo valor):

$$M_n = 2,44 * [489.8]$$

$$M_n = 1195.11 klb.in$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la flexión de menor valor será la resistencia nominal a la fluencia M_n .

$$M_n = 779.04 klb.in$$

$$M_d = \Phi_b M_n = 0.9 * 779.04 = 701.14 klb.in$$

$$M_{ux} = 502,821 kbl.in$$

$$\frac{M_{ux}}{M_d} = \frac{502,821}{701.14} = 0,72$$

Por tanto la relación M_u/M_d establece que $M_d > M_{ux}$ y define que la viga armada cumple con el estado límite de fluencia.

Corte viga armada:

$$V_d = \Phi_v V_n \geq V_u = V_{req} \quad (3.34)$$

$$V_n = 60.26 klb \quad (3.35)$$

Pero debe cumplir con la siguiente relación:

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.36)$$

Entonces:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{29000}{36}} \leq 63,58$$

Y

$$\frac{h}{t_w} = \frac{284}{6} = 47.33$$

Entonces:

$$V_d = \Phi_v V_n = 1 * 60.26 klb = 60.26 klb$$

$$\frac{V_{ux}}{V_d} = \frac{10,34}{60,26} = 0,17$$

Por lo tanto la relación V_{ux}/V_d establece que $V_d > V_{ux}$ y define que esta viga de sección armada cumple con el estado límite de resistencia al corte.

Deflexión viga armada:

$$\text{límite} = \frac{L}{240} = \frac{110,02}{240} = 0,46 \text{ in} = 11,65 \text{ mm}$$

$$\Delta L = \frac{5wL^4}{384EI_x} \quad (3.29)$$

Donde w es proporcionada por el software ETABs 9.5; $w = 49,457 \text{ lb/in}$

Entonces:

$$\Delta L = \frac{5 \cdot 49,457 \cdot 110,12^4}{384 \cdot 29000000 \cdot 88,6} = 0,025 \text{ in} = 0,64 \text{ mm}$$

Por lo tanto esta viga de sección armada cumple con el estado límite por deflexión.

3.3.2.4.3 VIGA PRINCIPAL MEDIANA, B8, NIVEL 2

Para el diseño de esta viga principal mediana crítica, se toman los valores de resistencia que presenta el software ETABs 9.5 ocasionada por la combinación de carga CCSX:

- $M_{ux} = 782,83 \text{ klb-in}$
- $V_{ux} = 15,97 \text{ klb}$

Para el diseño se cuenta con los siguientes datos para realizar una primera aproximación del perfil W a utilizar, usando la tabla de diseño de vigas por momentos de la página 4-138 del manual de la AISC 1994.

- $L = 4597 \text{ mm} = 180,98 \text{ in}$
- $L_b = 1600 \text{ mm} = 63 \text{ in} = 5,25 \text{ ft}$
- $\Phi M_n = M_{ux} = 763,730 \text{ klb-in} = 63,644 \text{ klb-ft}$
- $C_b = 1$
- $\Phi = 0,9$

De esa tabla podemos observar que el perfil W que se encuentra un poco más abajo del punto establecido es el perfil $W12X19$.

Los datos de este perfil (W12X19) son los siguientes (pagina 1-42, 1-150, 4-20 AISC 1994):

- $Z_x = 24,7 \text{ in}^3$
- $I_x = 130 \text{ in}^4$
- $S_x = 21,3 \text{ in}^3$
- $\Phi_b M_p = 66,7 \text{ Klb-ft} = 800,4 \text{ Klb-in}$
- $L_p = 3,4 \text{ ft} = 40,8 \text{ in}$
- $L_r = 10,4 \text{ ft} = 124,8 \text{ in}$
- $J_x = 0,18 \text{ in}^4$
- $C_w = 131 \text{ in}^6$

Por lo tanto $L_p \leq L_b \leq L_r$, quiere decir que se encuentra en la zona 2 de pandeo inelástico sin soporte lateral.

Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 36 \frac{\text{Klb}}{\text{in}^2} * 24,7 \text{ in}^3 = 889,2 \text{ Klb.in} \text{ (Resistencia nominal de fluencia)}$$

Pandeo lateral torsional, si $L_p \leq L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.17)$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3 \quad (3.18)$$

Donde los valores de momentos M_{max} , M_A , M_B y M_C se toma de la ayuda proporcionada por el software ETABS:

$$M_{max} = 365,705 \text{ klb.in}$$

$$M_A = 291,704 \text{ klb.in}$$

$$M_B = 214,455 \text{ klb.in}$$

$$M_C = 133,351 \text{ klb.in}$$

Entonces:

$$C_b = 1,501$$

Entonces:

$$M_n = 1,501 * [796,06]$$

$$M_n = 1194,88 \text{ klb.in}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la flexión de menor valor será la resistencia nominal a la fluencia M_n .

$$M_n = 889,2 \text{ klb.in}$$

$$M_d = \Phi_b M_n = 0,9 * 889,2 = 800,28 \text{ klb.in}$$

$$M_{ux} = 763,730 \text{ kbl.in}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_d} = \frac{782,827}{800,28} = 0,978$$

Por tanto la relación M_{ux}/M_d establece que $M_d > M_{ux}$ y define que el perfil W12X19 es la sección más liviana que cumple con el estado límite de fluencia, con un peralte de 12 in o 30,48 cm y con 3,97 in o 10,17 cm de ancho de patín.

Cambio de sección

Ahora, para propósito de este proyecto de titulación se usara una viga de sección armada soldada denominada 300X100-P10 (ver Figura 4.37) con propiedades de sección similares a las del perfil W12X19. Las propiedades de la viga de sección armada las proporciona el software ETABs 9.5 con las dimensiones establecidas de: ancho de patín = 100 mm; espesor de patín = 10 mm; peralte = 300 mm; alma = 280 mm; espesor de alma = 8 mm.

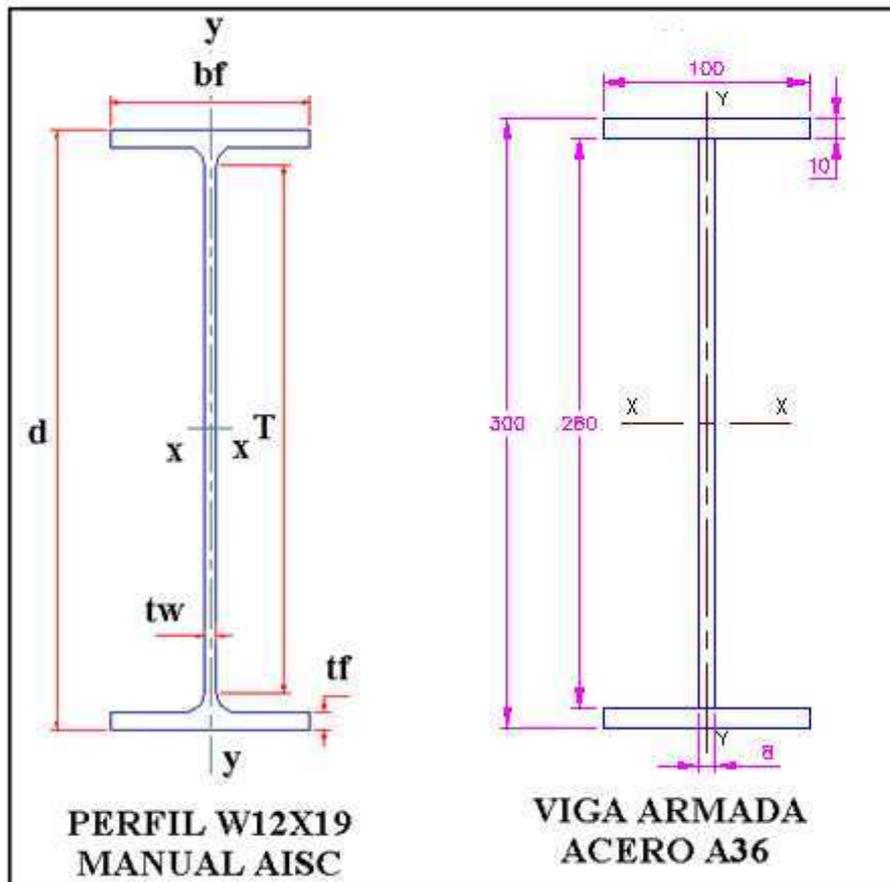


Figura 3.37 Viga de sección armada denominada 300X100-P10 similar al perfil W12X19.

Los datos de viga de sección armada son los siguientes:

- $Z_x = 27.27 \text{ in}^3$
- $I_x = 136.23 \text{ in}^4$
- $I_y = 4.03 \text{ in}^4$
- $S_x = 23.07 \text{ in}^3$
- $r_y = 0,78 \text{ in}$
- $J = 0,28 \text{ in}^4$

Para el análisis de la viga de sección armada se debe tomar en cuenta ciertos valores que se necesitan para el cálculo de L_p y L_r como son: el radio de giro efectivo (r_{ts}) y la constante torsional (C_w).

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad [\text{in}^2] \quad (3.37) \text{ Ecuación F2-7 AISC 2005}$$

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} \quad [\text{in}^6] \quad (3.38) \text{ Bajo Ecuación F2-7 AISC 2005}$$

h_o = Distancia entre centroides de patín, in.

Calculando estos valores se tiene:

$$h_o = 290 \text{ mm} \quad (\text{Ver Figura 3.37})$$

$$C_w = 131.33 \text{ in}^6$$

$$r_{ts}^2 = 0,997 \text{ in}^2 \quad \Rightarrow \quad r_{ts} = 0,998 \text{ in}$$

Con estos valores se calcula los valores de L_p y L_r :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.19) \quad \text{Ecuación F2-5 AISC 2005}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E Jc} \right)}} \quad (3.20) \text{ Ecuación F2-5 AISC}$$

2005

Los datos de viga armada calculados son los siguientes:

- $L_p = 38.96 \text{ in}$
- $L_r = 106.15 \text{ in}$

Por lo tanto $L_p \leq L_b \leq L_r$, quiere decir que se encuentra en la zona 2 de pandeo inelástico sin soporte lateral.

Fluencia viga armada:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 36 \frac{Klb}{in^2} * 27.27 in^3 = 981.72 Klb.in \quad (\text{Resistencia nominal de fluencia})$$

Pandeo lateral torsional viga armada, si $L_p \leq L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.17)$$

Entonces calculamos M_n , si $C_b = 1,501$ (mismo valor):

$$M_n = 1,501 * [838.48]$$

$$M_n = 1258.56 klb.in$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la flexión de menor valor será la resistencia nominal a la fluencia M_n .

$$M_n = 981.72 klb.in$$

$$M_d = \Phi_b M_n = 0.9 * 981.72 = 883.55 klb.in$$

$$M_{ux} = 782,827 kbl.in$$

$$\frac{M_{ux}}{M_d} = \frac{782,827}{883.55} = 0,886$$

Por tanto la relación M_u/M_d establece que $M_d > M_{ux}$ y define que la viga armada cumple con el estado límite de fluencia.

Corte viga armada:

$$V_d = \Phi_v V_n \geq V_u = V_{req} \quad (3.34)$$

$$V_n = 80.35 klb \quad (3.35)$$

Pero debe cumplir con la siguiente relación:

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.36)$$

Entonces:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{29000}{36}} \leq 63,58$$

$$\text{Y } \frac{h}{t_w} = \frac{280}{8} = 35$$

Entonces:

$$V_d = \Phi_v V_n = 1 * 80.35 klb = 80.35 klb$$

$$\frac{V_{ux}}{V_d} = \frac{15,973}{80.35} = 0,2$$

Por lo tanto la relación V_{ux}/V_d establece que $V_d > V_{ux}$ y define que esta viga de sección armada cumple con el estado límite de resistencia al corte.

Deflexión viga armada:

$$\text{límite} = \frac{L}{240} = \frac{180,976}{240} = 0,754 \text{ in} = 19,15 \text{ mm}$$

$$\Delta L = \frac{5wL^4}{384EI_x} \quad (3.29)$$

Donde w es proporcionada por el software ETABs 9.5; $w = 15,664 \text{ lb/in}$

Entonces:

$$\Delta L = \frac{5 \cdot 15,664 \cdot 180,976^4}{384 \cdot 29000000 \cdot 136.23} = 0,055 \text{ in} = 1,4 \text{ mm}$$

Para dos cargas iguales concentradas en los tercios del claro:

$$\Delta L = \frac{23QL^3}{648EI_x} \quad (3.31)$$

Donde Q es proporcionada por el software ETABs 9.5; $Q = 7824,31 \text{ lb}$

$$\Delta L = \frac{7824,31 \cdot 180,976^3}{680 \cdot 29000000 \cdot 123,01} = 0,017 \text{ in} = 0,44 \text{ mm}$$

Por lo tanto esta viga de sección armada cumple con el estado límite por deflexión.

3.3.2.4.4 VIGA PRINCIPAL DE MAYOR LONGITUD, B7, NIVEL 2

Para el diseño de esta viga principal de mayor longitud, se toman los valores de resistencia que presenta el software ETABs 9.5 ocasionada por la combinación de carga CCSX:

- $M_{ux} = 757,328 \text{ klb-in}$
- $V_{ux} = 13,749 \text{ klb}$

Para el diseño se cuenta con los siguientes datos para realizar una primera aproximación del perfil W a utilizar, usando la tabla de diseño de vigas por momentos de la página 4-138 del manual de la AISC 1994.

- $L = 5797 \text{ mm} = 228,22 \text{ in}$
- $L_b = 1500 \text{ mm} = 59,055 \text{ in} = 5,92 \text{ ft}$
- $\Phi M_n = M_{ux} = 745,679 \text{ klb-in} = 62,14 \text{ klb-ft}$

- $C_b = 1$
- $\Phi = 0,9$

De esa tabla podemos observar que el perfil W más liviano que se encuentra un poco más abajo del punto establecido es el perfil W12X19.

Los datos de este perfil (W12X19) son los siguientes (pagina 1-42, 1-150, 4-20 AISC 1994):

- $Z_x = 24,7 \text{ in}^3$
- $I_x = 130 \text{ in}^4$
- $S_x = 21,3 \text{ in}^3$
- $\Phi_b M_p = 66,7 \text{ Klb-ft} = 800,4 \text{ Klb-in}$
- $L_p = 3,4 \text{ ft} = 40,8 \text{ in}$
- $L_r = 10,4 \text{ ft} = 124,8 \text{ in}$
- $J = 0,18 \text{ in}^4$
- $C_w = 131 \text{ in}^6$

Por lo tanto $L_p \leq L_b \leq L_r$, quiere decir que se encuentra en la zona 2 de pandeo inelástico sin soporte lateral.

Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 36 \frac{\text{Klb}}{\text{in}^2} * 24,7 \text{ in}^3 = 889,2 \text{ Klb.in (Resistencia nominal de fluencia)}$$

Pandeo lateral torsional, si $L_p \leq L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.17)$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3 \quad (3.18)$$

Donde los valores de momentos M_{max} , M_A , M_B y M_C se toma de la ayuda proporcionada por el software ETABS:

$$M_{max} = 332,456 \text{ klb.in}$$

$$M_A = 277,477 \text{ klb.in}$$

$$M_B = 301,586 \text{ klb.in}$$

$$M_C = 325,326 \text{ klb.in}$$

Entonces:

$$C_b = 1,081$$

Entonces:

$$M_n = 1,081 * [812,61]$$

$$M_n = 878,43 \text{ klb.in}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la flexión de menor valor será la resistencia nominal por pandeo lateral torsional M_n .

$$M_n = 878,43 \text{ klb.in}$$

$$M_d = \Phi_b M_n = 0.9 * 878,43 = 790,587 \text{ klb.in}$$

$$M_{ux} = 745,679 \text{ kbl.in}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_d} = \frac{745,679}{790,587} = 0,943$$

Por tanto la relación M_{ux}/M_d establece que $M_d > M_{ux}$ y define que el perfil W12X19 es la sección más liviana que cumple con el estado límite de fluencia, con un peralte de 12 in o 30,48 cm y con 3,97 in o 10,17 cm de ancho de patín.

Cambio de sección

Ahora, para propósito de este proyecto de titulación se usara una viga de sección armada soldada (ver Figura 3.36) con propiedades de sección similares a las del perfil W12X19. Las propiedades de la viga de sección armada las proporciona el software ETABs 9.5 con las dimensiones establecidas de: ancho de patín = 100 mm; espesor de patín = 9 mm; peralte = 300 mm; alma = 282 mm; espesor de alma = 7 mm.

Los datos de viga de sección armada son los siguientes:

- $Z_x = 27.27 \text{ in}^3$
- $I_x = 136.23 \text{ in}^4$
- $I_y = 4.03 \text{ in}^4$
- $S_x = 23.07 \text{ in}^3$
- $r_y = 0,78 \text{ in}$
- $J = 0,28 \text{ in}^4$

Para el análisis de la viga de sección armada se debe tomar en cuenta ciertos valores que se necesitan para el cálculo de L_p y L_r como son: el radio de giro efectivo (r_{ts}) y la constante torsional (C_w).

Donde:

$$h_o = 290 \text{ mm (Ver Figura 3.36)}$$

$$C_w = 131.33 \text{ in}^6$$

$$r_{ts}^2 = 0,997 \text{ in}^2 \Rightarrow r_{ts} = 0,998 \text{ in}$$

$$L_p = 38.96 \text{ in}$$

$$L_r = 106.15 \text{ in}$$

Estos valores ya han sido calculados en la sección 3.3.2.4.3 de este capítulo.

Por lo tanto $L_p \leq L_b \leq L_r$, quiere decir que se encuentra en la zona 2 de pandeo inelástico sin soporte lateral.

Fluencia viga armada:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 36 \frac{\text{Klb}}{\text{in}^2} * 27.27 \text{ in}^3 = 981.72 \text{ Klb.in} \quad (\text{Resistencia nominal de fluencia})$$

Pandeo lateral torsional viga armada, si $L_p \leq L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.17)$$

Entonces calculamos M_n , si $C_b = 1,081$ (mismo valor):

$$M_n = 1,081 * [861.98]$$

$$M_n = 931.8 \text{ klb.in}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la flexión de menor valor será la resistencia nominal por pandeo lateral torsional M_n .

$$M_n = 931.8 \text{ klb.in}$$

$$M_d = \Phi_b M_n = 0.9 * 931.8 = 838.62 \text{ klb.in}$$

$$M_{ux} = 757,328 \text{ kbl.in}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_d} = \frac{757,328}{831.62} = 0,91$$

Por tanto la relación M_u/M_d establece que $M_d > M_{ux}$ y define que la viga armada cumple con el estado límite de fluencia.

Corte viga armada:

$$V_d = \Phi_v V_n \geq V_u = V_{req} \quad (3.33)$$

$$V_n = 0,6 * 36 * \left(\frac{300}{25,4}\right) * \left(\frac{8}{25,4}\right) * 1 = 80.35 \text{ klb} \quad (3.34)$$

Pero debe cumplir con la siguiente relación:

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.35)$$

Entonces:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{29000}{36}} \leq 63,58$$

$$\text{Y } \frac{h}{t_w} = \frac{280}{8} = 35$$

Entonces:

$$V_d = \phi_v V_n = 1 * 80.35 \text{ klb} = 80.35 \text{ klb}$$

$$\frac{V_{ux}}{V_d} = \frac{13,749}{80.35} = 0,17$$

Por lo tanto la relación V_{ux}/V_d establece que $V_d > V_{ux}$ y define que esta viga de sección armada cumple con el estado límite de resistencia al corte.

Deflexión viga armada:

$$\text{límite} = \frac{L}{240} = \frac{228,22}{240} = 0,951 \text{ in} = 24,15 \text{ mm}$$

$$\Delta L = \frac{5wL^4}{384EI_x} \quad (3.29)$$

Donde w es proporcionada por el software ETABs 9.5; $w = 1,892 \text{ lb/in}$

Entonces:

$$\Delta L = \frac{5 * 1,892 * 228,22^4}{384 * 29000000 * 136.23} = 0,017 \text{ in} = 0,44 \text{ mm}$$

Para dos cargas iguales concentradas en los tercios del claro:

$$\Delta L = \frac{23QL^3}{648EI_x} \quad (3.31)$$

Donde Q es proporcionada por el software ETABs 9.5; $Q = 7658,78 \text{ lb}$

$$\Delta L = \frac{7658,78 * 228,22^3}{680 * 29000000 * 136.23} = 0,034 \text{ in} = 0,87 \text{ mm}$$

Para una carga concentrada en el medio del claro:

$$\Delta L = \frac{QL^3}{48EI_x} \quad (3.30)$$

Donde Q es proporcionada por el software ETABs 9.5; $Q = 7361,73 \text{ lb}$

$$\Delta L = \frac{7361,73 * 228,22^3}{48 * 29000000 * 136.23} = 0,46 \text{ in} = 11.72 \text{ mm}$$

Por lo tanto esta viga de sección armada cumple con el estado límite por deflexión.

3.3.2.4.5 VIGA PRINCIPAL EN VOLADIZO, B56, NIVEL 2

Para el diseño de esta viga crítica en voladizo, se toman los valores de resistencia que presenta el software ETABs 9.5 ocasionada por la combinación de carga CCSX:

- $M_{ux} = 403,979 \text{ klb-in}$
- $V_{ux} = 20,738 \text{ klb}$
- $L = 600 \text{ mm} = 23,622 \text{ in}$

Para este diseño, tomaremos la misma viga de sección armada de la sección 3.3.2.4.2 de este capítulo. La parte más crítica de una viga en voladizo es la deflexión que se puede generar por las combinaciones de carga, así que el estado límite que se debe considerar primero es la deflexión.

Deflexión:

$$\text{límite} = \frac{L}{240} = \frac{23,622}{240} = 0,11 \text{ in} = 2,82 \text{ mm}$$

Para una carga distribuida uniformemente

$$\Delta L = \frac{wL^4}{8EI_x} \quad (3.30)$$

Donde w es proporcionada por el software ETABs 9.5; $w = 15,186 \text{ lb/in}$

$$\Delta L = \frac{15,186 * 23,622^4}{8 * 29000000 * 109.48} = 0,0002 \text{ in} = 0,0051 \text{ mm}$$

Para una carga concentrada en el extremo

$$\Delta L = \frac{QL^4}{3EI_x} \quad (3.31)$$

Donde Q es proporcionada por el software ETABs 9.5; $Q = 20799,24 \text{ lb}$

$$\Delta L = \frac{20779,24 * 23,622^3}{3 * 29000000 * 109.48} = 0,029 \text{ in} = 0,73 \text{ mm}$$

Por lo tanto este perfil cumple el estado límite por deflexión.

Los datos de viga de sección armada son los siguientes:

- $Z_x = 21.64 \text{ in}^3$
- $I_x = 109.48 \text{ in}^4$

- $I_y = 3.22 \text{ in}^4$
- $S_x = 18.54 \text{ in}^3$
- $r_y = 0,79 \text{ in}$
- $J = 0,134 \text{ in}^4$
- $L_p = 36,47 \text{ in}$
- $L_r = 115.53 \text{ in}$

Por lo tanto $L_b \leq L_p$, quiere decir que se encuentra en la zona 1 de pandeo plástico, así que solamente se comprueba la fluencia.

Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 36 \frac{\text{Klb}}{\text{in}^2} * 21,64 \text{ in}^3 = 779.04 \text{ Klb.in} \quad (\text{Resistencia nominal de fluencia})$$

$$M_d = \Phi_b M_n = 0.9 * 779.04 = 701.14 \text{ klb.in}$$

$$M_{ux} = 403,979 \text{ kbl.in}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_d} = \frac{403,979}{701.14} = 0,58$$

Por tanto la relación M_u/M_d establece que $M_d > M_{ux}$ y define que la viga de sección armada cumple con el estado límite de fluencia.

Corte:

$$V_d = \Phi_v V_n \geq V_u = V_{req} \quad (3.33)$$

$$V_n = 80.35 \text{ klb} \quad (3.34)$$

Pero debe cumplir con la siguiente relación:

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.35)$$

Entonces:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{29000}{36}} \leq 63,58$$

$$\text{Y } \frac{h}{t_w} = \frac{280}{8} = 35$$

Entonces:

$$V_d = \Phi_v V_n = 1 * 80.35 \text{ klb} = 80.35 \text{ klb}$$

$$\frac{V_{ux}}{V_d} = \frac{20,738}{80.35} = 0,26$$

Por lo tanto la relación V_{ux}/V_d establece que $V_d > V_{ux}$ y define que esta viga de sección armada en voladizo cumple con el estado límite de resistencia al corte.

3.3.2.4.6 VIGA SECUNDARIA EN VOLADIZO, B55, NIVEL 2

Para el diseño de esta viga secundaria crítica en voladizo, se toman los valores de resistencia que presenta el software ETABs 9.5 ocasionada por la combinación de carga CCSX:

- $M_{ux} = 95,556$ klb-in
- $V_{ux} = 3,364$ klb
- $L = 1176,15$ mm = 46,305 in

Para este diseño, tomaremos la misma viga de sección armada de la sección 3.3.2.4.1 de este capítulo. La parte más crítica de una viga en voladizo es la deflexión que se puede generar por las combinaciones de carga, así que el estado límite que se debe considerar primero es la deflexión.

Deflexión:

$$\text{límite} = \frac{L}{240} = \frac{46,305}{240} = 0,193 \text{ in} = 4.9 \text{ mm}$$

Para una carga distribuida uniformemente

$$\Delta L = \frac{wL^4}{8EI_x} \quad (3.30)$$

Donde w es proporcionada por el software ETABs 9.5; $w = 57,645$ lb/in

$$\Delta L = \frac{57,645 * 46,305^4}{8 * 29000000 * 16,4} = 0.0696 \text{ in} = 1,77 \text{ mm}$$

Para una carga concentrada en el extremo

$$\Delta L = \frac{QL^4}{3EI_x} \quad (3.31)$$

Donde Q es proporcionada por el software ETABs 9.5; $Q = 858,18$ lb

$$\Delta L = \frac{858,18 * 46,305^3}{3 * 29000000 * 18.11} = 0,054 \text{ in} = 1,37 \text{ mm}$$

Por lo tanto este perfil cumple el estado límite por deflexión.

Los datos de viga de sección armada son los siguientes:

- $Z_x = 7,02 \text{ in}^3$
- $I_x = 18,11 \text{ in}^4$
- $I_y = 2,41 \text{ in}^4$
- $S_x = 6,13 \text{ in}^3$
- $r_y = 0,88 \text{ in}$
- $J = 0,06 \text{ in}^4$
- $L_p = 43,96 \text{ in}$
- $L_r = 173,96 \text{ in}$

Por lo tanto $L_p \leq L_b \leq L_r$, quiere decir que se encuentra en la zona 2 de pandeo inelástico sin soporte lateral.

Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 36 \frac{\text{Klb}}{\text{in}^2} * 7,02 \text{ in}^3 = 252,72 \text{ Klb.in} \quad (\text{Resistencia nominal de fluencia})$$

Pandeo lateral torsional, si $L_p \leq L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.17)$$

Donde $C_b = 1$ para vigas en voladizo

Entonces:

$$M_n = 250,95 \text{ klb.in}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a la flexión de menor valor será la resistencia nominal por pandeo lateral torsional M_n .

$$M_n = 250,95 \text{ klb.in}$$

$$M_d = \Phi_b M_n = 0.9 * 250,95 = 225,86 \text{ klb.in}$$

$$M_{ux} = 95,556 \text{ kbl.in}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_d} = \frac{95,556}{225,86} = 0,42$$

Por tanto la relación M_{ux}/M_d establece que $M_d > M_{ux}$ y define que la viga de sección armada seleccionada cumple con el estado límite de fluencia por pandeo lateral torsional.

Corte:

$$V_d = \phi_v V_n \geq V_u = V_{req} \quad (3.33)$$

$$V_n = 30,13 \text{ klb} \quad (3.34)$$

Pero debe cumplir con la siguiente relación:

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.35)$$

Entonces:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{29000}{36}} \leq 63,58$$

$$\text{Y } \frac{h}{t_w} = \frac{138}{6} = 23$$

Entonces:

$$V_d = \phi_v V_n = 1 * 30,13 \text{ klb} = 30,13 \text{ klb}$$

$$\frac{V_{ux}}{V_d} = \frac{3,364}{30,13} = 0,11$$

Por lo tanto la relación V_{ux}/V_d establece que $V_d > V_{ux}$ y define que esta viga de sección armada cumple con el estado límite de resistencia al corte.

3.3.2.4.7 DIMENSIONES DE PERFIL Y COMPROBACIONES

Las dimensiones de perfil y comprobaciones se presentan en la siguiente tabla:

NIVEL	DESIGNACIÓN	CARACTERÍSTICA DE VIGA	PERFIL	SECCIÓN ARMADA	PERALTE d (mm)	PATIN bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	PATIN A FLEXION				ALMA A FLEXION			
									bf/2tf	λp	λr	COMPACTO /NO COMPACTO	h/tw	λp	λr	COMPACTO /NO COMPACTO
2	B41	SECUNDARIA	V6X9	150X100-P6	150	100	6	6	8,33	10,79	29,43	COMPACTO	23	111,33	161,78	COMPACTO
1	B21	PRINCIPAL DE MENOR LONGITUD	V12X14	300X100-P8	300	100	8	8	6,25	10,79	24,57	COMPACTO	35,50	102,27	161,78	COMPACTO
2	B8	PRINCIPAL MEDIANA	V12X19	300X100-P10	300	100	8	10	5,00	10,79	26,50	COMPACTO	35,50	99,37	161,78	COMPACTO
2	B7	PRINCIPAL DE MAYOR LONGITUD	V12X19	300X100-P10	300	100	8	10	5,00	10,79	26,50	COMPACTO	35,50	99,37	161,78	COMPACTO
2	B56	PRINCIPAL EN VOLADIZO	V12X14	300X100-P8	300	100	6	8	6,25	10,79	24,57	COMPACTO	48,00	102,27	161,78	COMPACTO
2	B55	SECUNDARIA EN VOLADIZO	V6X9	150X100-P6	150	100	6	6	8,33	10,79	29,43	COMPACTO	23	111,33	161,78	COMPACTO

NIVEL	DESIGNACIÓN	CARACTERÍSTICA DE VIGA	SECCIÓN ARMADA	PESO kg/m	Mu/Md	Vu/Vd	DEFLEXIONES		CONDICION DE RESISTENCIA DE CORTANTE			
							L/240 (mm)	ΔL (mm)	CUMPLE	FORMULA		
2	B41	SECUNDARIA	150X100-P6	15,92	0,42	0,12	12,5	5,33	SI	23	63,57	SI
1	B21	PRINCIPAL DE MENOR LONGITUD	300X100-P8	30,40	0,72	0,17	11,65	0,64	SI	35,50	63,57	SI
2	B8	PRINCIPAL MEDIANA	300X100-P10	37,68	0,886	0,2	19,15	1,84	SI	35,50	63,57	SI
2	B7	PRINCIPAL DE MAYOR LONGITUD	300X100-P10	37,68	0,81	0,17	24,15	13,3	SI	35,50	63,57	SI
2	B56	PRINCIPAL EN VOLADIZO	300X100-P8	30,40	0,58	0,26	2,82	0,74	SI	48,00	63,57	SI
2	B55	SECUNDARIA EN VOLADIZO	150X100-P6	15,92	0,42	0,11	4,9	3,14	SI	23	63,57	SI

Tabla 3.8 Datos de perfil W, viga armada y comprobaciones.

3.3.2.4.8 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los cálculos anteriormente expuestos se puede establecer el siguiente análisis, además como las dimensiones, resultados y comprobaciones del perfil elegido:

- Se optó por seleccionar para un diseño preliminar de este proyecto de titulación perfiles *W* de menor peso, antes que seleccionar perfiles *W* de menor peralte. Como el caso de la sección 3.3.2.4.2 de este capítulo, en la que se optó por escoger un perfil *W12X14* antes que un perfil *W8X18*.
- El perfil preliminar de mayor peso y mayor peralte que se encuentra en este proyecto de titulación es el perfil *W12X19* (12 in de peralte y 19 lb/pie), mientras que el perfil de menor peralte y menor peso es el perfil *W6X9* (6 in de peralte y 9 lb/pie), todos compactos.
- Las vigas se diseñaron por grupos, los cuales se dividen en: principales de menor longitud, principales de mediana longitud, principales de mayor longitud, vigas secundarias, vigas en voladizo principales y secundarias, por tratarse de una estructura pequeña ya que no se tenía un número exagerado de elementos viga y además para tener un diseño ordenado de elementos.
- El cambio de perfiles *W*, tanto para vigas principales y secundarias, se lo realiza con planchas de acero laminado A-36 (Ver Anexo 12) unidas mediante soldadura por arco, para formar vigas de sección armada (ver Figuras 4.35, 4.36 y 4.37) con propiedades similares a los perfiles preseleccionados (*W6X9*, *W12X14* y *W12X19*), ya que las vigas de sección armada cumplen con todas las relaciones de cargas ya establecidas.
- La combinación de carga que predomina para el diseño de vigas es la combinación CCSX (combinación de carga sísmica en la dirección X), ya que esta presenta los esfuerzos de mayor magnitud a comparación del resto de combinaciones.

3.3.3 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN

La especificación AISC 2005 en el Capítulo D estipula que la resistencia de diseño de un miembro a tensión, $\Phi_t P_n$, será la más pequeña de los valores obtenidos con las expresiones siguientes:

$$P_d = \Phi_t P_n \geq P_u = P_{req} \quad (3.39)$$

- Resistencia nominal debido a la deformación permanente por tensión en el área total de la sección transversal.

$$P_n = F_y A_g \quad (3.40) \text{ Ecuación D2-1 AISC 2005}$$

- Resistencia nominal debido a la ruptura por tensión en el área neta efectiva de la sección transversal.

$$P_n = F_u A_e \quad (3.41) \text{ Ecuación D2-2 AISC 2005}$$

Donde:

P_d = Resistencia de diseño a la tensión axial, Klb

P_n = Resistencia nominal a la tensión axial, Klb

P_u = Carga axial a la tensión, Klb

P_{req} = Resistencia requerida a la tensión axial, Klb

Φ_t = Factor de resistencia a la tensión; 0.9 D2-1; 0.75 D2-2 AISC 2005 (LRFD)

A_g = Área transversal del elemento, in²

A_e = Área neta efectiva, in²

F_y = Esfuerzo de fluencia, ksi

F_u = Esfuerzo último de ruptura, ksi

3.3.4 DISEÑO DE PLACA BASE

La especificación AISC 2005 en el Capítulo J, sección J8 estipula que la resistencia de diseño de una placa base de apoyo, $\Phi_t P_n$, está definida con la siguiente expresión:

$$P_d = \Phi_c P_p \geq P_u = P_{req} \quad (3.42)$$

- a) Cuando la placa está apoyada sobre toda el área del hormigón:

$$P_p = 0.85f'_c A_1 \quad (3.43) \text{ Ecuación J8-1 AISC 2005}$$

b) Cuando la placa no esta soportada en toda el área del hormigón:

$$P_p = 0.85f'_c A_1 \sqrt{A_2/A_1} \leq 1.7f'_c A_1 \quad (3.44) \text{ Ecuación J8-2 AISC 2005}$$

Donde:

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto, klb/in²

A_1 = Área de la placa, in²

A_2 = Área máxima de la porción de concreto soportante, in²

3.3.4.1 ESPESOR DE LA PLACA²⁹

Para determinar el espesor de la placa de apoyo, se toma momentos en las dos direcciones como si la placa estuviese en voladizo con las dimensiones m y n . se hace referencia a la Figura 3.38.

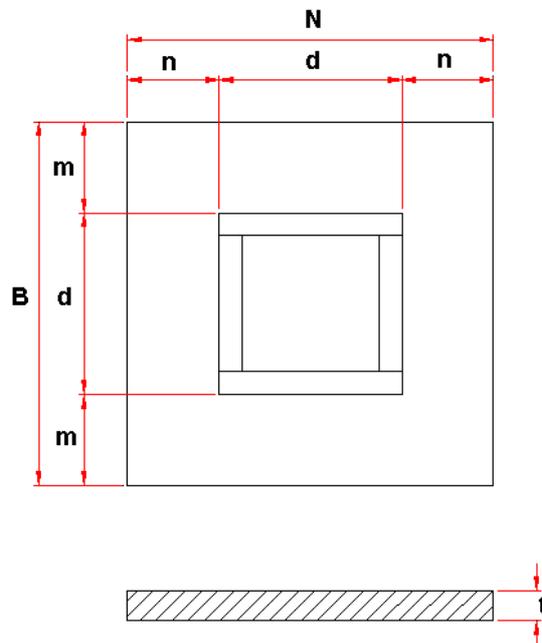


Figura 3.38 Parámetros de diseño del espesor de placa t.

El espesor 't' para una placa de apoyo puede determinarse como sigue:

²⁹ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp206

$$t = m \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} = n \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} \quad (3.45) \text{ Fuente: McCormac; Capitulo 7; pp206}$$

3.3.4.2 DISEÑO DE PLACA BASE

El diseño de placa base tiene que ser análogo a la carga aplicada por compresión para el diseño de la columna crítica diseñada.

- Material Acero A-36
- Sección armada 200X200X12 mm
- $P_u = 72,660$ klb (compresión)
- $M_{ux} = 471,360$ klb-in
- $M_{uy} = 23,556$ klb-in

La especificación AISC 2005 en el Capitulo J, sección J8 estipula que la resistencia de diseño de una placa base de apoyo, $\Phi_t P_n$, esta definida con la siguiente expresión:

$$P_d = \Phi_t P_p \geq P_u = P_{req} \quad (3.39)$$

Cuando la placa no esta soportada en toda el área del hormigón:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2/A_1} \leq 1.7 f'_c A_1 \quad (3.41) \text{ Ecuación J8-2 AISC 2005}$$

Para el diseño de placa base se tiene en cuenta el ancho de la cara de la columna que es de 8 in. Entonces se establece un valor de $n = m = 4$ in; por lo tanto el ancho de la placa base será de $N = B = 16$ in o 40,64 cm (Ver Figura 3.38) para tener un espacio de aproximadamente 10 cm para colocar los pernos de anclaje.. De igual manera se establece un ancho de cimentación de 20 in o 50,8 cm.

Entonces:

$$A_1 = 16 \times 16 = 256 \text{ in}^2 = 1651,6 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 20 \times 20 = 400 \text{ in}^2 = 2580,64 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 2,98 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}$$

$$P_p = 0.85 * 2,98 * 256 * \sqrt{400/256} = 810,56 \text{ Klb}$$

$$P_p \leq 1.7 f'_c A_1 \Rightarrow 810,56 \text{ Klb} < 992,94 \text{ Klb}$$

Por lo tanto la resistencia de diseño P_d se define:

$$P_d = \Phi_c P_p = 0,60 * 810,56 = 486,34 \text{ Klb}$$

Para hallar la relación P_u/P_d y demostrar que la placa cumpla con el límite de resistencia a la compresión, P_u debe ser remplazado por una resistencia a la compresión ficticia equivalente, P_{ueq} , ya que existen momentos que están actuando en la columna crítica que afectan a la placa base. P_{ueq} se calcula de la siguiente manera:

$$P_{ueq} = P_u + mM_{ux} + umM_{uy} \quad (3.13)$$

Donde, usando la Tabla 3.14 se tiene el valor de $KL = 10,98$ e interpolando para hallar el valor de m , se tiene que $m = 1,95$; $u = 2$.

$$M_{ux} = 471,360 \text{ Klb} - \text{in} = 39,28 \text{ Klb} - \text{ft}$$

$$M_{uy} = 23,556 \text{ Klb} - \text{in} = 1,963 \text{ Klb} - \text{ft}$$

Calculando P_{ueq} se tiene:

$$P_{ueq} = 72,660 + 1,95 * 39,28 + 2 * 1,95 * 1,963 = 156,91 \text{ Klb}$$

$$\frac{P_{ueq}}{P_d} = \frac{156,91}{486,34} = 0,323$$

Para determinar el espesor de la placa de apoyo, se toma momentos en las dos direcciones como si la placa estuviese en voladizo con las dimensiones m y n . se hace referencia a la Figura 3.20.

El espesor ' t ' para una placa de apoyo puede determinarse como sigue:

$$t = m \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} = n \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} \quad (3.42) \text{ Fuente: McCormac; Capitulo 7; pp206}$$

Donde $P_u = P_{ueq}$.

Entonces para $m = n = 4 \text{ in}$:

$$t = m \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} = 4 * \sqrt{\frac{2 * 156,91}{0,9 * 36 * 16 * 16}} = 0,778 \text{ in} = 19,76 \text{ mm}$$

Por lo tanto la relación P_u/P_d establece que $P_d > P_u$ y define que la placa cumple con el estado límite de resistencia a la compresión, con las dimensiones de $16 \times 16 \text{ in}$ y un espesor de placa de $0,776 \text{ in}$ o $19,76 \text{ mm}$.

3.3.4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los cálculos anteriormente expuestos se puede establecer el siguiente análisis:

- La carga axial ficticia obtenida viene a ser una carga proveniente de la combinación de momentos y carga axial requerida que presenta la columna crítica y que son transferidos directamente a la placa base.
- Se elige una placa de dimensiones 16X16 in ($N = B = 40,64$ cm), para tener un espacio de 4 in para poder colocar los pernos de anclaje necesarios.
- El espesor de la placa de 19,76 cm también se calcula con la carga ficticia axial que resulta de la combinación de esfuerzos en la columna crítica.

3.3.5 DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

Por lo general se proporciona una pequeña placa de acero de base en las columnas. Su propósito es recibir los pernos necesarios para anclar el perfil de acero conectado a la placa base al plinto de hormigón tal como se presenta en la Figura 3.39.

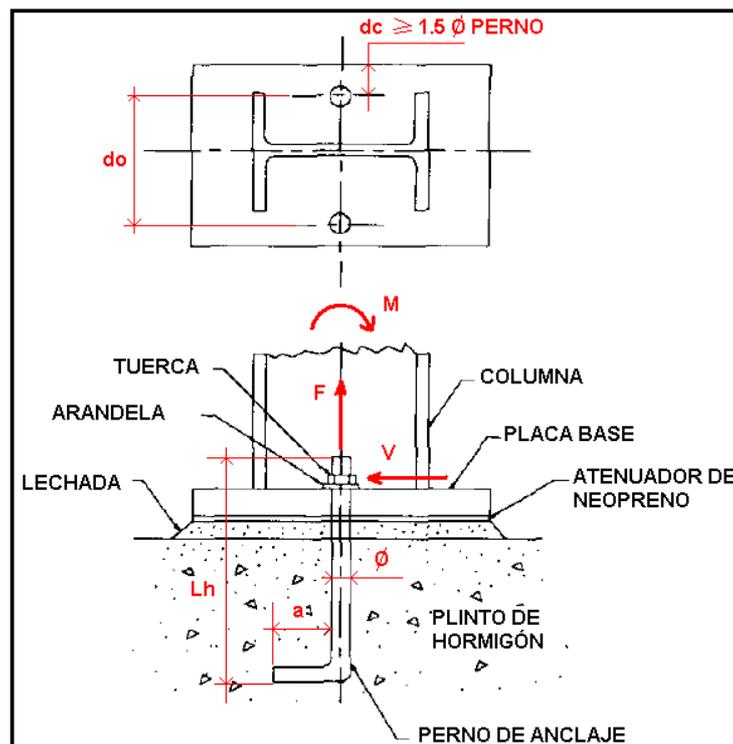


Figura 3.39 Trabajo del perno de anclaje.

El perno de anclaje se calcula de la siguiente manera:

$$M = nFd_o \quad (3.46)$$

Donde:

M = Momento de volteo en la base de la columna, klb-in

- F = Fuerza de tensión requerida para el perno de anclaje, klb
do = Distancia entre centros de pernos de anclaje, in
n = Número de pernos de anclaje a cada lado.
a ≤ 5 veces el diámetro del perno de anclaje.

3.3.5.1 PROCEDIMIENTO LRFD³⁰

1. Determinar la resistencia requerida del perno de anclaje:

$$F = T_u = 0.75\phi_t F_u A_g \quad (3.47)$$

Donde $\phi_t = 0.9$ factor de resistencia a la tensión, F_u es el esfuerzo a la ruptura para varillas de acero ADELCA-ECUADOR (Ver Anexo 11), donde $F_u = 56 \text{ Kg/mm}^2$ (79 ksi), A_g es el área del perno de anclaje en in^2 .

2. Se determina la longitud del perno de anclaje dentro del plinto de hormigón:

$$L_h = \frac{(T_u/2)}{0.7f'_c d} \quad (3.48)$$

Donde d es el diámetro del perno de anclaje.

3.3.5.2 DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

Para el diseño del perno de anclaje, se requiere que el perno resista el esfuerzo a la tensión F requerida por el momento M aplicado con ayuda de la siguiente expresión:

$$M = n F d_o \quad (3.46)$$

Donde el valor de M se toma de la base de la columna crítica diseñada:

$$M = 471,360 \text{ klb-in}$$

Se asume un total de 4 pernos por placa base, donde $n = 2$ pernos por cada lado, y un diámetro de 20 mm o 0,78 in. Por lo tanto se calcula $d_o = 13,66$ in.

Por lo tanto se calcula F requerido para la carga aplicada:

$$F = \frac{M}{n * d_o} = \frac{471,360}{2 * 13,66} = 17,25 \text{ Klb}$$

³⁰ John T. Dewolf, 1990, "AISC design Guide 01, Column Base Plates", Estados Unidos.

Entonces se requiere que el perno soporte la resistencia a la tensión de 17,25 Klb. Esto se lo realiza con el procedimiento LRFD:

Determinar la resistencia requerida del perno de anclaje:

$$F = T_u = 0.75\phi_t F_u A_g \quad (3.47)$$

Donde $\phi_t = 0.9$, factor de resistencia a la tensión, F_u es el esfuerzo a la ruptura de varillas de acero ADELA-ECUADOR $F_u = 79$ Ksi, A_g es el área del perno en in^2 y un diámetro de 20 mm = 0,78 in, entonces $A_g = 0,48 \text{ in}^2$.

Calculando $T_u = F$:

$$F = T_u = 0.75 * 0.9 * 79 * 0,48 = 25,6 \text{ Klb}$$

Por lo tanto el perno resiste la resistencia a la tensión requerida.

Se determina la longitud del perno de anclaje dentro del plinto de hormigón:

$$L_h = \frac{(T_u/2)}{0.7f'_c d} \quad (3.48)$$

Calculando L_h .

$$L_h = \frac{\left(25,6/2\right)}{0.7 * 2,98 * \left(20/25,4\right)} = 7,79 \text{ in} = 197,94 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se define una longitud de perno de anclaje dentro del plinto de hormigón de 300 mm por facilidad de construcción, a este valor hay que añadirle la dimensión $a = 5d = 100$ mm, mas es espesor de placa base = 20 mm y mas la longitud roscada que será de 50 mm, por lo tanto se tendrá una varilla de longitud total de 470 mm.

3.3.6 BARRAS CIRCULARES EN TENSIÓN³¹

La resistencia de una barra roscada en tensión se rige por medio de las roscas. El tamaño de la rosca se especifica dando el número de roscas por pulgada, n . un gran número de pruebas de tensión han demostrado que una barra roscada tiene aproximadamente la misma resistencia a la tensión que una no roscada que tiene un área de sección transversal igual al área neta en tensión (A_e) de la barra roscada. Para evitar la necesidad de investigar el área neta de la base de la

³¹ Vinnakota Sriramulu, 2006, "Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD", 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp336

rosca, la LRFD utiliza una deducción límite inferior de 0,75; de la siguiente manera:

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left[d_R - \frac{0,9743}{n} \right]^2 \quad (3.49)$$

$$A_e = 0,75 \frac{\pi d_R^2}{4} \quad (\text{independiente del tipo de rosca}) \quad (3.50)$$

Donde:

$d_R =$ diametro nominal de la barra, in

3.3.6.1 ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA DE UNA BARRA

La fuerza de tensión T en una barra en tensión se transmite del cuerpo del miembro a las partes roscadas de la barra (ver Figura 3.40a y b). De ahí pasa a las roscas de la barra y después de las roscas de la tuerca al resto de la estructura mediante el contacto de las roscas. Por último, la carga se transfiere de la tuerca al resto de la estructura mediante el contacto de la tuerca al resto de la estructura mediante el contacto de la tuerca.

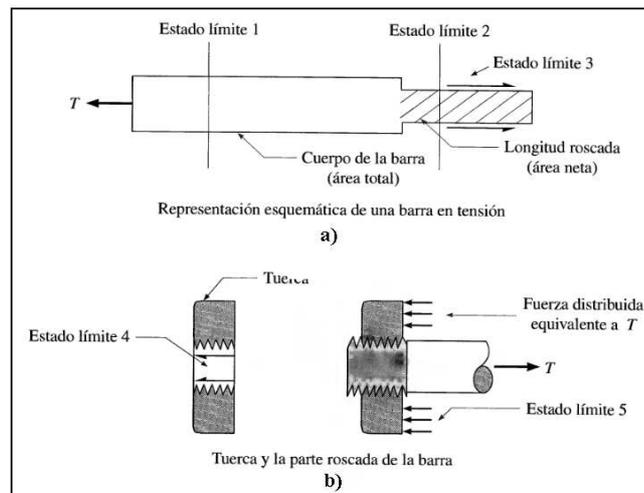


Figura 3.40 Estados límite de resistencia para barras en tensión.

Se puede identificar cinco diferentes estados límite de resistencia, de los cuales solo se analizan los dos más importantes, ya que se puede elegir que los modos 3, 4 y 5 no controlen el diseño:

T_{d1} = Resistencia de diseño correspondiente al estado límite de fluencia en la sección total en la parte no roscada (cuerpo) de la barra ($= \Phi_1 T_{n1}$)

T_{d2} = Resistencia de diseño correspondiente al estado límite de fractura en la sección (cuerpo) de la barra ($= \Phi_2 T_{n2}$)

Por lo tanto, la resistencia de diseño de una barra en tensión está dada por:

$$T_d = \text{mín}[T_{d1}; T_{d2}] \quad (3.51)$$

Las ecuaciones D2.1 y D2.2 de la especificación AISC 2005 para miembros en tensión se pueden reescribir de la siguiente forma:

$$T_{d1} = 0,9F_y A_g = 0,9F_y A_R \quad (3.52)$$

$$T_{d2} = 0,75F_u A_e = 0,75F_u(0,75A_R) = 0,75(0,75F_u A_R) \quad (3.53)$$

Donde: $A_R = \text{Área nominal de la sección transversal de la barra} = \frac{\pi d_R^2}{4}$

3.3.6.1 DISEÑO DE SECCIÓN ROSCADA PARA PERNOS DE ANCLAJE

Para el diseño de la rosca del perno de anclaje se debe tener en cuenta los siguientes parámetros:

- $F = 17,25 \text{ klb}$ (ver sección 3.3.4)
- $T_{d1} = 25,6 \text{ klb}$ (Ver sección 3.3.4)
- $d_R = 20 \text{ mm}$
- $T_u = 79 \text{ ksi}$

Para el diseño de T_{d2} se aplicara la ecuación 3.5 descrita en la sección 3.3.6.1, ya que es independiente del tipo de rosca (paso, número de hilos/pulg, etc.) y debe soportar la fuerza $F = 17,25 \text{ klb}$.

$$T_{d2} = 0,75F_u A_e = 0,75F_u(0,75A_R) = 0,75(0,75F_u A_R) \quad (3.53)$$

Y calculando T_{d2} se tiene:

$$T_{d2} = 0,75 \left(0,75 * 79 * \frac{\pi (20/25,4)^2}{4} \right) = 21,64 \text{ klb}$$

Por lo tanto la varilla de 20 mm de diámetro resiste la fuerza de tensión de 17,25 klb en la parte roscada de la barra o varilla, es decir la varilla cumple con el estado de tensión por cortante.

CAPITULO 4

DISEÑO DE CONEXIONES

4.1 INTRODUCCIÓN

Para propósito de este proyecto de titulación, todas las uniones; columna-columna, columna viga y viga-correa se las ensamblara con proceso de soldadura, es decir, mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con la adición de otro material fundido, llamado material de aporte.

4.2 VENTAJAS DE LA SOLDADURA

Actualmente es posible aprovechar las grandes ventajas que la soldadura ofrece, ya que los temores de fatiga e inspección se han eliminado casi por completo. Algunas de las muchas ventajas de la soldadura se presentan a continuación:

1. El uso de la soldadura permiten grandes ahorros en el peso del acero utilizado.
2. Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme, tan necesaria en las estructuras atornilladas.
3. La soldadura tiene una zona de aplicación mucho mayor que los tornillos.
4. Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados uno al otro.
5. El proceso de fusionar las partes por unir, hace a las estructuras realmente continuas.
6. Resulta más fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje y a menor costo.
7. Otro detalle que a menudo es importante es lo silencioso que resulta soldar.

8. Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

4.3 SOCIEDAD AMERICANA DE SOLDADURA (AWS)

El código de soldadura estructural de la Sociedad Americana de Soldadura es el estándar generalmente reconocido para soldar. La especificación de la AISC 2005 establece claramente que las normas del código AWS son aplicables para el método LRFD con unas cuantas excepciones menores que se encuentran enlistadas en la especificación AISC en la sección J2.

4.4 INSPECCIÓN DE LAS SOLDADURAS³²

Para asegurarse de una buena soldadura en un trabajo determinado, deben seguirse tres pasos:

1. Establecer buenos procedimientos de soldadura
2. Usar soldadores calificados, y
3. Emplear inspectores competentes en taller y en la obra.

Cuando se siguen los procedimientos establecidos por la AWS y el AISC para soldaduras y cuando se utilizan los servicios de buenos soldadores, que previamente hayan demostrado su habilidad, es seguro que se obtendrán buenos resultados; sin embargo, la seguridad absoluta sólo se tendrá cuando se utilice inspectores capaces y calificados.

Para lograr una buena soldadura existe una serie de factores entre los que pueden mencionarse:

- La selección apropiada de electrodos
- Corriente y voltaje
- Propiedades del metal base
- Propiedades del metal de aportación

³² McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp438

- Posición de soldadura.

4.4.1 INSPECCIÓN VISUAL

Es seguramente el método de inspección más económico y es particularmente útil para soldaduras de un solo pose. Sin embargo, este método es bueno para detectar imperfecciones superficiales. Existen diversos métodos para determinar la calidad interna o sanidad de una soldadura. Estos métodos incluyen: tintas penetrantes y partículas magnéticas, ensayos con ultrasonido y procedimientos radiográficos, los cuales permiten descubrir defectos internos, tales como porosidades, faltas de fusión o presencia de escoria.

4.4.2 LÍQUIDOS PENETRANTES

Diversos tipos de tinturas pueden extenderse sobre las superficies de soldadura; estos líquidos penetran en cualquier defecto como grietas que se encuentren en la superficie y sean poco visibles; después de que la tintura ha penetrado en las grietas, se limpia el exceso de ésta y se aplica un polvo absorbente, el cual hará que la tintura salga a la superficie y revelará la existencia de la grieta, delineándola en forma visible al ojo humano. Una variante de este método consiste en usar un líquido fluorescente, que una vez absorbido se hace brillantemente visible bajo el examen con luz negra.

4.4.3 PARTÍCULAS MAGNÉTICAS

En este proceso, la soldadura por inspeccionar se magnetiza eléctricamente, los bordes de las grietas superficiales o cercanas a la superficie se vuelven polos magnéticos (norte y sur a cada lado de la grieta) y si se esparce polvo seco de hierro o un líquido con polvo en suspensión, el fantasma magnético es tal que queda detectada la ubicación, forma y aun tamaño de la grieta. Sólo grietas, costuras, inclusiones, etc., aproximadamente a 1/10 de pulgada de la superficie puede localizarse por este método. La desventaja del método es que en caso de una soldadura realizada con cordones múltiples, el método debe aplicarse para cada cordón.

4.4.4 PRUEBA ULTRASÓNICA

La industria del acero ha aplicado el ultrasonido a la manufactura del acero; si bien el equipo es costoso, el método es bastante útil también en la inspección de soldadura. Las ondas sónicas se envían a través del material que va a probarse y se reflejan desde el lado opuesto de éste; la onda reflejada se detecta en un tubo de rayos catódicos; los efectos en la soldadura afectan el tiempo de la transmisión del sonido y el operador puede leer el cuadro del tubo, localizar las fallas y conocer qué tan importantes son. La prueba ultrasónica puede usarse con éxito para localizar discontinuidades en aceros al carbono y de baja aleación, pero no funciona muy bien para aceros con grano extremadamente grueso.

4.4.5 PROCEDIMIENTOS RADIOGRÁFICOS

Los métodos radiográficos, que son más costosos, pueden utilizarse para verificar soldaduras ocasionales en estructuras importantes. El uso de máquinas de rayos-X portátiles, donde el acceso no es un problema y el uso de radio o cobalto radioactivo para tomar fotografías, son métodos de prueba excelentes pero costosos. Resulta efectivo para soldaduras a tope pero impreciso para soldaduras de filete. Una desventaja adicional de estos métodos es el peligro de la radioactividad.

4.5 TIPOS DE PROCESOS DE SOLDADURA³³

Aunque se dispone tanto de soldadura con gas como de arco, casi toda la soldadura estructural es de arco. A continuación se presentan algunos tipos de soldadura usados en la industria:

4.5.1 SOLDADURA DE ARCO METÁLICO PROTEGIDO (SMAW)

Este es el método más usual de soldadura, que usa electrodos de barra. Los electrodos están disponibles en longitudes de 9 a 18 pulgadas y están cubiertos de un material que produce un gas y escoria inertes, cuando la corriente de

³³ Bowles Joseph E, 1993, "Diseño de acero estructural", 1ª Edición, Editorial LIMUSA, México, pp28

soldadura funde el metal. Este gas rodea la zona de soldado para impedir la oxidación (Ver Figura 4.1) lo que constituye un factor crítico si es necesaria más de una pasada para darle a la soldadura el tamaño requerido.

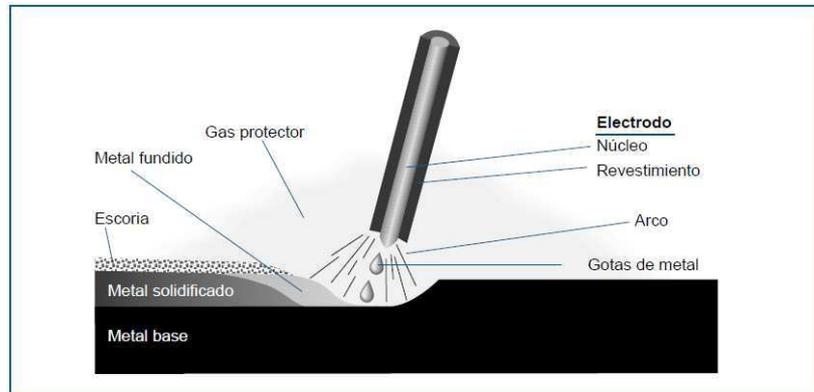


Figura 4.1 Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SMAW).

Este tipo de soldadura es el método que más se usa en el campo, cuando se usa un equipo de CD de soldadura. El tamaño mayor de soldadura producido en un solo pase, es alrededor de 5/16 pulg u 8 mm.

4.5.2 SOLDADURA DE ARCO METÁLICO PROTEGIDO CON GAS (GMAW)

Este método es el que se usa con mayor frecuencia para soldar en taller, donde se usan electrodos sin cubrir en una unidad mecánica de soldadura. La unidad controla el espacio de los electrodos y la velocidad de soldado y tiene una fuente de gas inerte para proteger la soldadura de la atmosfera que la rodea.

4.5.3 SOLDADURA DE ARCO SUMERGIDO (SAW)

Este método también se usa en talleres de fabricación. Se alinea la junta y se cubre con una capa de material en gránulos fusibles, que contiene agentes de aleación y de fusión, así como productores de gases inertes. El electrodo se inserta en el material granuloso, se produce el arco, y tiene lugar la fusión del electrodo y el metal base. El metal funde la capa granulosa para formar la capa protectora de gas y obtener cualesquiera otros efectos que se desee del material. Se barre luego la escoria para dejar expuesta la soldadura.

4.5.4 SOLDADURA DE ELECTROESCORIA

El proceso de soldadura es muy similar al de arco sumergido, pero usa una escoria electroconductiva que se mantiene en posición entre las dos piezas del metal por soldar por medio de placas de retención enfriadas con agua (Ver Figura 4.2).

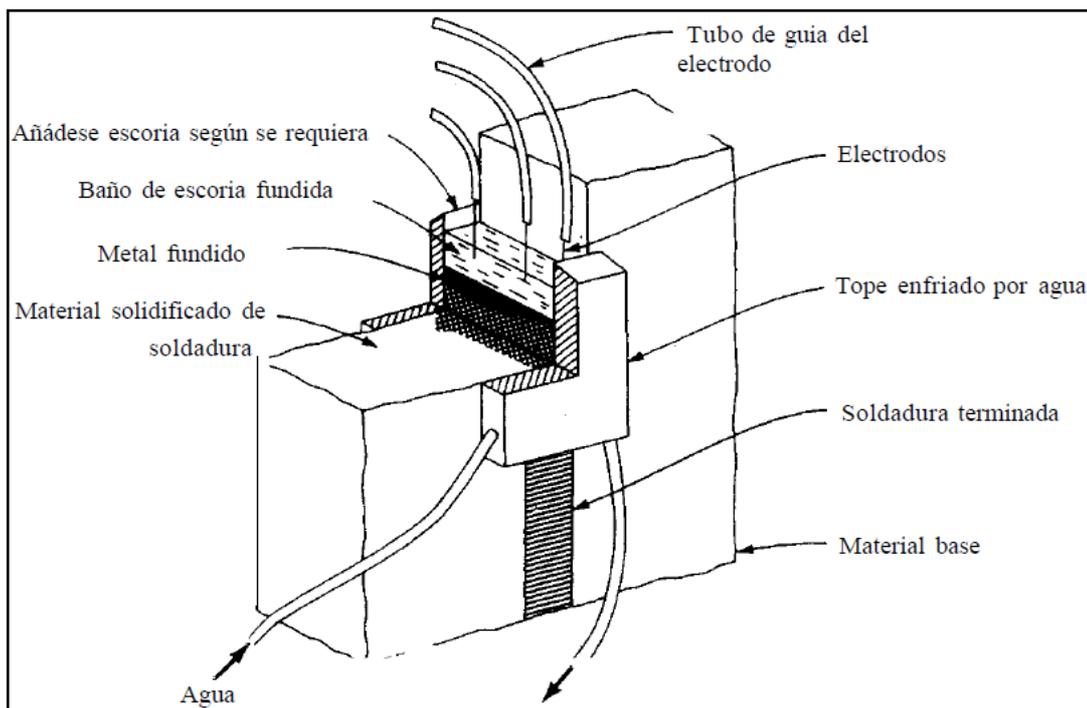


Figura 4.2 Método de electroescoria.

El material de escoria se funde y se pasa la corriente por el mismo para mantener en estado de fusión la escoria y el material metálico de relleno. El relleno se obtiene del electrodo de soldadura, el que pasa dentro de la escoria.

4.6 POSICIONES PARA SOLDAR

La soldadura por arco puede ejecutarse desde cualquiera de cuatro posiciones básicas (Ver Figura 4.3):

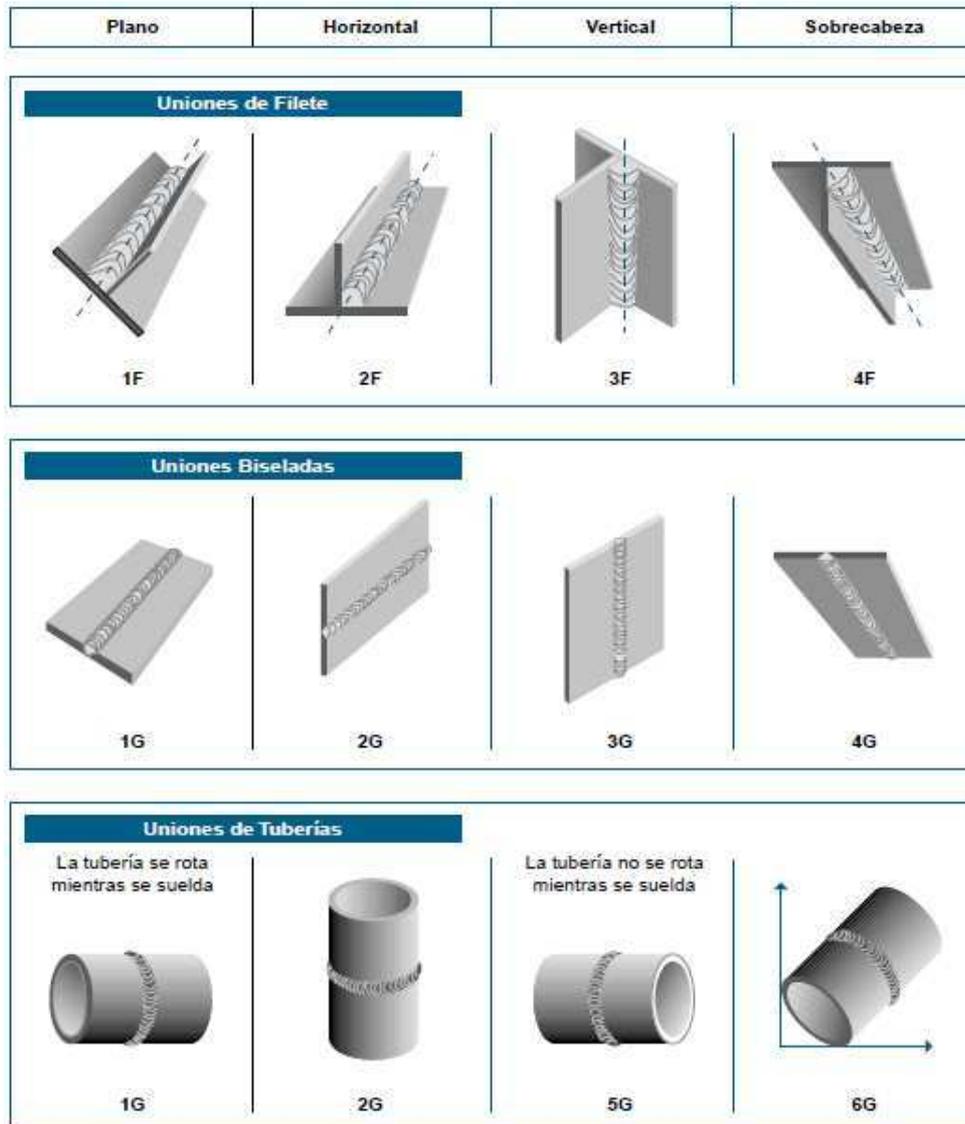


Figura 4.3 Posiciones convencionales para soldar.

1. Plana; generalmente la más fácil, rápida y que permite una mejor penetración del meta.
2. Horizontal; Tiene la misma característica que la soldadura en posición plana.
3. Vertical; Empleada usualmente sólo cuando se suelda mediante el proceso de soldadura CC.
4. Sobrecabeza; considerada la más difícil, empleada usualmente sólo cuando se suelda mediante el proceso de soldadura CC.

4.7 TIPOS DE UNIÓN Ó JUNTAS³⁴

Las juntas básicas estructurales que se muestran en la Figura 4.4 se pueden producir usando una o mas de las soldaduras ya indicadas; y se pueden clasificar de la siguiente manera:

- a) Junta a tope
- b) Junta de esquina
- c) Junta traslapada
- d) Junta de borde o de orilla.
- e) Junta en T

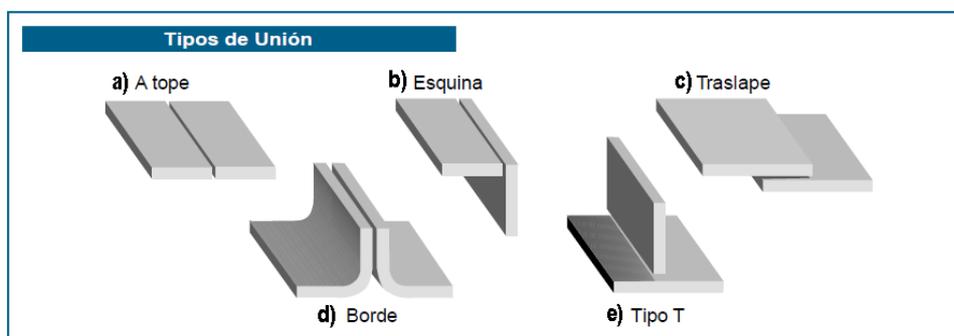


Figura 4.4 Juntas estructurales básicas que utilizan soldadura.

4.7.1 JUNTA A TOPE

La soldadura de una junta a tope esta comprendida entre los planos de las superficies de las dos partes. Las juntas a tope pueden ser simples, escuadradas, biseladas, en V, de ranura de una sola J, de ranura de una sola U o dobles,

4.7.2 JUNTA DE ESQUINA

Las juntas de esquina son lo que implica su nombre; soldaduras hechas entre dos partes situadas a un ángulo de 90°. Estas pueden ser de medio traslape, de esquina, de esquina a esquina, de inserción completa, y pueden prepararse para formar un solo bisel, una sola V o ranuras de una sola U.

³⁴ Bowles Joseph E, 1993, "Diseño de acero estructural", 1ª Edición, Editorial LIMUSA, México, pp469

4.7.3 JUNTA TRASLAPADA

Las juntas a traslape están formadas en esencia por dos piezas de metal solapadas o traslapadas, que se unen por fusión mediante soldadura de puntos, de filete, de tapón o de muesca.

4.7.4 JUNTA EN T

Son precisamente lo que su nombre indica, pero también pueden ser de un solo bisel, de una sola J y de doble J.

4.7.5 JUNTA DE BORDE O DE ORILLA

Resulta de la fusión de la superficie adyacente de cada parte, de manera que la soldadura quede dentro de los planos superficiales de ambas partes. Estas pueden ser de una sola brida o de doble brida.

4.8 TIPOS DE SOLDADURA³⁵

Los dos tipos principales de soldadura son la soldadura de filete y de ranura (Ver Figura 4.5). Existen además las soldaduras de cordón, ordenada, de tapón y de muesca que no son comunes en el trabajo estructural.

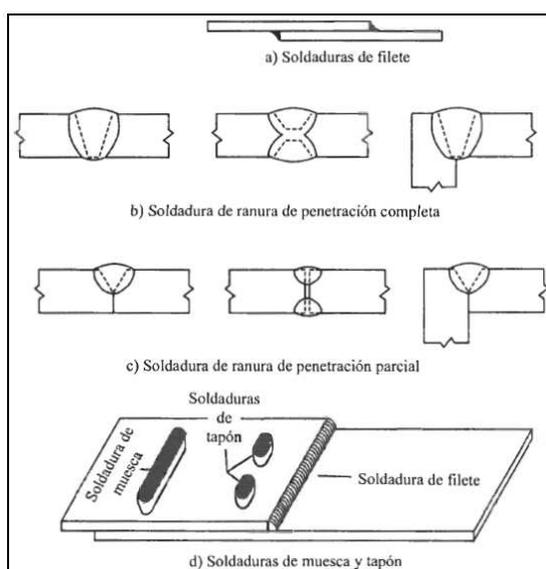


Figura 4.5 Cuatro tipos de soldaduras estructurales.

³⁵ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp441

En las secciones 4.8.1 y 4.8.2 de este capítulo se hará un análisis más detallado de los tipos de soldadura de ranura y de filete.

4.8.1 SOLDADURAS DE RANURA

Cuando la penetración es completa y las soldaduras de ranura están sujetas a tensión o compresión axial, el esfuerzo en la soldadura se supone igual a la carga, dividida entre el área transversal neta de la soldadura. En la Figura 4.6 se muestra tres tipos de soldadura de ranura.

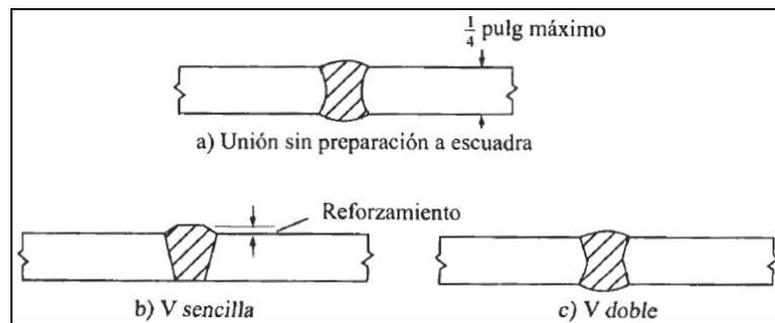


Figura 4.6 Soldaduras de ranura.

La unión sin preparación, mostrada en la parte a) de la Figura 4.6, se utiliza para unir material relativamente delgado, de hasta aproximadamente 5/16 pulgadas (8 mm) de espesor. A medida que el material es más grueso, es necesario usar soldadura de ranura en V, y de soldaduras de ranura en doble V como se ilustra en las partes b) y c) de la Figura 4.6, respectivamente. En estas dos soldaduras, los miembros se biselan antes de soldarse, para permitir la penetración total de la soldadura.

En la Figura 4.7 se muestran algunas de las preparaciones necesarias en los bordes, para las soldaduras de ranura, tal como se describe a continuación:

- a) Con bordes biselados.
- b) Con borde recto en el biselado.
- c) Con solera o placa de respaldo.
- d) Con separadores para ranuras de doble bisel.

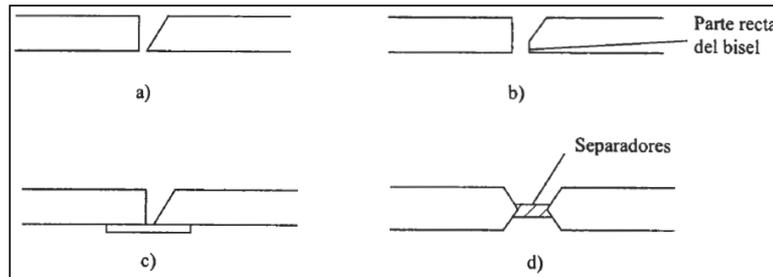


Figura 4.7 Preparación de los bordes para soldaduras de ranura.

Cuando se usan estos bordes existe siempre el problema de la socavación, esta se puede reducir dándole a los bordes las preparaciones ya descritas.

Los términos relacionados a las soldaduras de ranura se dan en la Figura 4.8. La abertura de raíz es la separación entre las piezas a ser soldadas y es hecha para que el electrodo acceda a la base o raíz de la junta:

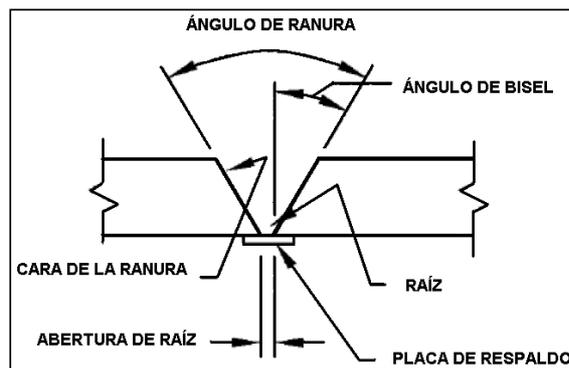


Figura 4.8 Partes principales de una soldadura de ranura.

Para juntas a tope de bisel simple o tipo V, una abertura de 2 mm es muy apropiada; y para juntas J o tipo U, aberturas de hasta 3 mm son las más utilizadas. Para juntas tipo doble V o de doble bisel la abertura de raíz es de 3 mm. Antes de iniciar la soldadura de ranura se debe hacer un Backgouge, que es un pase de raíz que se lo hace en el lado contrario a la cara de la ranura.

Una soldadura de ranura por lo general es convexa en uno o en ambos lados, y el metal de aporte añadido causa que la dimensión de la garganta sea más grande que el espesor del metal base soldado (Ver Figura 4.9), y a este remanente de soldadura se lo llama o se lo nombra como refuerzo de la soldadura.

Las soldaduras de ranura se clasifican a la vez, como de penetración completa (CJP) y como de penetración parcial (PJP).

4.8.1.1 SOLDADURA DE RANURA DE PENETRACIÓN COMPLETA (CJP)

Tal como su nombre lo indica, este tipo de soldadura penetra o se fusiona en todo el espesor de la junta (Ver Figura 4.9). La dimensión de la garganta en este caso viene a ser el espesor de la placa de menor tamaño o la más delgada a unir, y la longitud efectiva de soldadura viene a ser el ancho de la placa a ser soldada.

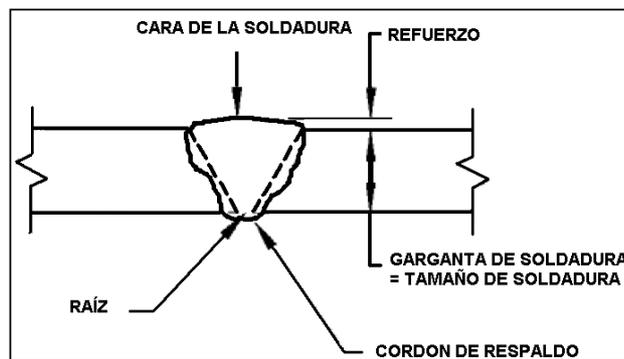


Figura 4.9 Esquema de soldadura de penetración completa CJP.

4.8.1.2 SOLDADURA DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL (PJP)

Este tipo de soldadura, tal como su nombre lo indica, no penetra en todo el espesor de las placas a ser fusionadas y lleva el nombre de soldadura de penetración parcial (Ver figura 4.10).

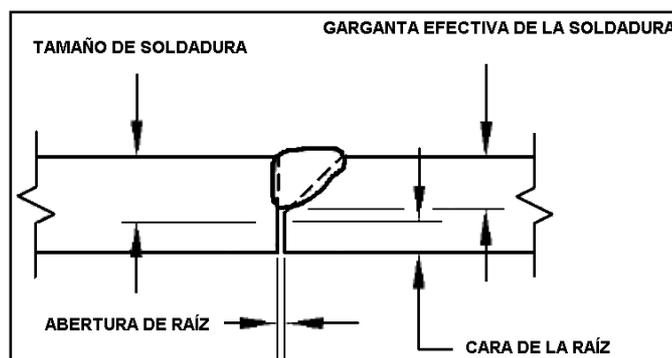


Figura 4.10 Esquema de soldadura de penetración parcial PJP.

Estas soldaduras se las puede realizar por ambos lados de la junta, con o sin preparación de la junta, si la unión así lo permite. Este tipo de soldadura se lo realiza para empalmes de columnas y para miembros armados.

4.8.1.3 ÁREA EFECTIVA DE UNA SOLDADURA DE RANURA

El área efectiva de una soldadura de ranura es el producto de la longitud efectiva por el espesor efectivo de la garganta (Tamaño de la soldadura en cada caso CJP ó PJP). La longitud efectiva de una soldadura de ranura es el ancho de la parte a ser unida.

El espesor efectivo de la garganta en una junta de ranura de penetración completa (CJP) es el espesor de la placa más delgada unida sin tomar en cuenta el refuerzo de la soldadura. Y para una soldadura de ranura de penetración parcial (PJP) el espesor efectivo de la garganta es igual a la penetración lograda por la soldadura (Ver Figura 4.10).

4.8.2 SOLDADURAS DE FILETE³⁶

La sección transversal de una soldadura de filete típica es un triángulo recto con piernas iguales, y se define como “Tamaño de una soldadura de filete” al tamaño de la pierna, w (Ver Figura 4.11). El triángulo que se observa en la Figura 4.8 se le denomina soldadura de filete esquemática.

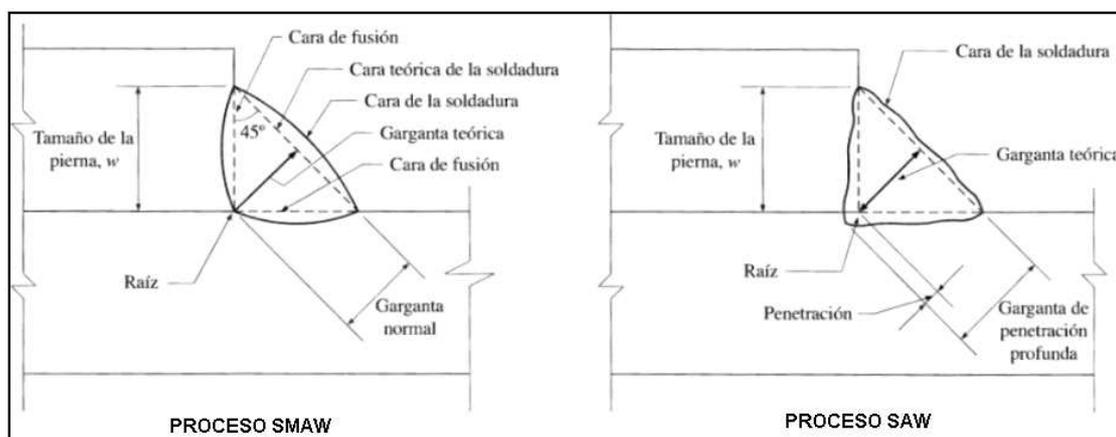


Figura 4.11 Terminología de la soldadura de filete.

Las soldaduras de filete más utilizadas aumentan de tamaño en 1/16 de pulg, de 1/8 hasta 1/2 pulg, y en 1/8 de pulgada para tamaños mayores a 1/2 pulg. El tamaño

³⁶ Vinnakota Sriramulu, 2006, “Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD”, 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp239

de la soldadura práctica más pequeña es aproximadamente 1/8 de pulg y el tamaño más económico es probablemente alrededor de 5/16 de pulg.

4.8.2.1 TAMAÑO MÍNIMO DE UNA SOLDADURA DE FILETE

El metal de relleno aunque solidificado, pero aún caliente, se contrae de manera significativa conforme se enfría a temperatura ambiente. Para evitar la formación de grietas y minimizar la distorsión, la especificación establece un tamaño mínimo de soldadura, w_{min} . En la Tabla J2.4 de la AISC 2005 se dan los tamaños mínimos de las soldaduras de filete, como función del espesor de la parte más gruesa a unir, una replica de dicha tabla se presenta en la Tabla 4.1 de esta sección.

Espesor del material de la parte unida con mayor espesor (pulg)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete ^a (pulg)
Hasta $\frac{1}{4}$ inclusive	$\frac{1}{8}$
Mayor de $\frac{1}{4}$, hasta $\frac{1}{2}$ inclusive	$\frac{3}{16}$
Mayor de $\frac{1}{2}$, hasta $\frac{3}{4}$ inclusive	$\frac{1}{4}$
Mayor de $\frac{3}{4}$	$\frac{5}{16}$

^a Dimensiones de lado de los filetes. La soldadura debe ser de una sola pasada.

Tabla 4.1 Tamaños mínimos para las soldaduras de filete.

4.8.2.2 TAMAÑO MÁXIMO DE LA SOLDADURA DE FILETE

Es necesario que el inspector de soldadura pueda identificar el borde de una placa para colocar el calibrador de soldadura. Para asegurar esto, es necesario terminar la soldadura a menos de 1/16 de pulgada desde la esquina. Por ello, en dichas uniones, el tamaño máximo de una soldadura de filete, w_{max} , está determinado por el espesor del borde del miembro a lo largo del cual se deposita la soldadura (Sección J2.2b de la AISC 2005). A lo largo del borde del material con espesor de menos de $\frac{1}{4}$ de pulg, el tamaño máximo de la pierna de la soldadura de filete debe ser igual al espesor de la placa. A lo largo del borde de un material de $\frac{1}{4}$ de espesor o más, el tamaño máximo de la soldadura debe ser igual al espesor de la placa, t_p , menos 1/16 de pulg (Ver Figura 4.12).

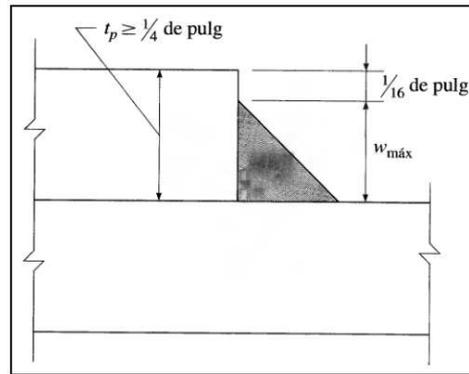


Figura 4.12 Tamaño máximo de soldaduras de filete.

A menos que se indique en el plano de la soldadura debe producirse para obtener el espesor total de la garganta. Esto es:

$$w_{max} = t_p \quad \text{para } t_p < \frac{1}{4} \text{ de pulg} \quad (4.1)$$

$$w_{max} \leq t_p - \frac{1}{16} \quad \text{para } t_p \geq \frac{1}{4} \text{ de pulg} \quad (4.2)$$

4.8.2.3 TAMAÑO DE LA GARGANTA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

En el caso de las soldaduras de filete, una línea perpendicular a la cara teórica de la soldadura y que pasa a través de la raíz ubica a la garganta de la soldadura. La longitud de esta línea, de la raíz a la cara teórica de la soldadura es la garganta normal o teórica (Ver Figura 4.11). Para una soldadura de filete de piernas iguales, de tamaño, w , aplicada mediante el proceso de arco metálico protegido, el espesor efectivo de garganta, conforme la sección J2.2^a de la AISC 2005, iguala a la garganta normal. Esto es, para soldaduras de filete mediante el proceso SMAW:

$$t_e = w \sin(45^\circ) \quad (4.3)$$

Donde:

w = tamaño de la pierna de una soldadura de filete, pulg

t_e = garganta normal de una soldadura de filete realizada mediante el proceso SMAW.

La resistencia de una soldadura de filete está en proporción directa al tamaño de su garganta, y por tanto del tamaño de su pierna. Sin embargo, el volumen del

metal depositado, y por ende el costo de la soldadura, se incrementa conforme al cuadrado del tamaño de la soldadura.

4.8.2.3 ÁREA Y LONGITUD EFECTIVA DE LAS SOLDADURAS DE FILETE

La longitud total de una soldadura de filete (Ver Figura 4.13) es la distancia desde el cráter, que se encuentra en el borde de inicio, hasta el cráter que se encuentra en el borde de terminación. La longitud efectiva de una soldadura de filete, L_w , es la distancia extremo a extremo de todo el filete, medido de forma paralela a su línea de raíz.

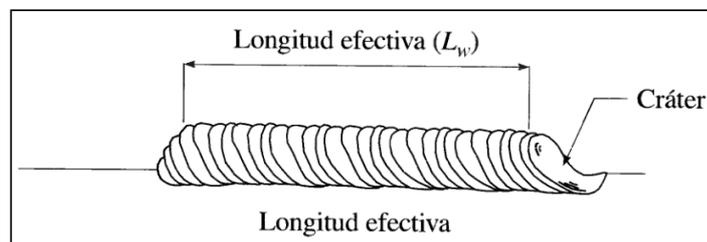


Figura 4.13 Longitud efectiva de una soldadura de filete.

Por lo tanto, la longitud efectiva de una soldadura de filete se considera, por lo general, de la siguiente manera:

$$L_w = L_g - 2w \quad (4.4)$$

Donde:

L_g = Longitud total de una soldadura de filete

L_w = Longitud efectiva de una soldadura de filete

Un plano que pase a través de las líneas de la garganta y de la raíz contiene el área efectiva de la garganta (Ver Figura 4.14).

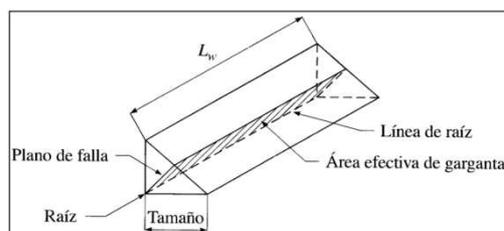


Figura 4.14 Área efectiva de una soldadura de filete.

El área efectiva de una soldadura de filete, A_w , es el producto de la longitud efectiva de la soldadura por el espesor efectivo de la garganta de la soldadura de filete. Entonces:

$$A_w = L_w t_e \quad (4.4)$$

Donde:

A_w = Área efectiva de la soldadura de filete, pulg²

4.9 SÍMBOLOS PARA SOLDADURAS

La Figura 4.15 presenta el método de identificación de soldaduras mediante símbolos, desarrollado por AWS, con este excelente sistema taquigráfico, se da toda la información necesaria con unas cuantas líneas y números, ocupando apenas un pequeño espacio en los planos y dibujos de ingeniería. Estos símbolos eliminan la necesidad de dibujos de las soldaduras y hacer largas notas descriptivas.

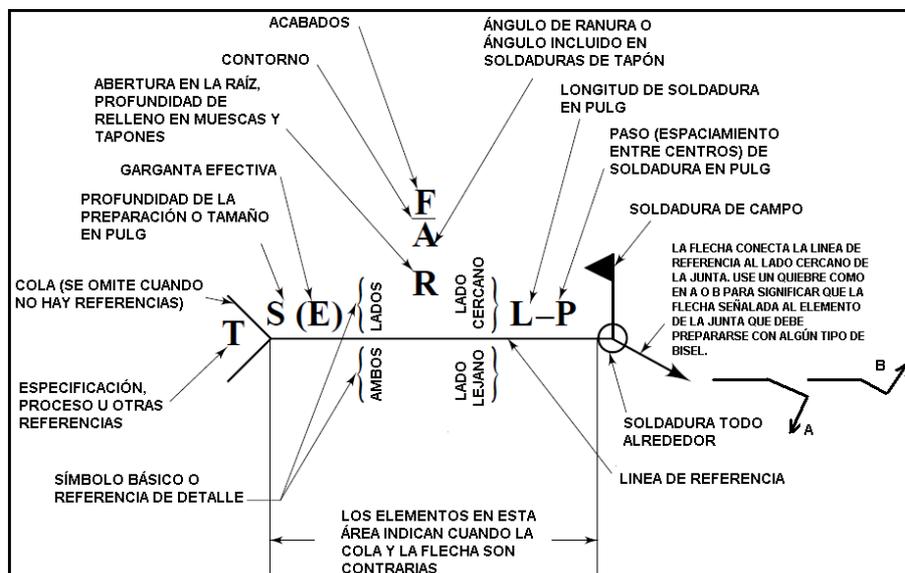


Figura 4.15 Localización estándar de los elementos de un símbolo de soldadura.

En detalle se presenta los símbolos básicos de soldadura utilizados en la industria en la Figura 4.16. El propósito de esta sección no es enseñar todos los símbolos posibles, sino más bien dar una idea general de estos y la información que pueda contener.

POSTERIOR	FILETE	TAPON O RANURA	RANURA O A TOPE						
			CUADRADO	V	BISEL	U	J	ENSAN- CHA- MIENTO	ENSAN- CHAMIENTO DE BISEL
SÍMBOLOS COMPLEMENTARIOS									
RESPALDO	ESPACIADO	SOLDADURA TODO ALREDEDOR	SOLDADURA DE CAMPO	CONTORNO		Véase la AWS A.2.4 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura			
				NIVELADO	CONVEXO				

Figura 4.16 Símbolos básicos de soldadura.

A continuación se presenta como ejemplo algunos símbolos de soldadura (Ver Figura 4.17).

	Soldadura de filete sobre el lado derecho (lado de la junta al que apunta la flecha). El tamaño ($\frac{1}{4}$ pulg) se pone a la izquierda del símbolo de la soldadura y la longitud (6 pulg) a la derecha.
	Filete de $\frac{1}{2}$ pulg en el lado lejano de 2 pulg de longitud a cada 6 pulg entre centros (soldadura intermitente).
	Filete de $\frac{1}{4}$ pulg en ambos lados y 6 pulg de longitud. Como las soldaduras son iguales en ambos lados, no es necesario pero se permiten indicar sus dimensiones en ambos lados de la línea. Soldadura de campo.
	Filetes de $\frac{3}{8}$ pulg intermitentes, alternados, de 2 pulg de longitud a 6 pulg entre centros
	Soldadura todo alrededor de la junta
	La cola indica referencia a una cierta especificación o proceso

Figura 4.17 Ejemplos de símbolos de soldadura.

4.10 ELECTRODOS DE SOLDADURA

Los electrodos de soldadura son las varillas o alambres utilizados para realizar las soldaduras. El tipo de electrodo usado afecta las propiedades de la soldadura, como la resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Los electrodos para

soldar deben cumplir con las especificaciones de American Welding Society (AWS).

Los electrodos usados en la soldadura por arco metálico protegido se especifica en la AWS A5.1 1993. Estos electrodos se clasifican como E60XX, E70XX, E80XX, E90XX, E100XX y E110XX. La denominación se representa en la siguiente Figura:

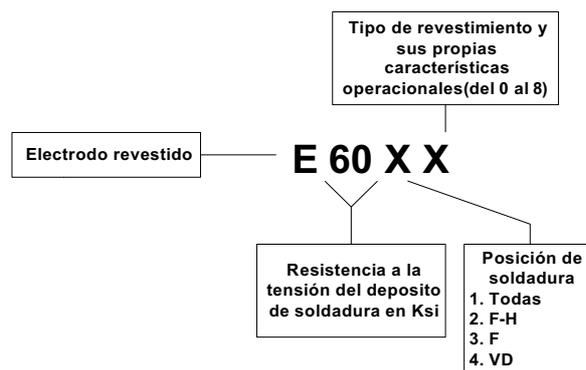


Figura 4.18 Denominación de los electrodos según la AWS.

El tamaño del electrodo (Diámetro del núcleo de alambre) depende fundamentalmente de los detalles de la unión, de la posición de soldado y del equipo de soldadura disponible. Por lo común, se utilizan electrodos de 1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4 y 5/16 de pulgada. Los electrodos cortos son de 14 pulg de largo y los largos de 18 pulg. Las características del material base y las propiedades deseadas en la propia soldadura, determinan la varilla de soldadura. Si las propiedades del material de electrodo son equivalentes a las propiedades del material base, se dice que se trata de un electrodo igualado (Ver Tabla 4.2).

Grupo	Material base (Especificación ASTM)	Proceso de soldadura	
		SMAW	SAW
I	A36	E60XX o E70X	F6X o F7X
	A242	E70XX	F7X
II	A572 Grados 42 y 50		
	A588		
	A992		
III	A572 Grados 60 y 65	E80XX	F8X
IV	A514 (más de 2 ½ pulg de espesor)	E100XX	F10X
V	A514 (igual o menor a 2 ½ pulg)	E110XX	F11X

Tabla 4.2 Requisitos de igualado de los metales de relleno.

4.11 RESISTENCIA DE LA SOLDADURA

Para esta exposición se hace referencia a la Figura 4.19. El esfuerzo en un filete de soldadura se considera igual a la carga dividida entre el área efectiva de la garganta de la soldadura sin tomar en cuenta la dirección de la carga. Sin embargo, las pruebas han mostrado que las soldaduras de filete cargadas transversalmente son apreciablemente más fuertes que las cargas paralelamente al eje de la soldadura.

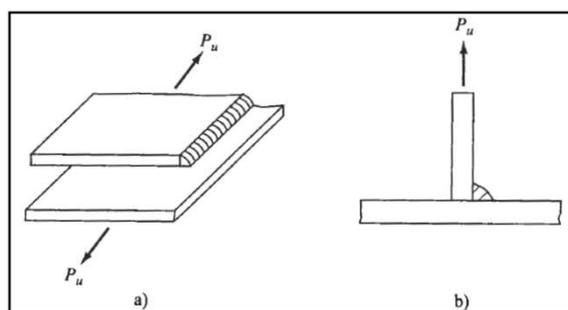


Figura 4.19 a) Soldadura de filete longitudinal; b) Soldadura de filete transversal.

“Las soldaduras de filete transversales son más fuertes por dos razones. Ellas quedan sometidas a esfuerzos más uniformes sobre toda su longitud, mientras que las soldaduras de filete longitudinales quedan sometidas a esfuerzos no uniformes debido a deformaciones que varían a lo largo de su longitud. Además, las pruebas muestran que la falla ocurre según ángulos diferentes a 45° , por lo que la soldadura tiene entonces áreas efectivas más grandes en la garganta”³⁷.

El método de determinar la resistencia de los filetes a lo largo de sus ejes longitudinales independientemente de la dirección de la carga tiene por objeto simplificar los cálculos. En su sección J2.4 de la AISC 2005, permite una resistencia mayor para soldaduras de filete dependiendo del ángulo de la carga con respecto al eje de la soldadura.

³⁷ McCormac Jack C, 2002, “Diseño de estructuras de acero Método LRFD”, 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp449

4.11.1 REQUISITOS LRFD³⁸

La resistencia de diseño R_d de las soldaduras se determina de acuerdo con las secciones J2, J4 y J5 de la especificación AISC 2005. Deben verificarse dos estados límite, a saber, el estado límite de resistencia del metal de aportación y el estado límite de resistencia del metal base, siguiendo la Tabla J2.5 de la AISC 2005. De la sección J2.4 de la AISC 2005, la resistencia de diseño de la soldadura esta dada por:

$$R_d = \Phi R_n \geq R_u = R_{req} \quad (4.5)$$

$$R_d = \text{mín}[R_{dw}, R_{dBM}] \quad (4.6)$$

Donde:

- La resistencia de diseño del material base es:

$$R_n = R_{dBM} = F_{BM} A_{BM} \quad (4.7) \quad (\text{EC J2-2 AISC 2005})$$

- La resistencia de diseño del metal de soldadura es:

$$R_n = R_{dw} = F_w A_w \quad (4.8) \quad (\text{EC J2-3 AISC 2005})$$

F_{BM} = Resistencia nominal del metal base por unidad de área, Ksi

F_w = Resistencia nominal del material del electrodo por unidad de área, Ksi

A_{BM} = Área de la sección transversal del material base, in²

A_w = Área efectiva de la sección transversal de la soldadura, in²

R_n = Resistencia nominal

R_{dw} = Resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del metal de aportación.

R_{dBM} = Resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del material base.

Φ = Factor de resistencia.

Los valores de Φ , F_{BM} y F_w y sus limitaciones están dados en la Tabla J2.5 de la especificación AISC 2005.

³⁸ AISC, 2005, "Specification for Structural Steel Buildings", Estados Unidos, pp98

4.11.2 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LAS SOLDADURAS DE FILETE³⁹

El estado límite del metal de aportación para una soldadura de filete, siempre corresponde a la fractura en cortante a través de la garganta del filete, con un factor de resistencia de 0.75, la resistencia de diseño del metal de aportación para una soldadura de filete está dada por:

$$R_{dw} = 0.75(0.6F_{EXX})t_eL_w \quad (4.9) \quad \text{Fuente: Tabla J2.5 (cont.) AISC 2005}$$

Donde:

F_{EXX} = Resistencia por clasificación del electrodo, Kips

Cuando la carga se encuentra en la misma dirección que el eje de la soldadura, también debe investigarse el material base para verificar su capacidad a cortante: la resistencia de diseño a la ruptura por cortante del material base adyacente está dada en la sección J4.2 de la especificación AISC 2005 como:

$$R_{dBM1} = 0.75(0.6F_{uBM})t_pL_w \quad (4.10) \quad (\text{EC J4-4 AISC 2005})$$

Donde:

t_p = Espesor del material base a lo largo del cual se coloca la soldadura, pulg

F_{uBM} = Esfuerzo de tensión ultimo del metal base, Ksi

La resistencia de diseño a la fluencia en cortante del metal base adyacente esta dada por la sección J4.2 de la AISC 2005 como:

$$R_{dBM2} = 1.0(0.6F_{yBM})t_pL_w \quad (4.11) \quad (\text{EC J4-3 AISC 2005})$$

Donde:

F_{yBM} = Esfuerzo de fluencia del metal base, Ksi

La resistencia de diseño a cortante del metal base se puede escribir como:

$$R_{dBM} = \text{mín}[R_{dBM1}, R_{dBM2}] \quad (4.12)$$

Si se tiene tensión o compresión paralela al eje de la soldadura no se considera en esta parte.

³⁹ Vinnakota Sriramulu, 2006, "Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD", 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp251

4.11.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DE UNA SOLDADURA DE RANURA (CJP)⁴⁰

La especificación AISC 2005 en la Tabla J2.5 establece que para las soldaduras de ranura de penetración completa hay dos estados límite que rigen el diseño de esta soldadura, el estado límite de resistencia del metal de aporte y el estado límite de resistencia del metal base.

La resistencia de diseño de la soldadura de ranura esta dada por:

$$R_d = \text{mín}[R_{dw}, R_{dBM}] \quad (4.13)$$

Donde:

R_d = Resistencia de diseño de la soldadura

R_{dw} = Resistencia de diseño del metal de aporte

R_{dBM} = Resistencia del metal base

Dependiendo de la posición y de la dirección de la carga las soldaduras de ranura pueden estar sometidas a tensión, a compresión, a corte o a una combinación de estas fuerzas. Por lo tanto se tienen los siguientes estados límites:

1. Para tensión o compresión normal al área efectiva, tensión o compresión paralela al eje de la soldadura:

$$R_{dw} = 0,9(0,6F_{yw})t_eL_w \quad (4.14)$$

$$R_{dBM} = 0,9(0,6F_{yBM})t_eL_w \quad (4.15)$$

Donde:

F_{yw} = Esfuerzo de fluencia del electrodo de soldadura

F_{yBM} = Esfuerzo de fluencia del metal base

Para propósito de esta tesis se usara electrodos E6011 ya que este electrodo es compatible con el Acero A-36 a utilizar, con un esfuerzo último de tensión de 60 ksi y un esfuerzo de fluencia de 48 Ksi como lo estipula la AWS A5.1 1991 en la Tabla 2.

⁴⁰ AISC, 2005, "Specification for Structural Steel Buildings", Estados Unidos, pp99

2. Para cortante en el área efectiva:

$$R_{dw} = 0,8(0,6F_{yw})t_eL_w \quad (4.16)$$

$$R_{dBM} = 0,9(0,6F_{yBM})t_eL_w \quad (4.17)$$

4.11.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DE UNA SOLDADURA DE RANURA (PJP)

Para este tipo de soldadura se aplica el mismo principio q la soldadura de penetración completa con las mismas formulas planteadas, con la única diferencia de que el tamaño efectivo de la soldadura se determina conforme la Figura 4.10 y con los valores descritos en la Tabla J2.5 de la AISC 2005 con referencia a la soldadura de penetración parcial.

Además de los esfuerzos nominales dados en la Tabla J2.5 de la especificación AISC 2005 existen otras recomendaciones de la LRFD aplicables a la soldadura; algunas de las más importantes son las siguientes:⁴¹

1. La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el grueso de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a ¼ de la longitud de la soldadura.
2. El tamaño máximo de una soldadura de filete a lo largo de material menor de ¼ de pulg de grueso debe ser igual al grueso del material. Para material más grueso, no debe ser mayor que el espesor del material menos 1/16 de pulg, a menos que la soldadura se arregle para dar un espesor completo a la garganta. Para un aplaca con un espesor de ¼ de pulg, o mayor, conviene terminar la soldadura por lo menos a 1/16 de pulg del borde para que el inspector pueda ver claramente el borde de la placa y determinar con exactitud las dimensiones de la garganta.
3. Los filetes permisible mínimos según la especificación AISC en la Tabla J2.4, una similar se presenta en la Tabla 4.1 de esta sección. Estos valores varían entre 1/8 de pulg para material de ¼ de pulg de espesor o menor y 5/16 pulg para un material con espesor mayor de ¾ de pulg. El tamaño mínimo práctico para la soldadura es de aproximadamente 1/8

⁴¹ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp452

pulg y el tamaño que resulta probablemente más económico es de alrededor de $\frac{1}{4}$ pulg o $\frac{5}{16}$. La soldadura de $\frac{5}{16}$ es aproximadamente la máxima que puede hacerse en una sola pasada con el proceso de arco protegido (SMAW) y la de $\frac{1}{2}$ pulg cuando se usa el proceso de arco sumergido (SAW).

4. Cuando deban usarse remates de extremo para la soldadura de filete, como se muestra en la Figura 4.20, la especificación J2.2b de la AISC exige requisitos específicos. Estos se resumen en: la longitud de un remanente no debe ser menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura. Si se usan remates de extremo para conexiones con ángulos y conexiones simples con placas de extremo, sus longitudes no deben exceder de 4 veces el tamaño nominal de la soldadura. Para conexiones tales como asientos de vigas, ménsulas, ángulos de conexión, etc., los remates deben usarse alrededor de los lados o extremos en distancias no menores que dos veces el tamaño nominal de la soldadura.

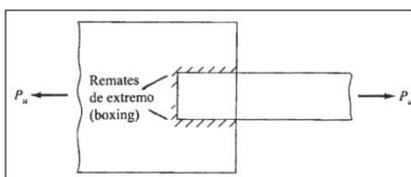


Figura 4.20 Remates de extremo.

5. La especificación J2.2b de la AISC 2005 establece que las soldaduras de filete deberán terminarse en los extremos o lados de las partes de los miembros. Cuando se usan soldaduras de filete sobre los lados opuestos de un plano común, ellas deben interrumpirse en las esquinas que son comunes a las soldaduras (Ver Figura 4.21). Si el soldador trata de soldar alrededor de esas esquinas habrá un problema de fundido en las esquinas con la consecuente reducción de espesor.

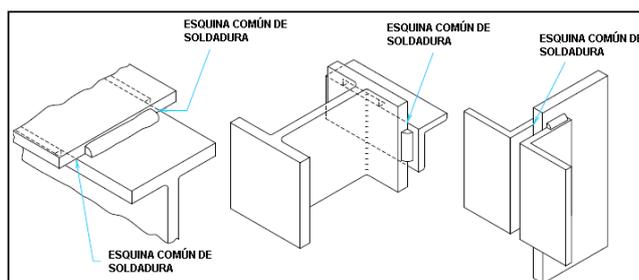


Figura 4.21 Problemas de fundido en la soldadura.

6. Cuando se usan soldaduras de filete longitudinales para la conexión de placas o barras, sus longitudes no deben ser menores que la distancia perpendicular entre ellas. Además, la distancia entre soldaduras de filete no debe ser mayor de 8 pulg en las conexiones de extremo, a menos que se usen soldaduras transversales o soldaduras de tapón o muesca.
7. En juntas traslapadas, el traslape mínimo es igual a 5 veces el espesor de la parte más delgada conectada, pero no debe ser menor de 1 pulg.

4.11.3 SOLDADURA DE FILETE INTERMITENTES⁴²

Una soldadura de filete requerida puede ser provista como una soldadura continua o como una soldadura intermitente (Sección J2.2b de la AISC). Una soldadura intermitente es aquella en la que, longitudes uniformes relativamente cortas de soldadura de filete, se separan a espacios regulares (Ver Figura 4.22)

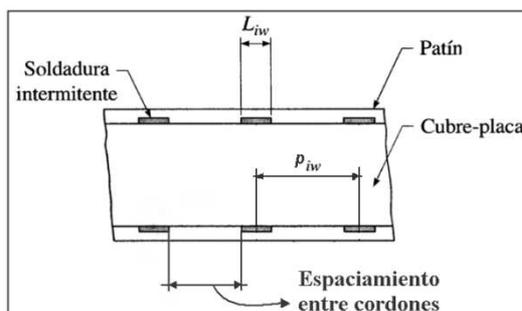


Figura 4.22 Representación de una soldadura intermitente.

No se permiten soldaduras intermitentes de ranura. La especificación AISC 2005 en su sección E6.2 establece que el espaciado máximo entre las soldaduras intermitentes debe ser igual a $0,75\sqrt{E/F_y}$ veces el espesor de la parte más delgada a soldar (305 mm ó 12 in). También la sección E6.2 establece que el largo del cordón de soldadura intermitente debe tener una longitud mínima del ancho máximo de la cara de la columna.

A demás se tiene que la longitud efectiva, L_{iw} , de cualquier segmento de soldadura intermitente de filete diseñada para transferir una fuerza no debe ser menor a cuatro veces el tamaño de su pierna, con un mínimo de 1½ pulg. Esto es:

⁴² Vinnakota Sriramulu, 2006, "Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD", 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp244

$$L_{iw} \geq \text{máx} (4w; 1\frac{1}{2} \text{ pul}) \quad (4.18)$$

4.12 CONEXIÓN DE DOBLE ÁNGULO PARA VIGAS SECUNDARIAS⁴³

Una conexión de doble ángulo se integra por un par de ángulos, llamados ángulos ensambladores o ángulos clip, que suelen conectarse en taller al alma de la viga soportada; los lados salientes de los ángulos se conectan en campo al alma de otra viga por lo general denominada trabe (Ver Figura 4.23).

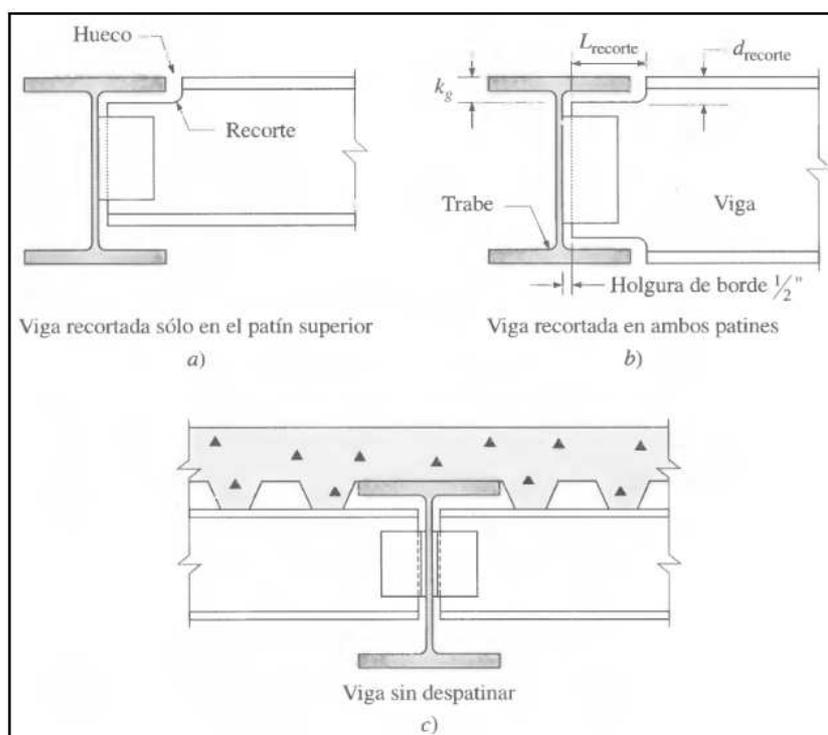


Figura 4.23 Conexiones de viga a trabe recortadas y sin recortar.

La longitud ordenada de la viga soportada es tal que su extremo se detendrá aproximadamente a $\frac{1}{2}$ pulgada del borde de los ángulos clip (Ver Figura 4.23b). a esto se le conoce como holgura de borde que ofrece tolerancias en longitud y permite que cualquier inexactitud en el corte de la longitud de la viga en la laminadora y en taller y, por lo tanto, elimina la posible necesidad de volver a cortar o recortar.

⁴³ Vinnakota Sriramulu, 2006, "Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD", 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp797

Cuando la viga y la trabe a la que se une deben quedar al ras, el extremo de la viga soportada debe ranurarse en la parte superior (Ver Figura 4.23a y b) para evitar interferencia con el patín de la trabe. A esta ranura se le denomina despatinamiento o recorte. Por lo general estos recortes son rectangulares y tienen un radio suave para proporcionar un filete. Cuando se necesitan recortes, la profundidad mínima del recorte $d_{recorte}$ debe ser al menos igual a la distancia 'k' de la trabe (Manual AISC 1994 Tabla 1-1). La longitud de recorte $L_{recorte}$ debe proporcionar de $\frac{1}{2}$ a $\frac{3}{4}$ pulg de espacio libre en la base del patín de la trabe. Por lo tanto:

$$d_{recorte} = k_{Trabe} \quad (4.19)$$

$$L_{recorte} = \frac{1}{2}b_{f Trabe} - \frac{1}{2}t_w Trabe - \frac{1}{2} + (\frac{1}{2} a \frac{3}{4} \text{ pulgada}) \quad (4.20)$$

Las dimensiones de $d_{recorte}$ y $L_{recorte}$ suelen redondearse al siguiente $\frac{1}{4}$ de pulg. El material eliminado es costoso y debe evitarse, cuando sea posible. En algunos casos, tal vez se logre al dejar la elevación de las partes superiores de las vigas soportadas a una distancia suficiente debajo las partes superiores de las trabes para dejar libre el radio del filete de la trabe (Ver Figura 4.23c). Los recortes pueden reducir la resistencia de diseño de la viga y tal vez se requiera refuerzos de alma.

4.12.1 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS DE DOBLE ÁNGULO

Las conexiones soldadas de doble ángulo se forman al usar dos soldaduras de filete. La soldadura A conecta el ángulo clip con el alma de la viga soportada y la soldadura B conecta el lado sobresaliente del ángulo clip con el miembro de soporte (Ver Figura 4.24).

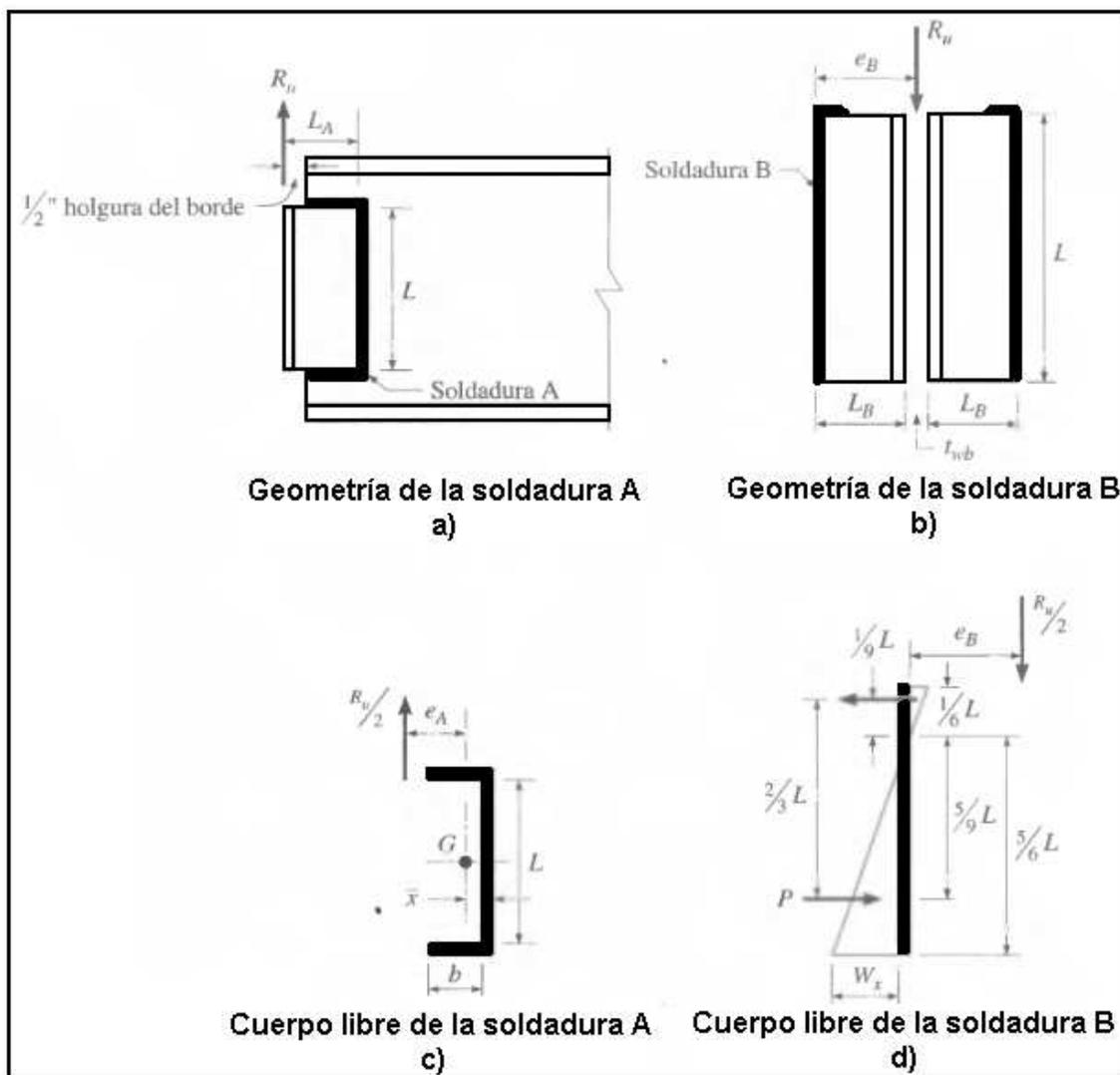


Figura 4.24 Análisis de soldaduras A y B de conexión de cortante totalmente soldadas de doble ángulo.

Sean $L_A \times L_B \times t_a \times L$ las dimensiones de los ángulos clip. Como se indica en la Figura 4.24, las soldaduras de filete que conectan el ángulo con el alma deben ser continuas a lo largo de los extremos del ángulo, en las partes superior e inferior, para la distancia b , donde $b = L_A - 1/2$ pulg. La excentricidad debe tomarse en cuenta al momento de diseñar soldaduras A y B de las conexiones de cortante de doble ángulo.

Se supone que los ángulos están sujetos solo a cortante verticales, iguales a la reacción de extremo R_u , que actúa en la intersección del plano del alma de la viga con la cara del miembro de soporte. En la Figura 4.24a y b se observa que la

fuerza que actúa sobre el ángulo, $\frac{1}{2}R_u$, es excéntrica con respecto a las soldaduras A y B y causa momentos de torsión y de flexión en las soldaduras. Para simplificar el análisis se supone que:

- La soldadura A está sujeta a una fuerza directa $\frac{1}{2}R_u$, mas un momento de torsión $\frac{1}{2}R_u e_A$, donde $e_A = L_A - \bar{x}$ como se observa en la Figura 4.24c. La distancia \bar{x} de la soldadura vertical al centroide de la soldadura con sección de canal puede obtenerse de la Tabla 8-42 de la AISC 1994.
- La soldadura B está sujeta a una fuerza directa $\frac{1}{2}R_u$, mas un momento de torsión $\frac{1}{2}R_u e_B$ donde $e_B = L_B$ (Ver Figura 4.23d).

Para el análisis de la soldadura A se puede utilizar la ayuda de la Tabla 9-4 de la AISC 1994, ya que es el mismo procedimiento descrito en esta sección. El espesor mínimo del alma de la viga soportada para soldadura A se determina al comparar la resistencia a la ruptura por cortante, del material base del alma de la viga, con la resistencia a cortante de la soldadura. Por lo tanto el análisis supone que:

$$t_{wb} \geq \frac{0,75(0,6F_{EXX}) * 2(0,707w)}{0,75(0,6F_{ub})} = \frac{0,088F_{EXX}D}{F_{ub}} \equiv t_{wb \text{ mín}} \quad (4.21)$$

Donde D es la dimensión de la soldadura, w, expresada en dieciseisavos de pulgada.

Para el comportamiento de la soldadura B. La longitud de los recortes en la parte superior del ángulo, por lo general 2w, se omite al calcular la resistencia de la soldadura. El equilibrio de momentos en el plano de la carga factorizada R_u y la soldadura B requieren:

$$W_x = \frac{9}{5} \left(\frac{R_u e_B}{L^2} \right) \quad (4.22)$$

$$W_x = \frac{R_u}{2L} \quad (4.23)$$

Donde:

W_x = Fuerza cortante horizontal que se desarrolla en la soldadura crítica de longitud unitaria que es siempre el elemento más alejado del eje neutro, Klb/in

W_y = Componente de cortante directo (vertical) en la soldadura de longitud unitaria Klb/in.

Debido a que los componentes de cortante están dispuestos en ángulo recto, pueden combinarse vectorialmente para obtener la máxima fuerza resultante en la soldadura crítica de longitud unitaria como:

$$W_u = \sqrt{\frac{9}{5} \left(\frac{R_u e_B}{L^2} \right)^2 + \left(\frac{R_u}{2L} \right)^2} = \frac{R_u}{2L} \sqrt{1 + \left(\frac{18}{5} \right)^2 \left(\frac{e_B}{L} \right)^2} \quad (4.24)$$

La resistencia de diseño de la soldadura de filete de longitud unitaria se supone como:

$$W_d = 0.75(0.6F_{EXX})w \sin 45^\circ = 0.02F_{EXX}D \quad (4.25)$$

Y de acuerdo con la AISC 2005 $W_u \leq W_d$.

4.12.2 DISEÑO DE CONEXIÓN TOTALMENTE SOLDADA DE DOBLE ÁNGULO VIGA SECUNDARIA, B23, NIVEL 2

Cabe indicar que tanto para el nivel 1 como para el nivel 2 se usó la misma viga sección armada; es decir que el diseño que se haga para esta viga secundaria (B23, Nivel 2), será aplicado a todas las vigas secundarias de cada nivel.

Los datos necesarios para el diseño de esta conexión totalmente soldada a doble ángulo son proporcionados por el software ETABS 9.5:

- Viga secundaria de sección armada 150X100-P6 mm (Ver Figura 3.22)
- Viga principal o trabe de sección armada 300X100-P9 (Ver Figura 3.24)
- $R_u = V_u = 4,1$ klb
- Y para todas las uniones soldadas se usará electrodos E-6011 (Ver Anexo 13) con un $F_{EXXu} = 41.3 \frac{kg}{mm^2} = 60 \text{ ksi}$ y $F_{EXXy} = 48 \text{ ksi}$ (Tabla 2; AWS A5.1 91)

Los datos de viga de sección armada 150X100-P6:

- $d = 150 \text{ mm} = 5,91 \text{ in}$
- $t_w = 6 \text{ mm} = 0,24 \text{ in}$
- $b_f = 100 = 3,94 \text{ in}$

- $t_f = 6 \text{ mm} = 0,24 \text{ in}$
- $k = 9/16 \text{ in}$ (Se puede usar el mismo valor de W6X9)

Los datos de viga de sección armada 300X100-P9:

- $d = 300 \text{ mm} = 11,81 \text{ in}$
- $t_w = 7 \text{ mm} = 0,28 \text{ in}$
- $b_f = 100 \text{ mm} = 3,94 \text{ in}$
- $t_f = 9 \text{ mm} = 0,35 \text{ in}$
- $k = 13/16 \text{ in}$ (Se puede usar el mismo valor de W12X19)

4.12.2.1 PROFUNDIDAD Y LONGITUD DE RECORTE

La longitud y profundidad de recorte se determina de la siguiente manera, con ayuda de los datos de viga de sección armada 150X100-P6 y 300X100-P9 y mediante la Figura 4.22 de este capítulo que se presenta como una guía:

$$d_{recorte} = k_{Trabe} \quad (4.19)$$

$$L_{recorte} = \frac{1}{2} b_f Trabe - \frac{1}{2} t_w Trabe - \frac{1}{2} + (\frac{1}{2} \text{ a } \frac{3}{4} \text{ pulgada}) \quad (4.20)$$

Entonces:

$$d_{recorte} = \frac{13}{16} \text{ in} = 20,63 \text{ mm} \cong 21 \text{ mm}$$

$$L_{recorte} = \frac{1}{2} * \left(\frac{100}{25,4} \right) - \frac{1}{2} * \left(\frac{6}{25,4} \right) = 1,85 \text{ in} = 46,99 \text{ mm} \cong 47 \text{ mm}$$

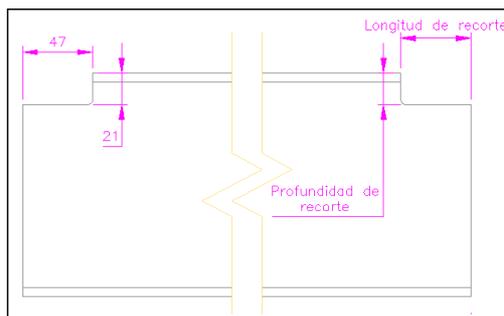


Figura 4.25 Longitud y profundidad de recorte para vigas secundarias 150X100-P6

Los recortes solamente se realizarán en la parte superior de la viga de sección armada 150X100-P6 (Ver Figura 4.25)

4.12.2.2 DISEÑO DE SOLDADURA A

Primero hallaremos un valor de D ya que se tiene un espesor de alma $t_w = 0,28$ in mínimo a partir de la siguiente expresión:

$$t_{wb} \geq \frac{0,75(0,6F_{EXX}) * 2(0,707w)}{0,75(0,6F_{ub})} = \frac{0,088F_{EXX}D}{F_{ub}} \equiv t_{wb \text{ mín}} \quad (4.21)$$

Calculando D:

$$\frac{0,088F_{EXX}D}{F_{ub}} \equiv t_{wb \text{ mín}} \Rightarrow D = \frac{t_w F_{ub}}{0,088F_{EXX}}$$

Donde $F_{ub} = 58 \text{ Ksi}$ y $F_{EXX} = 60 \text{ Ksi}$ (Electrodo E60XX)

Entonces:

$$D = \frac{0,24 * 58}{0,088 * 60} = 2,64$$

El valor de $D = 2,64$; define el valor del tamaño de la pierna de la soldadura de filete $w = 2,64/16 = 0,17 \text{ in} = 4,32 \text{ mm}$; por lo tanto se usara un tamaño de pierna de 4 mm para valores comparativos ya que la especificación AISC establece un valor mínimo de pierna de 3 mm en la tabla J2.4, con este valor se puede definir el espesor del ángulo a utilizar con $w + 1/16 \text{ in}$ establecido en la sección 4.8.2.2 de este capítulo, y se obtiene un valor de 0,22 in o 5.6 mm, es decir se escogerá un ángulo de 6 mm de espesor. Además se tiene el valor restante del alma de viga de sección armada que sería el valor del peralte menos el espesor de patín, el recorte y el tamaño de la pierna de soldadura, esto definirá la longitud efectiva de la soldadura $L_w = L$:

$$L = d - 2t_f - 2d_{\text{recorte}} - 2 * w = 5,91 - 2 * 0,24 - 2 * \frac{13}{16} - 2 * 0,17$$

$$L = 3,47 \text{ in} \cong 88 \text{ mm}$$

Ya que la tabla 9-4 de la AISC 1994 solo presenta longitudes de soldadura mayores a 4 pulg, se usara la tabla 8-42 de la AISC 1994 como ayuda y la sección 4.11.2 de este capítulo para el diseño de esta soldadura:

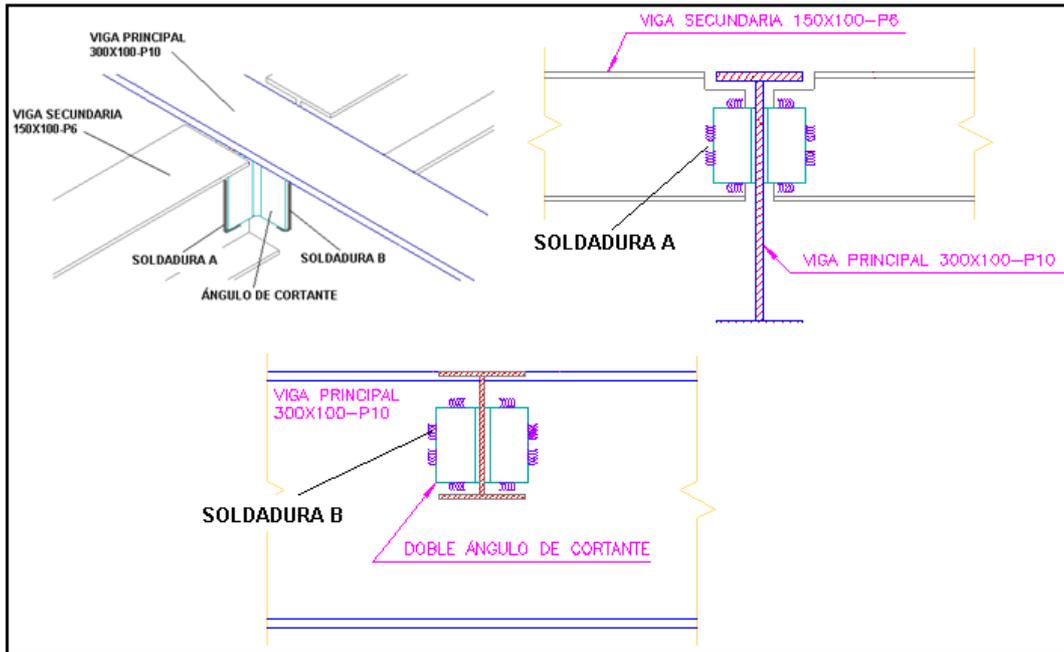


Figura 4.26 Ubicación Soldadura A y Soldadura B.

La soldadura A y la soldadura B (Ver Figura 4.26) están sujeta a una fuerza directa $\frac{1}{2}R_u$:

$$\frac{1}{2}R_u = \frac{4,1 \text{ Klb}}{2} = 2,05 \text{ Klb}$$

La soldadura A esta sujeta a la fuerza directa $\frac{1}{2}R_u$ más un momento de torsión $\frac{1}{2}R_u e_A$, donde $e_A = L_A - \bar{x}$. La distancia \bar{x} de la soldadura vertical al centroide de la soldadura con sección de canal puede obtenerse de la Tabla 8-42 de la AISC 1994.

Si uso un ángulo de 50X6 puedo hallar la longitud mínima de soldadura de filete que se necesita para este diseño de la tabla 8-42 de la AISC 1994 y mediante la Figura 4.22a se tiene:

$$b = kL = \left(\frac{50}{25,4}\right) - \frac{1}{2} = 1,47 \text{ pulg} \quad \Rightarrow \quad k = \frac{1,47}{3,47} = 0,42 \approx 0,4 \quad \Rightarrow \quad \bar{x} = 0,089$$

Entonces:

$$e_A = \left(\frac{50}{25,4}\right) - 0,089 = 1,88 \text{ in} \quad \Rightarrow \quad e_A = aL \quad \Rightarrow \quad a = \frac{e_A}{L} = \frac{1,88}{3,47} = 0,54 \approx 0,5$$

Por lo tanto hallamos el valor del coeficiente de excentricidad C tabulado, donde:

$$C = 1,87$$

Entonces:

$$L_{min} = \frac{P_u}{CC_1D}$$

Donde: $P_u = \frac{1}{2}R_u$; C1 es el coeficiente de resistencia del electrodo usado (Tabla 8-37 AISC 1994); si E60XX entonces $C_1 = 0,857$

Calculando la longitud mínima de soldadura de filete se tiene que:

$$L_{min} = \frac{2,05}{1,87 * 0,857 * 2,64} = 0,48 \text{ in} = 12.31 \text{ mm}$$

Por lo tanto la longitud del cordón de soldadura $L = 3,47 \text{ in} = 88 \text{ mm}$ cumple con la longitud mínima requerida.

La resistencia de diseño según la tabla 8-42 de la AISC 1994 se determina de la siguiente manera:

$$R_{dw} = \Phi R_n = CC_1DL = 1,87 * 0,857 * 2,64 * 3,47 = 14.68 \text{ Klb}$$

La resistencia de diseño según al AISC se determina de la siguiente manera:

$$R_{dw} = 0.75(0.6F_{EXX})t_eL_w \quad (4.9) \quad \text{Fuente: Tabla J2.5 (cont.) AISC 2005}$$

Donde

$$R_{dw} = 0.75(0.6F_{EXX})t_eL_w = 0.75(0.6F_{EXX})(w \sin 45)L$$

$$R_{dw} = 0.75(0.6 * 60)\left(\frac{4}{25.4}\right) \sin 45 * 3,47 = 10.43 \text{ klb}$$

Por lo tanto se tomara la resistencia de diseño de la soldadura de filete de menor valor $R_{dw} = 10.43 \text{ Klb}$ para cualquier comparación de resultados.

$$\frac{R_u}{R_{dw}} = \frac{2.05}{10.43} = 0,2$$

Por lo tanto el ángulo 50X6 mm (Ver Figura 4.27) cumple con resistencia por cortante.

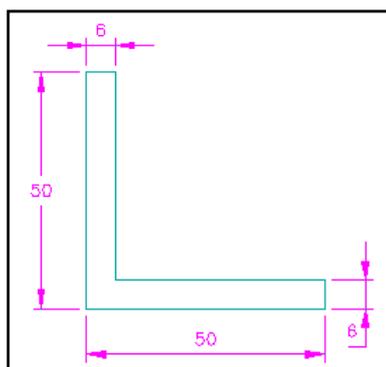


Figura 4.27 Ángulo de cortante 50X6 mm, longitud 88 mm seleccionado.

Para el metal base viga sección armada 150X100-P6; Acero A-36

La resistencia de diseño a la ruptura por cortante del material base adyacente está dada en la sección J4.2 de la especificación AISC 2005 como:

$$R_{dBM1} = 0.75(0.6F_{uBM})t_pL_w \quad (4.10) \quad (\text{EC J4-4 AISC 2005})$$

Donde $t_p = t_w = 6 \text{ mm}$:

$$R_{dBM1} = 0.75(0.6 * 58) * \left(\frac{6}{25.4}\right) * 3,47 = 21,39 \text{ Klb}$$

La resistencia de diseño a la fluencia en cortante del metal base adyacente esta dada por la sección J4.2 de la AISC 2005 como:

$$R_{dBM2} = 1.0(0.6F_{yBM})t_pL_w \quad (4.11) \quad (\text{EC J4-3 AISC 2005})$$

Entonces:

$$R_{dBM2} = 1.0(0.6 * 36) * \left(\frac{6}{25.4}\right) * 3,47 = 17.71 \text{ Klb}$$

La resistencia de diseño del metal base de menor valor es la resistencia de fluencia por cortante, entonces:

$$\frac{R_u}{R_{dBM2}} = \frac{4,1}{18} = 0,23$$

Por lo tanto la viga de sección armada 150X100-P6 cumple con resistencia por cortante.

4.12.2.3 DISEÑO DE SOLDADURA B

Esta conexión soldada se la realiza entre el ángulo y la viga principal de sección armada 300X100-P10 (Ver Figura 4.26).

Se usara el mismo valor del tamaño de la pierna de la soldadura de filete $w = 4 \text{ mm}$; y una longitud efectiva de soldadura de $L = 3.47 \text{ in} = 88 \text{ mm}$:

La soldadura B está sujeta a una fuerza directa $\frac{1}{2}R_u$, mas un momento de torsión $\frac{1}{2}R_u e_B$ donde $e_B = L_B$ (Ver Figura 4.23d).

Debido a que los componentes de cortante están dispuestos en ángulo recto, pueden combinarse vectorialmente para obtener la máxima fuerza resultante en la soldadura crítica de longitud unitaria como:

$$W_u = \sqrt{\frac{9}{5}\left(\frac{R_u e_B}{L^2}\right)^2 + \left(\frac{R_u}{2L}\right)^2} = \frac{R_u}{2L} \sqrt{1 + \left(\frac{18}{5}\right)^2 \left(\frac{e_B}{L}\right)^2} \quad (4.24)$$

Donde:

$$e_B = L_B = 2 \text{ in}$$

Calculando W_u :

$$W_u = \frac{4,1}{2 * 3,47} \sqrt{1 + \left(\frac{18}{5}\right)^2 \left(\frac{(50/25.4)}{3,47}\right)^2} = 1,34 \frac{\text{Klb}}{\text{in}}$$

Entonces $L_{min} = 2.05/1.34 = 1.53 \text{ in} = 38.86 \text{ mm}$

La resistencia de diseño de la soldadura de filete de longitud unitaria se supone como:

$$W_d = 0.75(0.6F_{EXX})w \sin 45^\circ = 0.02F_{EXX}D \quad (4.25)$$

Calculando W_d :

$$W_d = 0.75(0.6 * 60) * \left(\frac{4}{25.4}\right) * \sin 45^\circ = 3 \frac{Klb}{in}$$

$$\frac{W_u}{W_d} = \frac{1.34}{3} = 0,45$$

Y de acuerdo con la AISC 2005 de que $W_u \leq W_d$, esta soldadura cumple con la resistencia al corte.

Para el metal base viga de sección armada 300X100-P9; Acero A-36

La resistencia de diseño a la ruptura por cortante del material base adyacente está dada en la sección J4.2 de la especificación AISC 2005 como:

$$R_{dBM1} = 0.75(0.6F_{uBM})t_p L_w \quad (4.10) \quad (\text{EC J4-4 AISC 2005})$$

Donde $t_p = t_w = 8 \text{ mm}$:

$$R_{dBM1} = 0.75(0.6 * 58) * \left(\frac{8}{25.4}\right) * 3,47 = 28.53 \text{ Klb}$$

La resistencia de diseño a la fluencia en cortante del metal base adyacente esta dada por la sección J4.2 de la AISC 2005 como:

$$R_{dBM2} = 1.0(0.6F_{yBM})t_p L_w \quad (4.11) \quad (\text{EC J4-3 AISC 2005})$$

Entonces:

$$R_{dBM2} = 1.0(0.6 * 36) * \left(\frac{8}{25.4}\right) * 3,47 = 23.61 \text{ Klb}$$

La resistencia de diseño del metal base de menor valor es la resistencia de fluencia por cortante, entonces:

$$\frac{R_u}{R_{dBM2}} = \frac{4,1}{23.6} = 0,17$$

Por lo tanto la viga de sección armada 300X100-P10 cumple a la resistencia por cortante.

Por lo tanto para las vigas secundarias de sección armada 150X100-P6 se deben usar doble ángulo de 50X6 mm, 3,47 pulg ó 88 mm de longitud aproximadamente, de acero A-36. Con soldadura A y B de tamaño de la pierna de soldadura $w = 4 \text{ mm}$.

4.12.3 DIMENSIONES DE SOLDADURA Y COMPROBACIONES

Los valores calculados para la conexión de doble ángulo totalmente soldada se muestran en la tabla 4.3:

DESCRIPCIÓN DE CONEXIÓN DE DOBLE ÁNGULO TOTALMENTE SOLDADA (Todo en mm)				
	SOLDADURA A	SOLDADURA B	VIGA ARMADA 150X100-P6	
			LONGITUD DE RECORTE	PROFUNDIDAD DE RECORTE
REACCIÓN DE EXTREMO (Ru)	2,05 klb	2,05 klb	47	21
RESISTENCIA MÍNIMA DE SOLDADURA (Rdw)	10,43 klb	10,39 klb		
RELACIÓN (Ru/Rdw)	0,2	0,45		
ESPESOR DE ÁNGULO	6	6		
TAMAÑO DE PIERNA w	4	4		
LONGITUD EFECTIVA DE SOLDADURA DE FILETE	88	88		
LONGITUD MÍNIMA DE SOLDADURA DE FILETE	12,31	38,86		
REMATES DE EXTREMO	20	20		

Tabla 4.3 Descripción soldadura de doble ángulo.

4.12.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los datos anteriormente expuestos se analiza lo siguiente:

- El perfil seleccionado para la conexión de doble ángulo totalmente soldada es un ángulo de 50X50 mm y un espesor de 6 mm, con una longitud de 88 mm.
- El tamaño de pierna w será de 4 mm, con una longitud efectiva de soldadura de filete de 88 mm, tanto para la soldadura A como para la soldadura B.
- Se utiliza una soldadura de extremo de 20 mm de longitud efectiva de soldadura de filete con un tamaño de pierna de 4 mm.
- La relación de resistencias (Ru/Rdw) tanto para la soldadura A como para la Soldadura B establece que las dos soldaduras resisten la reacción de extremo individual de 2.05 klb.
- La longitud mínima de soldadura de filete que resiste la soldadura A es de 12.31 mm, mientras que para la soldadura B es de 38.86 mm.

- La longitud de recorte se define con un valor de 47 mm y una profundidad de recorte de 21 mm para todas las vigas secundarias armadas 150X100-P6. (Ver Anexo 15)

4.13 CONEXIONES DE MOMENTO TOTALMENTE RESTRINGIDAS⁴⁴

Una conexión de momento FR de viga columna debe tener resistencia y rigidez adecuadas para transferir los momentos flexionantes factorizados, la fuerza axial y la fuerza cortante en los extremos de la viga a la columna, sin cambio aparente en el ángulo entre cada viga y columna.

El momento flexionante en una viga de perfil I flexionada alrededor de su eje mayor es resistido en esencia por los patines de la viga (Ver Figura 4.28).

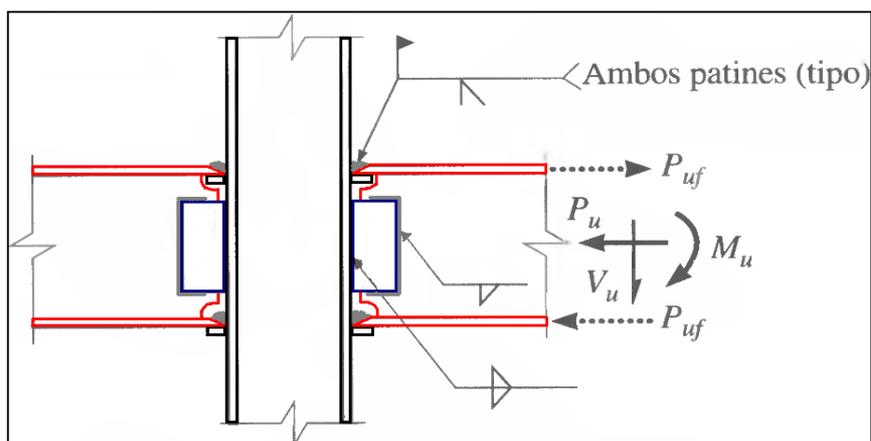


Figura 4.28 Conexión de momento directamente soldada.

Como se puede observar en la Figura 4.28 este tipo de conexión está soldada directamente a la columna y al patín de la trabe, más una combinación de conexión de cortante simple mediante placa extendida o placa de cortante. Por lo tanto, el momento puede resolverse con la acción de un par efectivo tensión-compresión sobre los patines de la viga. Donde la fuerza del patín P_{uf} puede calcularse como:

⁴⁴ Vinnakota Sriramulu, 2006, "Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD", 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp855

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d_m} \quad (4.26)$$

Donde:

M_u = Momento de extremo de la viga sujeta a carga factorizada, Klb-in

P_{uf} = Fuerza factorizada en el patín de la viga, a tensión o a compresión, Klb

D_m = brazo de momento entre las fuerzas del patín, in.

Para un momento negativo en el extremo de la viga, como sucedería con la carga de gravedad, la fuerza P_{uf} esta dirigida como se muestra en la Figura 4.25; el patín superior de la viga entregaría una fuerza de tensión a la columna y el inferior una de compresión. La placa que conecta el alma de la viga con el patín de la columna (una cara de la columna para sección armada) se suelda en taller a la viga o trabe y se suelda en campo a la columna. Con este arreglo, la viga se monta a suelda y se mantiene en posición para que los patines de la viga puedan soldarse a la columna. La soldadura de los patines que soportan los momentos es de ranura de penetración completa (CJP), y las soldaduras que resisten el esfuerzo cortante (alma-placa extendida) son dos soldaduras de filete. En la Figura 4.29 se muestra un tipo común de conexión de momento totalmente restringida y soldada, en la cual la fuerza de tensión en el patín superior de la viga soportada es transferida por las soldaduras de filete a una placa llamada placa en el patín superior, y por las soldaduras de ranura de bisel sencillo de penetración completa de la placa del patín superior a la columna.

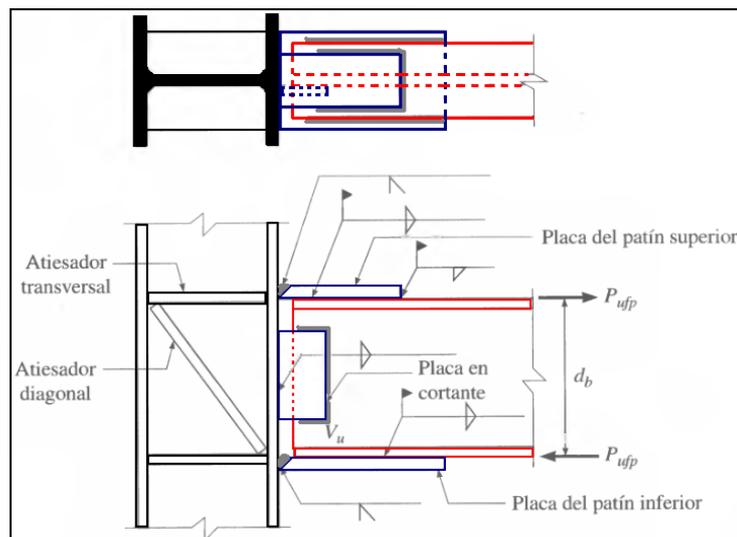


Figura 4.29 Conexión de momento con placa soldada en el patín.

En taller, las vigas se cortan a 1 pulg menos (1/2 pulg a cada lado) que la distancia entre sus dos soportes, para dejar espacio libre. La distancia entre las placas de patín se hace mayor que el peralte de la viga soportada, por lo general alrededor de 3/8 de pulg.

Se supone que las placas de patín resisten por completo el momento de extremo M_u de la viga o trabe. Por lo tanto, el momento de extremo puede resolverse mediante un par efectivo tensión-compresión que actúa como fuerzas axiales en las placas del patín. La fuerza axial en la placa del patín está dada por:

$$P_{ufp} = \frac{M_u}{d_b} \quad (4.27)$$

Donde:

M_u = Momento de extremo de la viga sujeta a carga factorizada, Klb-in

P_{ufp} = Fuerza factorizada en la placa del patín, a tensión o a compresión, Klb

d_m = brazo de momento entre las líneas centrales de las placas de patín (en forma conservadora tomadas como el peralte de la viga d_b , en los calculo preliminares), in.

4.13.1 DISEÑO DE CONEXIÓN DE MOMENTO TOTALMENTE RESTRINGIDA PARA VIGAS PRINCIPALES DE SECCIÓN ARMADA.

Para el diseño de esta conexión se tiene en cuenta los siguientes datos proporcionados por el software ETABs 9.5:

- $M_u = 782,827$ Klb-in (Viga W12X19 B8, Nivel 2, CCSX)
- $V_u = 20,738$ Klb (Viga W12X14 B56, Nivel 2, CCSY)

Los perfiles preseleccionados W mencionados serán cambiados por las vigas de sección armada ya definidas (Ver sección 3.3.1.2 y 3.3.1.3) de 300X100 para cada tipo.

Los datos de viga de sección armada 300X100-P8 a cambiar por W12X14 (Ver Figura 3.23) son los siguientes:

- $d = 300$ mm
- $t_w = 6$ mm
- $b_f = 100$ mm

- $t_f = 8 \text{ mm}$

Los datos de viga de sección armada 300X100-P10 a cambiar por W12X19 (Ver Figura 3.24) son los siguientes:

- $d = 300 \text{ mm}$
- $t_w = 8 \text{ mm}$
- $b_f = 100 \text{ mm}$
- $t_f = 10 \text{ mm}$

4.13.1.1 DISEÑO DE SOLDADURA DE RANURA CJP PATÍN-COLUMNA

Patín 300X100-P8-Columna

Primero se debe encontrar la fuerza $P_{uf} = R_u$ que soporta el cordón de soldadura CJP:

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d_m} \quad (4.26)$$

Donde:

$$d_m = d = 300 \text{ mm}$$

Calculando P_{uf} .

$$P_{uf} = R_u = \frac{782,827}{\left(\frac{300}{25.4}\right)} = 66,28 \text{ klb}$$

La resistencia de diseño de la soldadura de ranura esta dada por:

$$R_d = \text{mín}[R_{dw}, R_{dBM}] \quad (4.13)$$

Para tensión o compresión normal al área efectiva, tensión o compresión paralela al eje de la soldadura:

$$R_{dw} = 0,9(0.6F_{yw})t_eL_w \quad (4.14)$$

$$R_{dBM} = 0,9(0.6F_{yBM})t_eL_w \quad (4.15)$$

Donde $t_e = t_f$; $L_w = b_f$; para la viga de sección armada de menor espesor de patín y según la Tabla J2.5 de la AISC 2005, quien gobierna el diseño es el metal base, entonces:

$$A_{BM} = \text{Área del patín} = b_f * t_f = \left(\frac{100}{25,4}\right) * \left(\frac{8}{25,4}\right) = 1.24 \text{ in}^2$$

$$F_{yBM} = 36 \text{ Ksi}$$

Calculando R_{dBM} del material base se tiene:

$$R_{dBM} = 0,9 * 0,6 * 36 * 1,24 = 24.10 \text{ Klb}$$

Por lo tanto el patín de la viga no resistiría el esfuerzo de tensión de 66,28 Klb ya que solo puede soportar un esfuerzo de tensión de 24.10 Klb. Por esta razón se permite colocar placas de patín superior e inferior (Ver Figura 4.30) para que soporten dicho esfuerzo requerido. Para este análisis se debe elegir un ancho y espesor de placa de patín mínimo que resista la fuerza de tensión provocada por el momento actuante.

Columna-placa de patín 300X100-P8

Se analizara en primer lugar el tamaño de pierna de soldadura para las soldaduras de filete que unirán la placa de patín superior al patín de la viga (Ver Figura 4.30) de la siguiente manera:

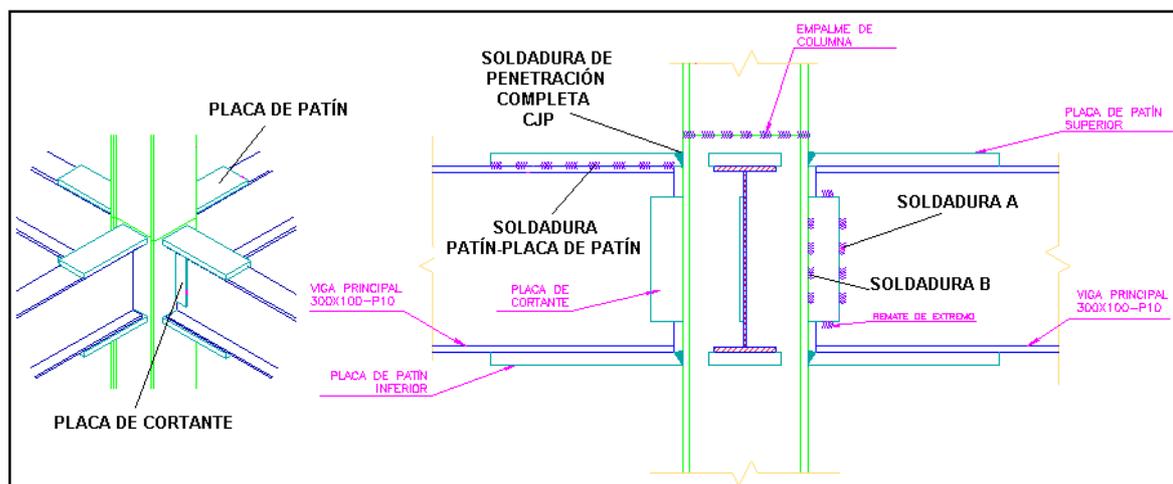


Figura 4.30 Conexión de momento con placa soldada en el patín.

$$t_{wb} \geq \frac{0,75(0,6F_{EXX}) * 2(0,707w)}{0,75(0,6F_{ub})} = \frac{0,088F_{EXX}D}{F_{ub}} \equiv t_{wb \text{ mín}} \quad (4.21)$$

Donde $t_{wb \text{ mín}} = t_f = 8 \text{ mm}$

$$\Rightarrow w = \frac{0,75(0,6F_{ub})t_{wb \text{ mín}}}{0,75(0,6F_{EXX}) * 2(0,707)} = \frac{58 * \left(\frac{8}{25,4}\right)}{60 * 2 * 0,707} = 0,21 \text{ in} \approx 5 \text{ mm}$$

A este valor de w hay que aumentar en 1/16 de pulg, por lo tanto el espacio libre que hay que dejar para colocar la soldadura de filete es de 7 mm y la placa de patín se extenderá por fuera de los bordes de patín, tanto para el patín inferior como el superior, es decir será de un ancho mayor a 100 mm, con un ancho de placa de patín de 114 mm. Con este valor se calculará el espesor de placa necesaria para soportar la carga requerida:

$$R_{dBM} = 0,9(0,6F_{yBM})t_eL_w = 66,29 \text{ klb}$$

Donde la longitud efectiva de soldadura de ranura CJP es $L_w = 114 \text{ mm}$ y t_e es el espesor de la placa a calcular:

$$\Rightarrow t_e = \frac{66,29}{\left(\frac{114}{25,4}\right) * 0,9 * 0,6 * 36} = 0,76 \text{ in} = 19,3 \text{ mm}$$

Por lo tanto se usara una placa de 20 mm de acero A-36, que son placas que proporciona la empresa DIPAC (Ver Anexo 12). Ya que los cálculos son iterativos, se debe recalcular los datos anteriormente expuestos:

Primero se debe encontrar la fuerza $P_{uf} = R_u$ que soporta el cordón de soldadura CJP:

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d_m} \quad (4.26)$$

Donde:

$$d_m = d + \text{espesor de placa de patín} (= 1 \text{ in})$$

$$\text{Entonces } d_m = \left(\frac{300 + 20}{25,4}\right) = 12,6 \text{ in}$$

Calculando P_{uf} .

$$P_{uf} = R_u = \frac{782,827}{12,6} = 62,13 \text{ klb}$$

La resistencia de diseño de la soldadura de ranura esta dada por:

$$R_d = \text{mín}[R_{dw}, R_{dBM}] \quad (4.13)$$

Para tensión o compresión normal al área efectiva, tensión o compresión paralela al eje de la soldadura:

$$R_{dw} = 0,9(0,6F_{yw})t_eL_w \quad (4.14)$$

$$R_{dBM} = 0,9(0,6F_{yBM})t_eL_w \quad (4.15)$$

Donde $t_e = 20 \text{ mm in}$; $L_w = 114 \text{ mm}$; y según la Tabla J2.5 de la AISC 2005, quien gobierna el diseño es el metal base, entonces:

$$A_{BM} = \text{Área de placa de patín} = \left(\frac{20}{25,4}\right) * \left(\frac{114}{25,4}\right) = 3,53 \text{ in}^2$$

$$F_{yBM} = 36 \text{ Ksi}$$

Calculando R_{dBM} del material base se tiene:

$$R_{dBM} = 0,9 * 0,6 * 36 * 3,53 = 68,62 \text{ Klb}$$

$$\frac{P_{uf}}{R_{dBM}} = \frac{62,13}{68,62} = 0,91$$

Por lo tanto la relación $R_{dBM} > P_{uf}$ demuestra que la placa de ancho 114 mm y espesor de 20 mm cumple con el esfuerzo de tensión y compresión requerido por la soldadura de ranura.

Para cortante en el área efectiva:

$$R_{dw} = 0,8(0,6F_{yw})t_eL_w \quad (4.16)$$

$$R_{dBM} = 0,9(0,6F_{yBM})t_eL_w \quad (4.17)$$

De la misma manera el material base gobierna el diseño de este tipo de soldadura y se tiene:

$$R_{dBM} = 0,9(0,6 * 36) * 3,53 = 68,62 \text{ Klb}$$

Por lo tanto la soldadura de ranura cumple con la resistencia de diseño por cortante en el área efectiva.

4.13.1.2 DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE PATÍN-PLACA DE PATÍN

De los cálculos anteriores se ha obtenido el ancho y espesor de placa de patín tanto para el patín inferior como para el patín superior. Ahora hay que calcular el largo efectivo de soldadura de filete y de este cálculo se obtendrá el largo de placa de patín:

Para el diseño de esta soldadura de filete, se le considera como soldadura tipo B (Ver Figura 4.24d).

La soldadura B está sujeta a una fuerza directa $\frac{1}{2}R_u$, mas un momento de torsión $\frac{1}{2}R_u e_B$ donde $e_B = L_B$ (Ver Figura 4.23d).

Entonces:

$$R_u = 62,13 \text{ klb}$$

$$1/2R_u = 31,07 \text{ klb}$$

Debido a que los componentes de cortante están dispuestos en ángulo recto, pueden combinarse vectorialmente para obtener la máxima fuerza resultante en la soldadura crítica de longitud unitaria como:

$$W_u = \sqrt{\frac{9}{5}\left(\frac{R_u e_B}{L^2}\right)^2 + \left(\frac{R_u}{2L}\right)^2} = \frac{R_u}{2L} \sqrt{1 + \left(\frac{18}{5}\right)^2 \left(\frac{e_B}{L}\right)^2} \quad (4.24)$$

Donde:

$$e_B = \frac{1}{2}(\text{ancho de placa de patín}) + w = \frac{1}{2} * \left(\frac{114}{25,4}\right) + \left(\frac{5}{25,4}\right) = 2,44 \text{ in}$$

Longitud de placa de patín

Planteando W_u en función de L :

$$W_u = \frac{62,13}{2 * L} \sqrt{1 + \left(\frac{18}{5}\right)^2 \left(\frac{2,44}{L}\right)^2} \left[\frac{Klb}{in}\right]$$

De esta ecuación se puede hallar la longitud efectiva de soldadura necesaria que soporte la carga de 62.13 klb con ayuda de una simple interpolación dando valores a L y que cumpla con la resistencia de diseño de la soldadura de filete de longitud unitaria:

La resistencia de diseño de la soldadura de filete de longitud unitaria se supone como:

$$W_d = 0.75(0.6F_{EXX})w \sin 45^\circ = 0.02F_{EXX}D \quad (4.25)$$

Calculando W_d :

$$W_d = 0.75(0.6 * 60) * \left(\frac{5}{25,4}\right) * \sin 45^\circ = 3,76 \frac{Klb}{in}$$

Y de acuerdo con la AISC 2005 tiene que cumplirse que $W_u \leq W_d$, para que la soldadura de filete resista si se aplica dicha carga.

$$\text{Si } L = 4 \text{ in } \Rightarrow W_u = 18,74 \text{ klb y si } L = 11 \text{ in } \Rightarrow W_u = 3,61 \text{ klb}$$

$$\frac{W_u}{W_d} = \frac{3.61}{3.76} = 0,96$$

Por lo tanto se puede usar una soldadura de filete de longitud efectiva de 11 in = 279 mm, ya que con este valor se tiene un $W_u \leq W_d$. La longitud de la placa debe ser de 11 in mas $\frac{1}{2}$ pulg de holgura de borde que se necesita para soldar la placa de patín a la columna (Ver Sección 4.13). Por lo tanto la longitud de placa será de 11,5 in ó 293 mm (Ver Figura 4.31).

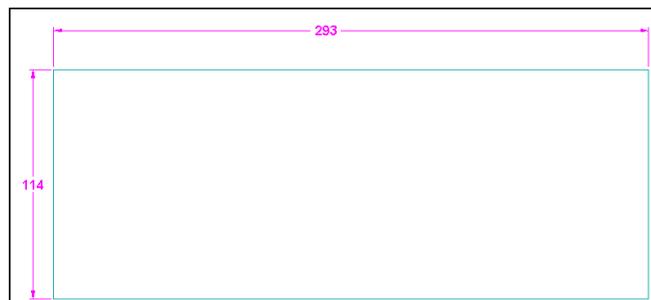


Figura 4.31 Placa de patín 293X114 mm y espesor 20 mm.

4.13.1.3 DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE ALMA TRABE-PLACA DE CORTANTE

Placa de cortante-alma de viga 300X100-P8

Para el diseño de esta soldadura se considera como soldadura de filete tipo A (Ver Figura 4.24c), con la única diferencia que $V_u = \frac{1}{2}R_u$, ya que solo cuenta con una placa a una lado de el alma de la viga principal.

Primero hallaremos un valor de D ya que se tiene un espesor de alma $t_w = 6$ mm mínimo a partir de la siguiente expresión:

$$t_{wb} \geq \frac{0,75(0,6F_{EXX}) * 2(0,707w)}{0,75(0,6F_{ub})} = \frac{0,088F_{EXX}D}{F_{ub}} \equiv t_{wb \text{ mín}} \quad (4.21)$$

Calculando D:

$$\frac{0,088F_{EXX}D}{F_{ub}} \equiv t_{wb \text{ mín}} \Rightarrow D = \frac{t_w F_{ub}}{0,088F_{EXX}}$$

Donde $F_{ub} = 58$ Ksi y $F_{EXX} = 60$ Ksi (Electrodo E60XX)

Entonces:

$$D = \frac{\left(\frac{6}{25,4}\right) * 58}{0,088 * 60} = 2.59$$

El valor de $D = 2.59$; define el valor del tamaño de la pierna de la soldadura de filete $w = 2.59/16 = 0,16$ in = 4.1 mm; por lo tanto se usara un tamaño de pierna de soldadura de 4 mm, ya que la AISC establece un mínimo de tamaño de pierna de 3 mm, con este valor se puede definir el espesor de placa de cortante a utilizar con $w + 1/16$ in establecido en la sección 4.8.2.2 de este capítulo, y se obtiene un valor de 0,22 in, es decir se escogerá una placa de cortante con un espesor de 6 mm. A demás se tiene el valor restante del alma de la viga de sección armada que seria el valor del peralte menos el espesor de patín y el tamaño de la pierna de soldadura, esto definirá la longitud efectiva de la soldadura $L_w = L$:

La soldadura A esta sujeta a la fuerza directa $\frac{1}{2}R_u = V_u$ más un momento de torsión $\frac{1}{2}R_u e_A$, donde $e_A = L_A - \bar{x}$. La distancia \bar{x} de la soldadura vertical al centroide de la soldadura con sección de canal puede obtenerse de la Tabla 8-42 de la AISC 1994.

Si uso una placa de cortante de 50 mm de ancho puedo hallar la longitud mínima de soldadura de filete que se necesita para este diseño de la tabla 8-42 de la

AISC 1994 y mediante la Figura 4.22a, como el peralte de la viga es de 300 mm se hará un análisis con una placa de cortante de 200 mm que cumpla con los requisitos de longitud mínima, se tiene:

$$b = kL = \left(\frac{50}{25.4}\right) - \frac{1}{2} = 1.47 \text{ pulg} \quad \Rightarrow \quad k = \frac{1.47}{\left(\frac{200}{25.4}\right)} = 0.19 \approx 0.2 \quad \Rightarrow \quad \bar{x} = 0.029$$

Entonces:

$$e_A = \left(\frac{50}{25.4}\right) - 0.029 = 1.94 \text{ in} \quad \Rightarrow \quad e_A = aL \quad \Rightarrow \quad a = \frac{e_A}{L} = \frac{1.94}{\left(\frac{200}{25.4}\right)} = 0.25$$

Por lo tanto hallamos el valor del coeficiente de excentricidad C tabulado, donde:

$$C = 1.88$$

Entonces:

$$L_{min} = \frac{P_u}{CC_1D}$$

Donde: $P_u = \frac{1}{2}R_u = V_u = 20,738 \text{ klb}$; C_1 es el coeficiente de resistencia del electrodo usado (Tabla 8-37 AISC 1994); si E60XX entonces $C_1 = 0.857$

Calculando la longitud mínima de soldadura de filete se tiene que:

$$L_{min} = \frac{20,738}{1.88 * 0.857 * 2.59} = 4.97 \text{ in} = 126.23 \text{ mm}$$

Por lo tanto la longitud del cordón de soldadura $L = 200 \text{ mm}$ cumple con la longitud mínima requerida.

La resistencia de diseño según la tabla 8-42 de la AISC 1994 se determina de la siguiente manera:

$$R_{dw} = \Phi R_n = CC_1DL = 1.88 * 0.857 * 2.59 * \left(\frac{200}{25.4}\right) = 32.86 \text{ Klb}$$

La resistencia de diseño según al AISC se determina de la siguiente manera:

$$R_{dw} = 0.75(0.6F_{EXX})t_eL_w \quad (4.9) \quad \text{Fuente: Tabla J2.5 (cont.) AISC 2005}$$

Donde

$$R_{dw} = 0.75(0.6F_{EXX})t_eL_w = 0.75(0.6F_{EXX})(w \sin 45)L$$

$$R_{dw} = 0.75(0.6 * 60)\left(\left(\frac{4}{25.4}\right) \sin 45\right) * \left(\frac{200}{25.4}\right) = 23.67 \text{ klb}$$

Por lo tanto se tomara la resistencia de diseño de la soldadura de filete de menor valor $R_{dw} = 23.67 \text{ Klb}$ para cualquier comparación de resultados.

$$\frac{R_u}{R_{dw}} = \frac{20,738}{23.67} = 0.88$$

Por lo tanto esta soldadura de filete cumple con la resistencia por cortante.

**Para el metal base viga de sección armada 300X100-P8 a cambiar W12X14;
Acero A-36**

La resistencia de diseño a la ruptura por cortante del material base adyacente está dada en la sección J4.2 de la especificación AISC 2005 como:

$$R_{dBM1} = 0.75(0.6F_{uBM})t_pL_w \quad (4.10) \quad (\text{EC J4-4 AISC 2005})$$

Donde $t_p = t_w = 6 \text{ mm}$:

$$R_{dBM1} = 0.75(0.6 * 58) * \left(\frac{6}{25,4}\right) * \left(\frac{200}{25,4}\right) = 48.55 \text{ Klb}$$

La resistencia de diseño a la fluencia en cortante del metal base adyacente esta dada por la sección J4.2 de la AISC 2005 como:

$$R_{dBM2} = 1.0(0.6F_{yBM})t_pL_w \quad (4.11) \quad (\text{EC J4-3 AISC 2005})$$

Entonces:

$$R_{dBM2} = 1.0(0.6 * 36) * \left(\frac{6}{25,4}\right) * \left(\frac{200}{25,4}\right) = 40.18 \text{ Klb}$$

La resistencia de diseño del metal base de menor valor es la resistencia de fluencia por cortante, entonces:

$$\frac{R_u}{R_{dBM2}} = \frac{20,738}{40.18} = 0,52$$

Por lo tanto esta viga de sección armada cumple a la resistencia por cortante, y la placa define las siguientes dimensiones:

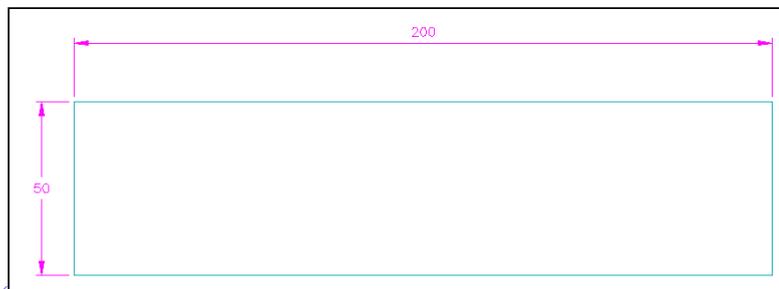


Figura 4.32 Placa de cortante 200X50 mm y espesor 6 mm.

4.13.1.4 DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE PLACA DE CORTANTE-COLUMNA

Para el diseño de esta soldadura de filete, se le considera como soldadura tipo B (Ver Figura 4.24d).

La soldadura B está sujeta a una fuerza directa $\frac{1}{2}R_u$, mas un momento de torsión $\frac{1}{2}R_u e_B$ donde $e_B = L_B$ (Ver Figura 4.23d).

Entonces:

$$\frac{1}{2}R_u = V_u = 20,738 \text{ klb}$$

Debido a que los componentes de cortante están dispuestos en ángulo recto, pueden combinarse vectorialmente para obtener la máxima fuerza resultante en la soldadura crítica de longitud unitaria como:

$$W_u = \sqrt{\frac{9}{5}\left(\frac{R_u e_B}{L^2}\right)^2 + \left(\frac{R_u}{2L}\right)^2} = \frac{R_u}{2L} \sqrt{1 + \left(\frac{18}{5}\right)^2 \left(\frac{e_B}{L}\right)^2} \quad (4.24)$$

Donde:

$$e_B = \frac{1}{2}(\text{espesor de placa de cortante} = 6 \text{ mm}) + w = \frac{1}{2} * (6/25,4) + (4/25,4) = 0.28 \text{ in}$$

Calculando W_u , si $L = 200 \text{ mm}$:

$$W_u = \frac{20,738}{\left(\frac{200}{25,4}\right)} \sqrt{1 + \left(\frac{18}{5}\right)^2 \left(\frac{0,28}{\left(\frac{200}{25,4}\right)}\right)^2} = 2.66 \left[\frac{Klb}{in}\right]$$

La resistencia de diseño de la soldadura de filete de longitud unitaria se supone como:

$$W_d = 0.75(0.6F_{EXX})w \sin 45^\circ = 0.02F_{EXX}D \quad (4.25)$$

Calculando W_d :

$$W_d = 0.75(0.6 * 60) * \left(\frac{4}{25,4}\right) * \sin 45^\circ = 3 \frac{Klb}{in}$$

$$\frac{W_u}{W_d} = \frac{2.66}{3} = 0,89$$

Por lo tanto se puede usar una soldadura de filete de longitud efectiva de 200 mm, ya que con este valor se tiene un $W_u \leq W_d$.

4.13.2 DIMENSIONES DE SOLDADURA Y COMPROBACIONES

Los valores calculados para la conexión soldada de momento totalmente restringida se muestran en la tabla 4.4:

DESCRIPCIÓN DE CONEXIÓN SOLDADA DE MOMENTO TOTALMENTE RESTRINGIDA (Todo en mm)			
	PLACA DE CORTANTE		PLACA DE PATÍN
	SOLDADURA A	SOLDADURA B	
FUERZA FACTORIZAZADA (P_{uf})	-----	-----	62,13 klb
REACCIÓN DE EXTREMO (R_u)	20,74 klb	20,74 klb	62,13 klb
RESISTENCIA MÍNIMA DE SOLDADURA (CJP)	-----	-----	68,62 klb
RELACIÓN (P_{uf}/CJP)	-----	-----	0,91
RESISTENCIA REQUERIDA W_u	-----	2,66 klb/in	3,61 klb/in
RESISTENCIA DE DISEÑO W_d	-----	3 klb/in	3,76 klb/in
RELACIÓN (W_u/W_d)	-----	0,89	0,96
LONGITUD MÍNIMA DE SOLDADURA DE FILETE	126,23	-----	-----
RESISTENCIA MÍNIMA SOLDADURA DE FILETE	23,67 klb	-----	-----
RELACIÓN (R_u/R_{dw})	0,88	-----	-----
ESPESOR DE PLACA	6	6	20
ANCHO DE PLACA	50	50	114
LARGO DE PLACA	200	200	293
TAMAÑO DE PIERNA w	4	4	5
LONGITUD EFECTIVA DE SOLDADURA	200	200	280
REMATES DE EXTREMO O REFUERZO	20	20	100

Tabla 4.4 Descripción soldadura de momento totalmente restringida.

4.13.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los datos anteriormente expuestos se analiza lo siguiente:

- Se usara una placa de patín superior e inferior para todas las vigas armadas principales y en voladizo.
- La placa de patín tendrá las dimensiones de 293X114x20 mm, con un tamaño de pierna de soldadura de filete de 5 mm.
- Se usara una placa de cortante que será soldada directamente al alma de la viga, con las dimensiones de 200x50x6, y con un tamaño de pierna de soldadura de filete de 4 mm.

- Se usara remates de extremo o refuerzos de 20 mm para placas de cortante con tamaño de pierna de 4 mm y un refuerzo de placas de patín de 100 mm con tamaño de pierna de 5 mm.

4.14 DISEÑO DE VIGAS DE SECCIÓN ARMADA

La especificación AISC 2005 (E6) presenta varios requisitos respecto a las vigas de sección armada. Cuando dichas vigas constan de componentes diferentes que están en contacto y que se apoyan en placas de base o superficies laminadas, éstas deben conectarse en sus extremos con tornillos o soldaduras. Si se sueldan, las longitudes de los cordones deben ser iguales, por lo menos al ancho máximo del miembro (Ver sección 4.11.3).

“Para el diseño de columnas armadas se usara el criterio de diseño de vigas armadas soldadas por cortante horizontales”⁴⁵.

En la Figura 4.33 se ilustran varios ejemplos de secciones armadas soldadas:

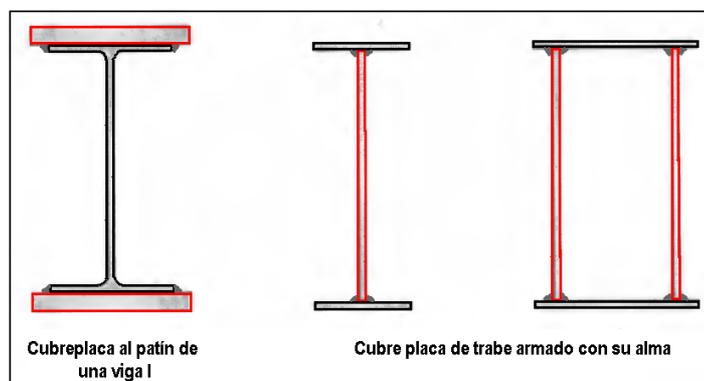


Figura 4.33 Ejemplos de secciones armadas soldadas.

La soldadura se proporciona para transferir la cortante horizontal a la superficie de contacto.

La sección compuesta que se muestra (Ver Figura 4.34) se usara como ejemplo guía o como una analogía para el diseño de este tipo de soldaduras, y se obtiene al soldar el alma de una T, al alma de un perfil canal para formar una sola sección

⁴⁵ Vinnakota Sriramulu, 2006, “Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD”, 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp731

simétrica. G_c representa el centro de gravedad del canal, y G el de la sección armada; y w el tamaño de la soldadura de filete a lo largo de cada lado del alma de la T.

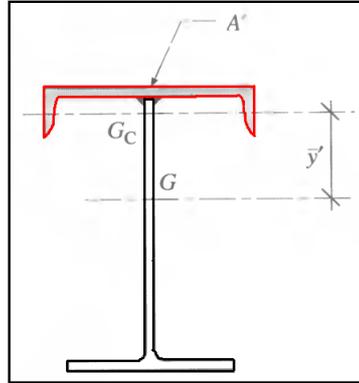


Figura 4.34 Parámetros para calcular el cortante horizontal en secciones armadas.

Además, W_d es la resistencia de diseño de cada soldadura por unidad de longitud. Si q_{sv} es el flujo de cortante en la superficie de contacto, se tiene:

$$2W_d \geq q_{sv} = \frac{VA'y'}{I} \quad (4.28)$$

Donde:

I = Momento de inercia de la sección armada, in^4

V = Fuerza cortante máxima factorizada que actúa en la columna, klb

A' = Área de la sección transversal de la placa de patín, in^2

y' = Distancia del eje neutro de la sección armada al centroide del área A' , in

La siguiente ecuación desarrollada para el paso de tornillos, puede adaptarse para definir el espaciamiento de soldaduras intermitentes:

$$p_{iw} \leq \frac{(2W_d L_{iw})I}{VA'y'} \quad (4.29)$$

Donde:

p_{iw} = Paso longitudinal, de centro a centro, de soldadura de filete intermitente (ver Figura 4.22), in

L_{iw} = Longitud de soldadura intermitente, in

4.14.1 DISEÑO DE SOLDADURA INTERMITENTE DE VIGA ARMADA

Para el diseño de esta viga se tiene los siguientes datos proporcionados por el software ETABs 9.5.

- Viga crítica B8, Nivel 2, Perfil 300X100-P8 mm (Ver Figura 3.36)
- $V = 62,13 \text{ klb}$ (Ver sección 4.13.1.1)

Las propiedades de esta sección las proporciona el software ETABs 9.5 (Ver Figura 4.35):

- $A = 5,12 \text{ in}^2$
- $I_x = 109,48 \text{ in}^4$
- $I_y = 3,22 \text{ in}^4$
- $S_x = 18,54 \text{ in}^3$
- $S_y = 1,63 \text{ in}^3$
- $r_x = 4,62 \text{ in}$
- $r_y = 0,79 \text{ in}$
- $Z_x = 21,64 \text{ in}^3$

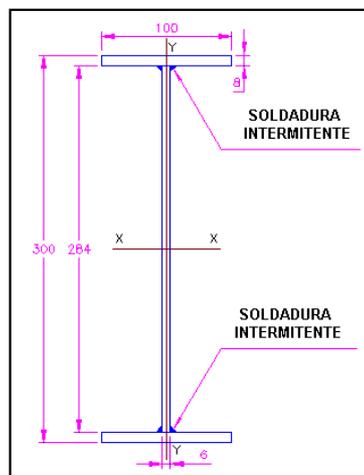


Figura 4.35 Parámetros para calcular el cortante horizontal en secciones

Resistencia de diseño de la soldadura

Para el diseño de esta soldadura se debe tener en cuenta los siguientes parámetros:

- $A' = 800 \text{ mm}^2$
- $y' = 146 \text{ mm}$ (Ver Figura 3.36)

Si q_{sv} es el flujo de cortante en la superficie de contacto, se tiene:

$$2W_d \geq q_{sv} = \frac{VA'\bar{y}'}{I} \quad (4.28)$$

Calculando q_{sv} se tiene:

$$q_{sv} = \frac{VA'\bar{y}'}{I} = \frac{62,13 * \left(\frac{800}{25,4^2}\right) * \left(\frac{146}{25,4}\right)}{109,48} = 4,04 \frac{klb}{in}$$

La resistencia de diseño del metal de aportación para una soldadura de filete está dada por:

$$R_{dw} = 0,75(0,6F_{EXX})t_e L_w \quad (4.9) \quad \text{Fuente: Tabla J2.5 (cont.) AISC 2005}$$

De donde $W_d = \frac{R_{dw}}{L_w}$:

$$W_d = 0,75(0,6F_{EXX})t_e = 0,75 * 0,6 * 60 * w * \sin 45$$

Por lo tanto debe cumplir con lo establecido en la ecuación 4.28;

$$2W_d \geq q_{sv} = \frac{VA'\bar{y}'}{I} \quad (4.28)$$

Entonces:

$$2W_d \geq 4,04 \frac{klb}{in} \Rightarrow 2(0,75 * 0,6 * 60) * w \sin 45 \geq 4,04 \frac{klb}{in}$$

De aquí podemos hallar el valor del tamaño de pierna w necesario para este tipo de soldadura de sección armada.

$$w \geq \frac{4,04}{2 * 0,75 * 0,6 * 60 * \sin 45} \geq 0,11 \text{ in} = 2,69 \text{ mm}$$

El espesor de las placas a soldar es de 6 y 8 mm, es decir que podemos usar un $w = 3$ mm mínimo (Tabla J2.4 AISC 2005), por lo tanto se usara un tamaño de pierna de soldadura de 5 mm para el diseño. Por lo tanto la resistencia de soldadura de filete por unidad de longitud intermitente W_d queda como sigue:

$$W_d = 0,75(0,6F_{EXX})t_e = 0,75 * 0,6 * 60 * \left(\frac{5}{25,4}\right) * \sin 45 = 3,76 \frac{klb}{in}$$

Y para un valor de $L_{iw} = \text{ancho máx de peralte de viga} = 300 \text{ mm}$, pero para propósito de diseño se establece una longitud de 420 mm de longitud efectiva de soldadura de filete se tiene una resistencia de diseño R_d :

$$R_{dw} = 0,75(0,6F_{EXX})t_e L_w$$

Donde, $L_{iw} = L_w = 420 \text{ mm}$

$$R_{dw} = 0,75(0,6 * 60) * \left(\frac{5}{25,4}\right) * \left(\frac{420}{25,4}\right) * \sin 45 = 62,14 \text{ klb}$$

$$\frac{V}{R_{dw}} = \frac{62,13}{62,14} = 0,99$$

Por lo tanto la relación anterior establece que $R_{dw} > V$, entonces la soldadura de filete intermitente cumple con los requisitos necesarios para sección armada.

Paso longitudinal necesario de la soldadura intermitente:

$$p_{iw} \leq \frac{(2W_d L_{iw})I}{VA\bar{y}^2} \quad (4.29)$$

$$p_{iw} \leq \frac{2 * 3.76 * \left(\frac{420}{25,4}\right) * 109.48}{62,13 * \left(\frac{800}{25,4^2}\right) * \left(\frac{146}{25,4}\right)} = 30.74 \text{ in}$$

Este valor es una referencia para ubicar cordones de soldadura separados a una distancia de centro a centro de 30.74 in, y de acuerdo con la sección E2.6 de la AISC 2005 el espaciamiento de cordones máximo (Ver Figura 4.22) es de un valor de $0,75\sqrt{E/F_y}$ veces el espesor de placa mínimo a soldar (espesor de placa = 6 mm).

Por lo tanto el espaciamiento máximo entre cordones será de:

$$\text{espaciamiento cordones} = 6 * 0,75 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 127.7 \text{ mm}$$

Es decir puedo tener cordones de soldadura separados una distancia máxima de hasta 127.7 mm, por lo tanto se establece una distancia de 120 mm para una separación entre cordones.

4.14.2 DIMENSIONES DE SOLDADURA

Los valores calculados para la soldadura intermitente de vigas de sección armada se muestran en la tabla 4.5:

DESCRIPCIÓN DE SOLDADURA INTERMITENTE PARA VIGAS DE SECCIÓN ARMADA (Todo en mm)	
FUERZA CORTANTE MÁXIMA FACTORIZADA (V)	62,13 klb (VER SECCIÓN 4.13.1.1)
RESISTENCIA DE LA SOLDADURA DE FILETE (R _{dw})	62,14 klb
RELACIÓN (V/R _{dw})	0,99
LONGITUD EFECTIVA DE SOLDADURA	420
PASO LONGITUDINAL ENTRE CORDONES	540
ESPACIAMIENTO ENTRE CORDONES	120
TAMAÑO DE PIERNA DE SOLDADURA	5
ESPESOR MÍNIMO DE PLACA	6

Tabla 4.5 Descripción soldadura intermitente para vigas de sección armada.

4.14.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los datos anteriormente expuestos se analiza lo siguiente:

- Para todas las vigas de sección armada (300X100-P10, 300X100-P8, 150X100-P6) se usara el mismo tipo de soldadura intermitente.
- La longitud de soldadura intermitente será de 420 mm con un tamaño de pierna de soldadura de filete de 5 mm, y la separación entre cordones será de 120 mm.
- La relación de resistencias (V/R_{dw}) nos da un valor de 0.99, se podría decir que la soldadura estaría al limite pero la especificación AISC permite valores de diseño dentro de un rango de 0.9 y 1.1.

4.15 EMPALME DE COLUMNA-COLUMNA⁴⁶

Si las columnas están diseñadas para transmitir cargas laterales en edificios, es posible que actúen grandes momentos sobre la columna, y que deban diseñarse empalmes de columnas que transmitan la combinación de carga axial y momentos flexionantes. Si la flexión es lo suficientemente grande como para producir tensión en algunas partes de la sección, entonces la parte sujeta a tensión (por lo general un patín) debe empalmarse de modo que transmita toda su carga de tensión. Las fuerzas de compresión que resultan del momento tienen poco interés sobre los empalmes diseñados por aplastamiento en superficies terminadas.

La soldadura a diseñar es una junta de penetración completa CJP soldada todo alrededor, sujeta a esfuerzos de tensión generada por los momentos actuantes, y sujeta a corte (Ver Figura 4.36). Para el diseño de este empalme se hace una analogía a la sección 4.13 de este capítulo (Ver Figura 4.25), aplicando los mismos criterios de diseño ahí descritos para soldadura de ranura de penetración completa CJP.

⁴⁶ Vinnakota Sriramulu, 2006, "Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD", 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp775

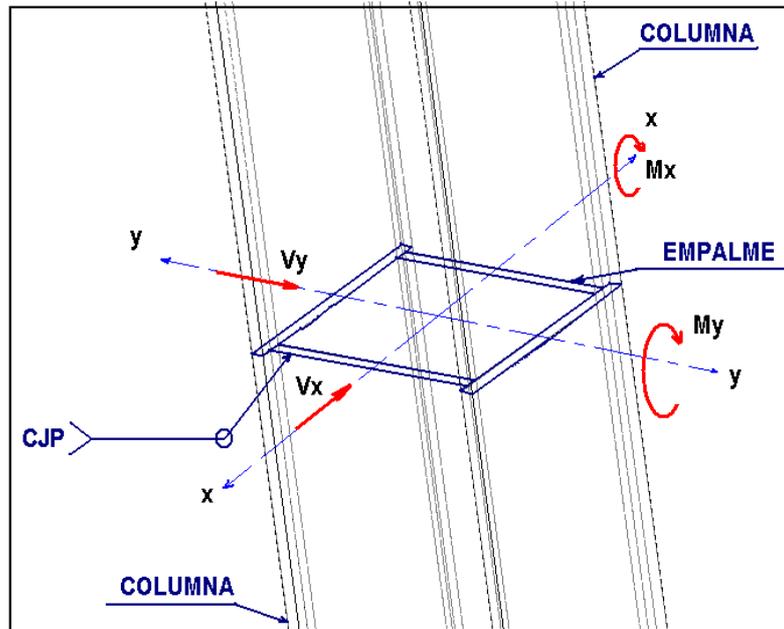


Figura 4.36 Parámetros y detalle de empalme de columna armada.

4.15.1 DISEÑO DE EMPALME COLUMNA-COLUMNA

Para el diseño de esta columna se tiene los siguientes datos proporcionados por el software ETABs 9.5.

- Columna crítica C7, Nivel 1, Perfil 200X200X12 mm
- $M_x = M_u = 521,45 \text{ klb-in}$
- $M_y = 3,713 \text{ klb-in}$
- $V_x = 0,061 \text{ klb}$
- $V_y = V_u = 8,176 \text{ klb}$

Las propiedades de esta sección las proporciona el software ETABs 9.5:

- $A = 13,986 \text{ in}^2$
- $I_x = 128,22 \text{ in}^4$
- $I_y = 110,16 \text{ in}^4$
- $S_x = 32,57 \text{ in}^3$
- $S_y = 27,98 \text{ in}^3$
- $r_x = 3,03 \text{ in}$
- $r_y = 2,81 \text{ in}$
- $Z_x = 38,87 \text{ in}^3$
- $Z_y = 36,29 \text{ in}^3$

Tensión Columna Patín-Patín

Primero se debe encontrar la fuerza $P_{uf} = R_u$ que soporta el cordón de soldadura CJP:

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d_m} \quad (4.26)$$

Donde:

$$d_m = 188 \text{ mm}$$

Calculando P_{uf} .

$$P_{uf} = V = \frac{521,45}{(188/25.4)} = 70,45 \text{ klb}$$

La resistencia de diseño de la soldadura de ranura esta dada por:

$$R_d = \text{mín}[R_{dw}, R_{dBM}] \quad (4.13)$$

Para tensión o compresión normal al área efectiva, tensión o compresión paralela al eje de la soldadura:

$$R_{dw} = 0,9(0.6F_{yw})t_e L_w \quad (4.14)$$

$$R_{dBM} = 0,9(0.6F_{yBM})t_e L_w \quad (4.15)$$

Donde $t_e = 12 \text{ mm}$; $L_w = 200 \text{ mm}$; y según la Tabla J2.5 de la AISC 2005, quien gobierna el diseño es el metal base, entonces:

$$A_{BM} = \text{Área del patín} = L_w * t_e = 12 * 200 = 2400 \text{ mm}^2$$

$$F_{yBM} = 36 \text{ Ksi}$$

Calculando R_{dBM} del material base se tiene:

$$R_{dBM} = 0,9 * 0,6 * 36 * (2400/25.4^2) = 72,32 \text{ Klb}$$

La resistencia de diseño de la soldadura de ranura CJP es:

$$R_{dw} = 0,9(0.6F_{yw})t_e L_w$$

Donde $F_{yw} = 48 \text{ ksi}$ (Tabla 2 AWS A5.1 91):

$$R_{dw} = 0,9(0.6 * 48) * (2400/25.4^2) = 96,42 \text{ klb}$$

Por lo tanto la resistencia a la tensión de la soldadura de ranura del metal base es la de menor valor.

$$\frac{P_{uf}}{R_{dBM}} = \frac{70,46}{72,32} = 0,97$$

Por lo tanto la relación anterior establece que $R_{dBM} > P_{uf}$, por lo tanto la soldadura de ranura CJP cumple con la resistencia a la tensión en el área efectiva.

Cortante Columna Patín-patín

Donde la fuerza cortante $V_u = 8,176$ klb

Para cortante en el área efectiva:

$$R_{dw} = 0,8(0.6F_{yw})t_eL_w \quad (4.16)$$

$$R_{dBM} = 0,9(0.6F_{yBM})t_eL_w \quad (4.17)$$

Para cortante en la soldadura:

$$R_{dw} = 0,8(0.6 * 48) * \left(\frac{2400}{25.4^2} \right) = 85.7 \text{ klb}$$

Para cortante en el metal base:

$$R_{dBM} = 0,9(0.6 * 36) * \left(\frac{2400}{25.4^2} \right) = 72,32 \text{ klb}$$

Donde la resistencia al cortante de la soldadura de ranura de menor valor es la resistencia de cortante del metal base.

$$\frac{V_u}{R_{dBM}} = \frac{8,176}{72,32} = 0,11$$

Por lo tanto la relación anterior establece que $R_{dBM} > V_u$, por lo tanto la soldadura de ranura CJP cumple con la resistencia a de cortante en el área efectiva.

Cortante Columna Alma-Alma

Donde la fuerza cortante $V_u = 8,176$ klb

Para cortante en el área efectiva:

$$R_{dw} = 0,8(0.6F_{yw})t_eL_w \quad (4.16)$$

$$R_{dBM} = 0,9(0.6F_{yBM})t_eL_w \quad (4.17)$$

Donde $t_e = 12$ mm ; $L_w = 176$ mm

El área efectiva = 2112 mm²

Para cortante en la soldadura:

$$R_{dw} = 0,8(0.6 * 48) * \left(\frac{2112}{25.4^2} \right) = 75,42 \text{ klb}$$

Para cortante en el metal base:

$$R_{dBM} = 0,9(0,6 * 36) * \left(\frac{2112}{25,4^2} \right) = 63,64 \text{ klb}$$

Donde la resistencia al cortante de la soldadura de ranura de menor valor es la resistencia de cortante del metal base.

$$\frac{V_u}{R_{dBM}} = \frac{8,176}{63,64} = 0,13$$

Por lo tanto la relación anterior establece que $R_{dBM} > V_u$, por lo tanto la soldadura de ranura CJP cumple con la resistencia a de cortante en el área efectiva.

4.15.2 DIMENSIONES DE SOLDADURA

Los valores calculados para la soldadura intermitente de vigas de sección armada se muestran en la tabla 4.6:

DESCRIPCIÓN DE SOLDADURA CJP PARA EMPALMES DE COLUMNAS (Todo en mm)	
FUERZA FACTORIZADA P_{uf}	70,46 klb
RESISTENCIA MÍNIMA DE SOLDADURA DE RANURA CJP	72,32 klb
RELACIÓN (P_{uf}/CJP)	0,97
LONGITUD TOTAL DE SOLDADURA (Todo alrededor)	752
ESPESOR DE PLACA	12

Tabla 4.6 Descripción soldadura CJP para empalmes de columnas

4.15.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los datos anteriormente expuestos se analiza lo siguiente:

- Los empalmes de todas las columnas 200x200x12 serán unidas mediante las características de soldadura descritas en la tabla 4.5, con soldadura de penetración completa CJP soldada directamente de columna a columna.

4.16 DISEÑO DE SOLDADURA INTERMITENTE COLUMNAS DE SECCIONES ARMADAS⁴⁷

Para el diseño de esta columna se tiene los siguientes datos proporcionados por el software ETABs 9.5.

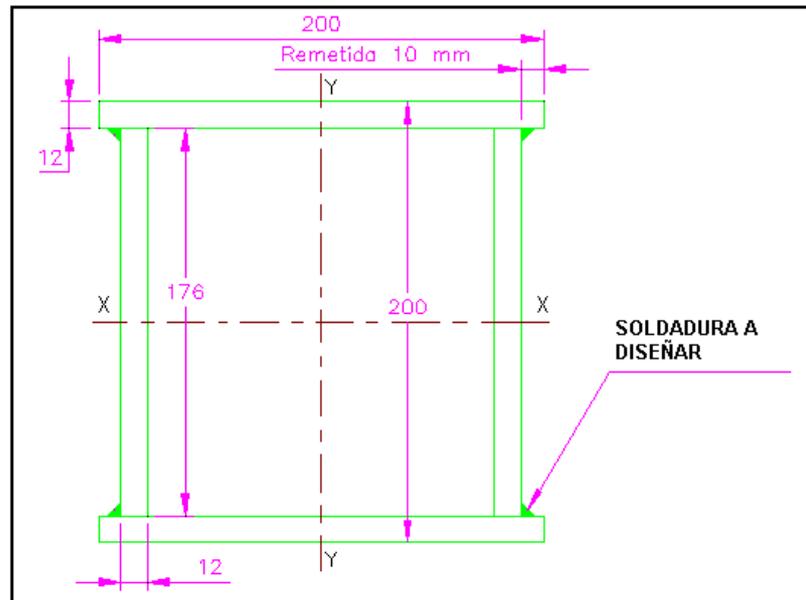


Figura 4.37 Soldadura intermitente de columnas armadas 200x200x12.

- Columna crítica C7, Nivel 1, Perfil 200X200X12 mm (Ver Figura 3.24)
- $V = 70,47$ klb (Ver Sección 4.15.1)

Las propiedades de esta sección las proporciona el software ETABs 9.5:

- $A = 13,986$ in²
- $I_x = 128,22$ in⁴
- $I_y = 110,16$ in⁴
- $S_x = 32,57$ in³
- $S_y = 27,98$ in³
- $r_x = 3,03$ in
- $r_y = 2,81$ in
- $Z_x = 38,87$ in³
- $Z_y = 36,29$ in³

⁴⁷ McCormac Jack C, 2002, "Diseño de estructuras de acero Método LRFD", 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México, pp6171

Resistencia de diseño de la soldadura

Para el diseño de esta soldadura se debe tener en cuenta los siguientes parámetros:

- $A' = 2400 \text{ mm}^2$
- $y' = 94 \text{ mm}$

Si q_{sv} es el flujo de cortante en la superficie de contacto, se tiene:

$$2W_d \geq q_{sv} = \frac{VA'\bar{y}'}{I} \quad (4.28)$$

Calculando q_{sv} se tiene:

$$q_{sv} = \frac{VA'\bar{y}'}{I} = \frac{70,47 * \left(\frac{2400}{25,4^2}\right) * \left(\frac{94}{25,4}\right)}{110,16} = 8,81 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

La resistencia de diseño del metal de aportación para una soldadura de filete está dada por:

$$R_{dw} = 0,75(0,6F_{EXX})t_e L_w \quad (4.9) \quad \text{Fuente: Tabla J2.5 (cont.) AISC 2005}$$

$$\text{De donde } W_d = \frac{R_{dw}}{L_w}$$

$$W_d = 0,75(0,6F_{EXX})t_e = 0,75 * 0,6 * 60 * w * \sin 45$$

Por lo tanto debe cumplir con lo establecido en la ecuación 4.28;

$$2W_d \geq q_{sv} = \frac{VA'\bar{y}'}{I} \quad (4.28)$$

Entonces:

$$2W_d \geq 8,81 \frac{\text{klb}}{\text{in}} \Rightarrow 2(0,75 * 0,6 * 60) * w \sin 45 \geq 8,81 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

De aquí podemos hallar el valor del tamaño de pierna w necesario para este tipo de soldadura de sección armada.

$$w \geq \frac{8,81}{2 * 0,75 * 0,6 * 60 * \sin 45} \geq 0,23 \text{ in} = 5,84 \text{ mm}$$

El espesor de las placas a soldar es de 12 mm , es decir que podemos usar un tamaño mínimo de pierna de soldadura $w = 5 \text{ mm}$ (Tabla J2.4 AISC 2005), por lo tanto se usara un tamaño de pierna de soldadura de filete de 6 mm.

Por lo tanto la resistencia de soldadura de filete por unidad de longitud intermitente W_d queda como sigue:

$$W_d = 0,75(0,6F_{EXX})t_e = 0,75 * 0,6 * 60 * \left(\frac{6}{25,4}\right) * \sin 45 = 4,51 \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

Y para un valor de $L_{iw} = \text{ancho máx de cara de columna} = 200 \text{ mm}$, pero para propósito de diseño se establece una longitud de 400 mm de longitud efectiva de soldadura de filete y se tiene una resistencia de diseño R_d :

$$R_{dw} = 0.75(0.6F_{EXX})t_eL_w$$

Donde, $L_{iw} = L_w = 300 \text{ mm}$

$$R_{dw} = 0.75(0.6 * 60) * \left(\frac{6}{25.4}\right) * \left(\frac{400}{25.4}\right) * \sin 45 = 71.02 \text{ klb}$$

$$\frac{V}{R_{dw}} = \frac{70.47}{71.02} = 0.99$$

Por lo tanto la relación anterior establece que $R_{dw} > V$, entonces la soldadura de filete intermitente cumple con los requisitos necesarios para sección armada.

Paso longitudinal mínimo de la soldadura intermitente:

$$p_{iw} \leq \frac{(2W_d L_{iw})I}{VA\bar{y}^2} \quad (4.29)$$

$$p_{iw} \leq \frac{2 * 4.51 * \left(\frac{400}{25.4}\right) * 110.16}{70.47 * \left(\frac{2400}{25.4^2}\right) * \left(\frac{94}{25.4}\right)} = 16.13 \text{ in} = 409.7 \text{ mm}$$

Este valor es una referencia para ubicar cordones de soldadura separados a una distancia mínima, y de acuerdo con la sección E2.6 de la AISC 2005 el espaciamiento de cordones (Ver Figura 4.22) es de un valor de $0.75\sqrt{E/F_y}$ veces el espesor de placa mínimo a soldar (espesor de placa = 12 mm).

Por lo tanto el espaciamiento entre cordones será de:

$$\text{espaciamiento cordones} = 12 * 0.75 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 255 \text{ mm}$$

Para ubicar la misma cantidad de cordones de soldadura intermitentes y de extremo a extremo en la columna, se espaciara los cordones un valor de 9 mm, con un paso longitudinal de soldadura intermitente de 409 mm ya que este valor concuerda con el valor mínimo que debe ser de 255 mm de paso longitudinal.

4.16.1 DIMENSIONES DE SOLDADURA

Los valores calculados para la soldadura intermitente de vigas de sección armada se muestran en la tabla 4.7:

DESCRIPCIÓN DE SOLDADURA INTERMITENTE PARA COLUMNAS DE SECCIÓN ARMADA (Todo en mm)	
FUERZA CORTANTE MÁXIMA FACTORIZADA (V)	70,47 klb (VER SECCIÓN 4.15.1)
RESISTENCIA DE LA SOLDADURA DE FILETE (Rdw)	71,02 klb
RELACIÓN (V/Rdw)	0,99
LONGITUD EFECTIVA DE SOLDADURA	400
PASO LONGITUDINAL ENTRE CORDONES	409
ESPACIAMIENTO ENTRE CORDONES	9
TAMAÑO DE PIERNA DE SOLDADURA	6
ESPESOR MÍNIMO DE PLACA	12

Tabla 4.7 Descripción soldadura CJP para empalmes de columnas

4.16.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los datos anteriormente expuestos se analiza lo siguiente:

- Para todas las columnas de sección armada 200X200X12 se usara el mismo tipo de soldadura intermitente.
- La longitud de soldadura intermitente será de 400 mm con un tamaño de pierna de soldadura de filete de 6 mm, y la separación entre cordones será de 9 mm.
- La relación de resistencias (V/Rdw) nos da un valor de 0.99, se podría decir que la soldadura estaría al limite pero la especificación AISC permite valores de diseño dentro de un rango de 0.9 y 1.1.

4.17 PLACAS DE MÉNSULA⁴⁸

Se emplean placas triangulares de ménsula en estructuras como ménsulas de apoyo para transferir cargas de una viga separada a una columna, así como placas de unión en base de columnas pesadas (Ver Figura 4.38) y como atiesadores.

⁴⁸ Vinnakota Sriramulu, 2006, "Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD", 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp763

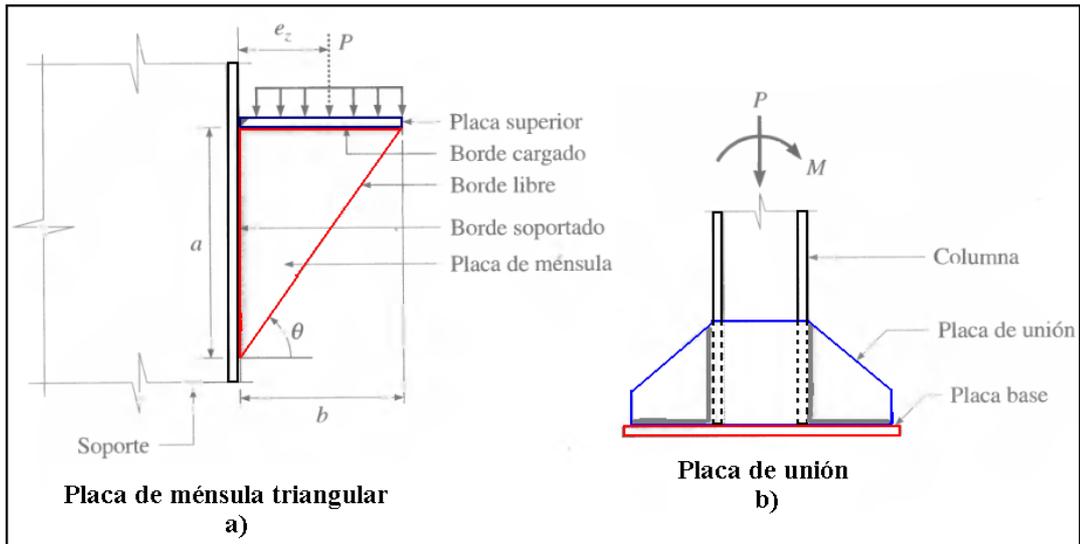


Figura 4.38 Atiesadores de placa.

En armaduras soldadas, las conexiones entre miembros adyacentes de una junta pueden hacerse en ocasiones a tope o por traslape, mientras que en armaduras atornilladas, la conexión debe hacerse, por lo general, por medio de una placa llamada placa de unión. Una sola placa en cada junta suele ser adecuada para armaduras con carga ligera y viguetas de armadura. En esencia las dimensiones laterales de una placa de unión se determinan mediante los requisitos del conector de los miembros. Es decir, se calcula la longitud de las soldaduras que sean necesarias en cada uno de los miembros de conexión y solo se hace la placa de tamaño suficiente para acomodarlos. Las placas de unión deben tener el espesor adecuado para resistir cargas cortantes, directas y de flexión que actúan sobre la parte o las secciones más débiles o críticas. Las resistencias de diseño se calculan con base en la suposición de que son validas las formulas elementales para vigas (las secciones planas permanecen planas, etc.). cuando elementos de conexión, tales como las placas de unión, son grandes, en comparación con las juntas atornilladas o soldadas dentro de ellas, el ancho efectivo de la placa de unión puede limitar las áreas totales y neta de la placa de unión a una dimensión menor a su ancho total (ver Figura 4.39), así:

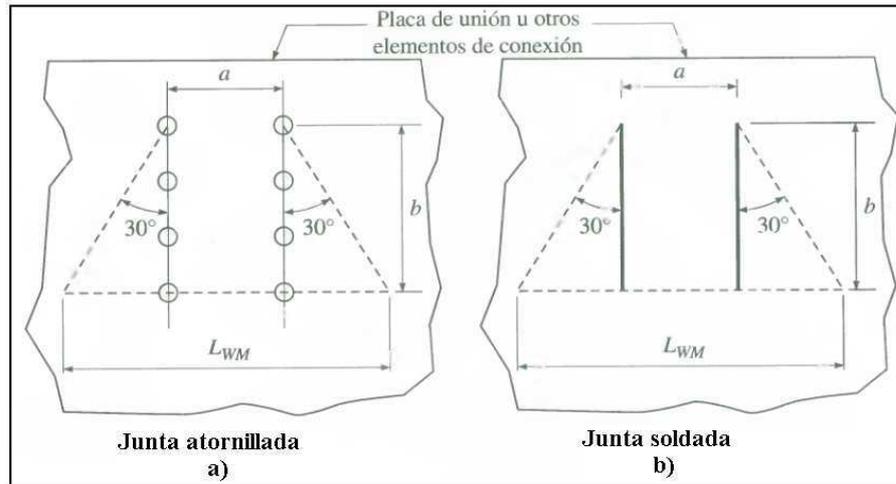


Figura 4.39 Ilustración del ancho efectivo de placa de unión.

Donde:

$$L_{WM} = a + 2b \sin(30) \quad (4.30)$$

Debe limitarse la relación ancho-espesor del borde libre de la placa de unión en esa parte, para evitar pandeo local prematuro de la placa. La especificación AASHTO requiere que un borde no soportado de una placa de unión sea rígido si es más largo que $\sqrt{E/F_y}$, esto da como resultado un valor de 58t para acero A-36 y 49t para acero grado 50.

4.17.1 DISEÑO DE MÉNSULAS PARA BASE DE COLUMNAS

La disposición o el número de ménsulas que se ubiquen por columna debe corresponder al grado de resistencia necesaria que necesita soportar dicho elemento según las cargas aplicadas (Ver Figura 4.40).

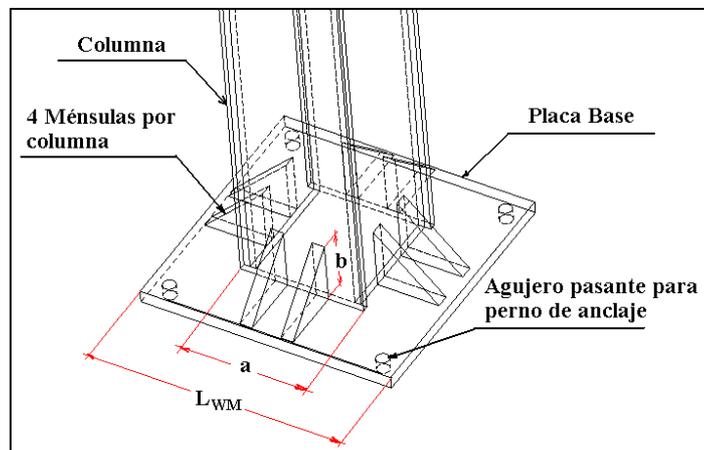


Figura 4.40 Disponibilidad de apoyos ménsulas.

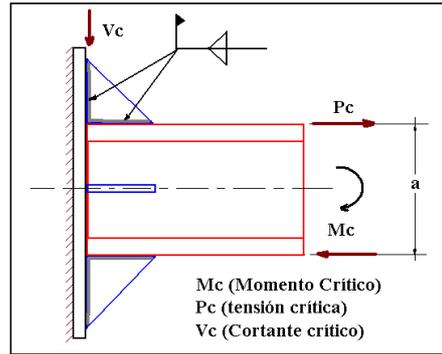


Figura 4.41 Analogía de Ménsula a viga.

Se analizara con un número de 8 ménsulas por columna como apoyos de ayuda para restringir las cargas que ocasionen volteo a la columna, y tal como se vio en la sección 4.16 de este capítulo, se analizara las ménsulas como soportes de vigas (ver Figura 4.40).

Ménsula-Placa base

Para el diseño de las soldaduras de filete que unirán las ménsulas a la placa base, se cuenta con el momento crítico M_c que proporciona el software ETABS 9.5:

- Columna crítica C7, Nivel 2, Perfil 200X200X10 mm
- $M_x = M_u = 521,45 \text{ klb-in}$
- $M_y = 3,713 \text{ klb-in}$
- $V_x = 0,061 \text{ klb}$
- $V_y = V_u = 8,176 \text{ klb}$

Primero se debe hallar el valor de P_c , que será el esfuerzo de tensión que debe soportar la soldadura de filete, se debe tener en cuenta que esta tensión es normal a la soldadura de filete.

$$P_c = \frac{M_c}{a} = \frac{521,45}{7,87} = 66,22 \text{ klb}$$

Como son cuatro soldaduras de filete, cada una de ellas debe soportar una carga de $P_c/4$, es decir deben soportar una carga de 16,55 klb.

La parte principal de este diseño es hallar el valor de la longitud efectiva de soldadura L_w necesario que soporte dicha carga de 16,55 klb. Para este cálculo se asume un espesor de ménsula de 10 mm ó 0,39 in, con lo que se puede usar

un tamaño mínimo de pierna de soldadura de 3/16 in (5 mm) tal como lo prescribe la AISC 2005 en la Tabla J2.5. Por lo tanto se usara un tamaño de pierna de soldadura de 8 mm.

La resistencia de diseño del metal de aportación para una soldadura de filete está dada por:

$$R_{dw} = 0.75(0.6F_{EXX})t_e L_w \quad (4.9) \quad \text{Fuente: Tabla J2.5 (cont.) AISC 2005}$$

$$\text{Donde } t_e = w * \sin(45) \quad y \quad R_{dw} = P_c/4 = 16,55 \text{ klb}$$

$$R_{dw} = 0.75(0.6 * 60) * \left(\frac{8}{25.4}\right) * \sin(45) L_w = 16,55 \text{ klb}$$

Despejando L_w se tiene:

$$L_w = \frac{16,55}{0.75(0.6 * 60) * \left(\frac{8}{25.4}\right) * \sin(45)} = 2,75 \text{ in}$$

Por lo tanto la longitud efectiva de la soldadura de filete L_w debe ser mayor a 2,75 in ó mayor a 70 mm, por lo tanto se opta por escoger una longitud efectiva de soldadura de 75 mm, por lo tanto el valor de:

$$L_{WM} = 2 * 75 + 200 = 350 \text{ mm}$$

Entonces re calculando R_{dw} se tiene:

$$R_{dw} = 0.75(0.6 * 60) * \left(\frac{8}{25.4}\right) * \sin(45) * \left(\frac{75}{25.4}\right) = 17,76 \text{ klb}$$

$$\frac{P_c/4}{R_{dw}} = \frac{16,55}{17,76} = 0,93$$

Por lo tanto esta soldadura de filete cumple con la resistencia a cortante.

Entonces el valor de b será igual a:

$$L_{WM} = a + 2b \sin(30) \quad (4.30)$$

$$b = \frac{350 - 200}{2 \sin(30)} = 150 \text{ mm} = 5,9 \text{ in}$$

Cuando la carga se encuentra en la misma dirección que el eje de la soldadura, también debe investigarse el material base para verificar su capacidad a cortante.

La resistencia de diseño a la ruptura por cortante del material base adyacente está dada en la sección J4.2 de la especificación AISC 2005 como:

$$R_{dBM1} = 0.75(0.6F_{uBM})t_p L_w \quad (4.10) \quad (\text{EC J4-4 AISC 2005})$$

$$\text{Donde } L_w = 150 \text{ mm} = 5,9 \text{ in y } t_p = 10 \text{ mm} = 0,39 \text{ in}$$

$$R_{dBM1} = 0.75(0.6 * 58) * \left(\frac{10}{25.4}\right) * \left(\frac{150}{25.4}\right) = 60,68 \text{ klb}$$

La resistencia de diseño a la fluencia en cortante del metal base adyacente esta dada por la sección J4.2 de la AISC 2005 como:

$$R_{dBM2} = 1.0(0.6F_{yBM})t_pL_w \quad (4.11) \quad (\text{EC J4-3 AISC 2005})$$

$$R_{dBM2} = 1.0(0.6 * 36) * \left(\frac{10}{25.4}\right) * \left(\frac{150}{25.4}\right) = 50.22 \text{ klb}$$

La resistencia de diseño a cortante del metal base se puede escribir como:

$$R_{dBM} = \text{mín}[R_{dBM1}, R_{dBM2}] \quad (4.12)$$

Por lo tanto la resistencia de cortante de la soldadura de filete del metal base es la resistencia a la fluencia por cortante con un valor de 49,7 klb.

Entonces:

$$\frac{P_c/4}{R_{dBM2}} = \frac{16,55}{50.22} = 0,33$$

Por lo tanto el material base cumple con la resistencia por cortante.

4.17.2 DIMENSIONES DE SOLDADURA

Los valores calculados para la soldadura de ménsulas se muestran en la tabla 4.8:

DESCRIPCIÓN DE SOLDADURA PARA MÉNSULAS DE COLUMNA	
TENSIÓN CRITICA A SOPORTAR P_c	66,22 klb
TENSIÓN POR FILETE DE SOLDADURA $P_c/4$	16,55 klb
RESISTENCIA DE SOLDADURA DE R_d	17,76 klb
RELACIÓN $(P_c/4)/R_d$	0,93
TAMAÑO DE PIERNA DE SOLDADURA w	8
BASE MÉNSULA	75
ALTURA MÉNSULA	150
ESPESOR PLACA	10
ÁNGULO	27

Tabla 4.8 Descripción soldadura CJP para empalmes de columnas

4.17.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los datos anteriormente expuestos se analiza lo siguiente:

- Se define un total de 8 ménsulas por columna, ya que con ese numero de apoyos se consigue resistir la tensión crítica P_c de 66.22 klb.

- La tensión crítica P_c se divide en cuatro tensiones de filete de soldadura definida en 16.55 klb.
- Se usara un tamaño de pierna de soldadura de filete de 8 mm, con una longitud de 75 y 150 mm para la ménsula, con un espesor de placa de 10 mm.

CAPITULO 5

PROCESOS PARA LA FABRICACIÓN Y MONTAJE

5.1 FABRICACIÓN⁴⁹

Fabricar tiene un significado amplio: significa partir de materias primas, productos semielaborados y componentes de mercado y construir un producto o una máquina lo que engloba, como mínimo, los dos tipos de actividades siguientes:

- a) Conformación de piezas
- b) Montaje del producto

5.1.1 CONFORMACIÓN DE PIEZAS

Consiste en dar forma a las piezas y a los componentes básicos de un producto por medio de una gran diversidad de procesos (fundición, forja, laminación, deformación, sinterizado, mecanizado, extrusión, inyección, tratamientos térmicos, recubrimientos, etc.) y también realizar primeras composiciones y uniones permanentes (calar ejes, rebordonar, soldar por puntos, al arco, por ultrasonidos, escolar, etc.) para formar componentes básicos.

5.1.2 MONTAJE DEL PRODUCTO

Consiste en componer el producto a partir de las piezas y componentes elementales y comprende operaciones de inserción, de referencia, de unión (fundamentalmente desmontables según sea el caso), pero también operaciones de puesta a punto y ajuste, de llenado de fluidos, de inicialización y, por último, de comprobación del correcto funcionamiento del conjunto.

Las investigaciones sobre nuevas tecnologías de fabricación están avanzando en dos direcciones opuestas: por un lado, se trabaja para aproximar los medios de

⁴⁹ Riba i Romeva C, 2002, "Diseño de concurrente", ETSEIB – UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña, pp140

prensión y la percepción e inteligencia artificial a las capacidades humanas; y por otro lado, se están desarrollando nuevas concepciones y metodologías en las que se minimice las necesidades de estas capacidades (componentes con simetrías, ordenación de las piezas, paletización, cadenas de montaje integradas).

5.1.3 ORDENACIÓN DE LAS PIEZAS

Dadas las limitaciones de los actuales sistemas automatizados en relación a las capacidades humanas, uno de los principales objetivos de la manipulación y fijación de las piezas en los procesos de fabricación, tanto en la conformación como en el montaje, es mantener el orden de las piezas, o sea, su posición y orientación.

Los principales sistemas para evitar la pérdida del orden en los procesos de conformación y montaje son:

- a) Fabricación en cadena, ya que existe un flujo continuo de piezas que mantienen la referencia en las distintas fases del proceso.
- b) Células de fabricación, propugnadas por la tecnología de grupos, ya que se suele disponer de un robot de alimentación que mantiene las referencias.
- c) Paletización, (Ordenación de las piezas en cajas especiales), lo que permite conformar y montar series medianas y grandes de piezas en procesos discontinuos sin que se pierdan las referencias, pero obliga a invertir en palets a medida.
- d) Sistemas de alimentación, dispositivos capaces de alimentar ordenadamente materiales (barras en un torno de decoletaje) o piezas (tornillos o remaches, en procesos automáticos de unión). Generalmente se realizan a medida.

5.1.4 SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS PARA LA CONFORMACIÓN Y MANIPULACIÓN

El diseñador puede tener una gran influencia en los costos y tiempos de fabricación, así como en la calidad de los productos. En efecto, las decisiones que va tomando sobre materiales, formas, dimensiones, tolerancias, acabados superficiales, componentes y uniones, afectan a aspectos tan determinantes como:

- El tipo de proceso de fabricación necesario.
- Las maquinas, los útiles y los instrumentos de medida utilizados.
- Los requerimientos de manipulación, transporte interior y almacenamiento.
- La elección entre fabricación propia y subcontratación.
- La posibilidad de utilizar productos semielaborados.
- Los procedimientos de control.

En este sentido son de gran utilidad las guías de referencia para orientar el diseño para la conformación, relacionadas con los principales procesos de fabricación. A continuación se presenta la guía de referencia para el diseño de conjuntos soldados (Ver Tabla 5.1).

Recomendaciones	Etapas	Efectos
Procurar que el conjunto esté formado por las mínimas piezas y los mínimos cordones de soldadura	D, P	C
Prever la situación de los cordones de soldadura para facilitar el acceso de las herramientas de soldar	D, U	C, Q
Evitar la acumulación de soldaduras en un punto	D	Q
Disponer el conjunto de forma que las tensiones de contracción sean las mínimas	D, P	Q
Facilitar el posicionado relativo de las pieza antes de la soldadura. En todo caso, prever los utillajes	D, P	Q

Tabla 5.1 Guía de referencia para el diseño de conjuntos soldados.

En la Tabla 5.1 se indica, para cada una de las recomendaciones, las etapas en las que tienen más incidencia (D = Diseño, U = Utilaje; P = Proceso y los efectos en los que tienen más repercusión (C = Costo, Q = Calidad).

5.1.5 FAMILIAS DE PIEZAS DE DISEÑO

Gracias a los atributos de diseño (formas geométricas, dimensiones), sus miembros presentan analogías en relación al diseño, lo que también puede redundar en ventajas en este campo. En efecto, a partir de una buena base de datos de familias de piezas de una empresa es fácil la búsqueda de piezas similares que, o bien cubren directamente la una necesidad (se evita crear una nueva pieza), o bien facilitan su diseño en base a pequeñas modificaciones.

5.2 OPERACIONES

Para una adecuada fabricación y montaje de los componentes, la estructura o el sistema debe tener en cuenta las siguientes operaciones:

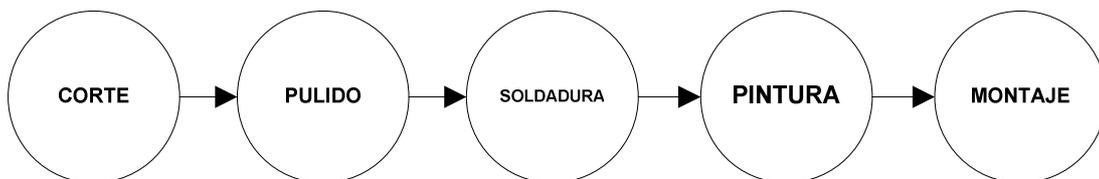


Figura 5.1 Diagrama de operaciones.

Cada operación de la Figura 5.1 conlleva a una serie de procesos que están intercalados dentro del diagrama, procesos que son indispensables para el desarrollo del proyecto, tal como se presenta en el siguiente diagrama de flujo (Ver Figura 5.2).

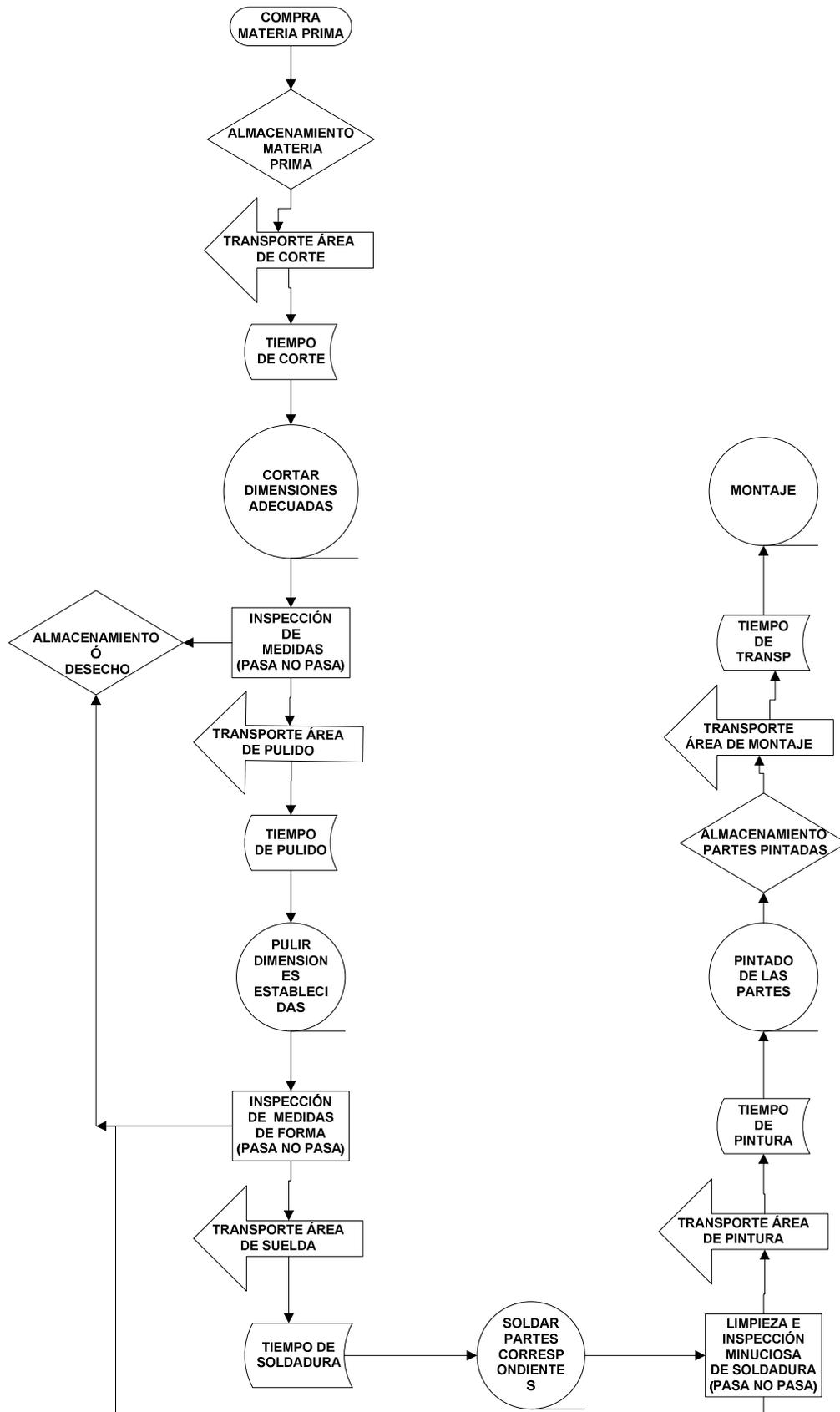


Figura 5.2 Diagrama de flujo de operaciones.

5.3 PREPARACIÓN DE MATERIAL

La preparación de los elementos que conforman la estructura consiste en seguir cada proceso u operación descrita en la Figura 5.2, como son, por ejemplo el corte de materia prima a las dimensiones requeridas y el ensamblado o unión con soldadura por arco de cada pieza para formar los elementos estructurales (vigas, columnas, pernos de anclaje, etc.) preestablecidos antes de llegar al montaje en su conjunto de la estructura mediante conexiones soldadas de campo.

5.3.1 CORTE DE MATERIAL

La materia prima o el Acero A-36 a usar para la fabricación de vigas, columnas, placas, ménsulas, etc. Necesitan tener geometrías o dimensiones adecuadas para ensamblarlas en su conjunto además de resistir las combinaciones de carga aplicadas, y para ello el material debe ser cortando con algún proceso de corte como cizallamiento o con el sistema oxiacetileno.

5.3.1.1 SISTEMA OXIGAS⁵⁰

Se es posible cortar grandes espesores de acero por medio de procesos de corte térmico como son:

- Corte a gas
- Corte plasma
- Corte a láser
- Corte con agua, etc.

El proceso que se va a describir en esta sección es el proceso de corte térmico a gas usando las técnicas metalúrgicas del oxicorte (ver Figura 5.3). El término oxicorte indica la operación de seccionamiento o corte del acero por medio de un soplete alimentado por un gas combustible (Acetileno C_2H_2) y oxígeno O_2 . Esta operación se basa en la reacción fuertemente exotérmica de la oxidación del hierro en presencia de oxígeno. Efectivamente, un hilo de hierro llevado a la

⁵⁰ INDURA, “Catálogo de productos y procesos de soldadura”, pp94

temperatura de rojo y puesto en presencia de oxígeno puro, arde rápidamente, continuando la combustión por la reacción de oxidación. Para que un metal pueda experimentar esta operación deben cumplirse dos condiciones:

- Que la reacción de oxidación sea exotérmica
- Que el óxido formado tenga una temperatura de fusión inferior a la del metal.



Figura 5.3 Ilustración Oxicorte.

5.3.1.2 EQUIPO OXICORTE

Es el conjunto de elementos que, agrupados, permiten el paso de gases (Oxígeno-Acetileno) hasta un soplete en cuyo interior se produce la mezcla. La misma, en contacto con una chispa, produce una combustión, base del sistema oxiacetilénico.

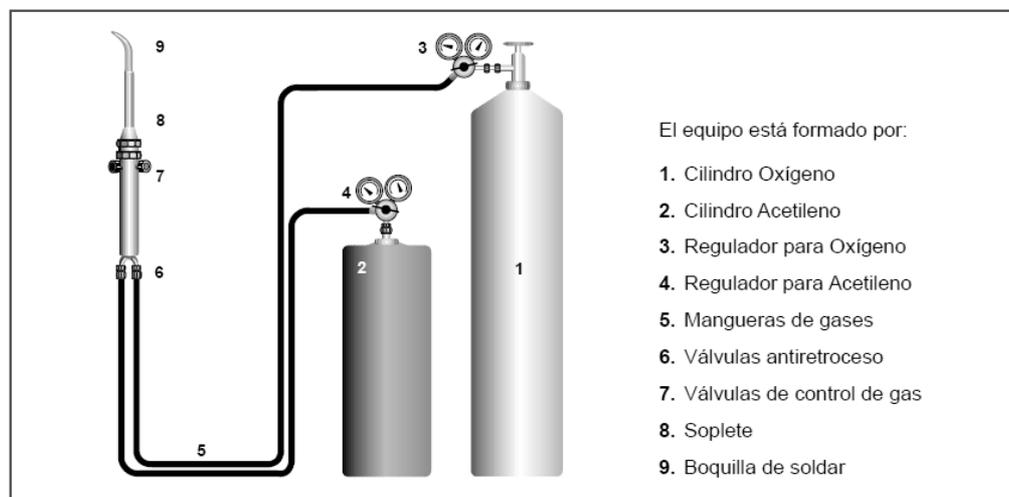


Figura 5.4 Equipo de corte oxiacetileno.

El corte acetilénico se utiliza una llama oxidante, con exceso de oxígeno y se reconoce por su llama corta y su sonido más agudo. El soplete de corte se compone, en principio de un soplete ordinario que permite calentar un punto del acero a la temperatura de corte es decir de 1200 a 1300 °C y de un dispositivo que aporta el oxígeno necesario para la oxidación del hierro; a este último se le da el nombre de oxígeno de corte, mientras que a la llama del soplete destinada a mantener la reacción, se le da el nombre de llama de calefacción.

La tabla siguiente da las características de ejecución de cortes con llama oxiacetilénica para espesores de acero variado entre los 5 y 125 mm.

Espesores a cortar (mm)	Diámetro de la boquilla de corte (1/10)	Presión de oxígeno (kg/cm ²)	Velocidad de avance (m/h)		Consumo	
			mano	máquina	De oxígeno por metro de corte	De acetileno por metro de corte
5	6	1	20	25	60	14
8	8	1.5	17.5	22	96	16
10	10	1.5	15	20	120	20
12	10	1.75	13		145	24
15	10	2.0	12		185	26
20	10	2.5	11	16	250	32
25	15	2.0	10	14	325	36
30	15	2.5	9.5		400	40
35	15	3	9		480	46
40	20	3	8.5		560	55
50	20	3.5	7	10.5	750	80
75	25	4	6		1275	125
100	30	4	5	7.5	1500	150
125	30	5	3 a 4	7	2000	175

Tabla 5.2 Ejecución de cortes con llama oxiacetilénica.

5.3.1.3 VENTAJAS DEL PROCESO

El proceso oxiacetilénico posee las siguientes ventajas:

- Poder calórico elevado
- Gran temperatura de calefacción, por tanto cebado rápido
- Velocidad de corte elevada
- Llama de calefacción económica
- Flexibilidad de la llama

- Regulación fácil
- Profundidad de corte hasta 700 mm
- Equipo es portátil
- Puede ser usado en cualquier posición

5.3.1.4 DESVENTAJAS DEL PROCESO

El proceso oxiacetilénico presenta las siguientes desventajas:

- Gran concentración de calor que puede generar una fusión de frenado y retraso del corte
- Presencia obstructora del CO, es necesario un ligero exceso de oxígeno
- Para grandes consumos, necesidad de acetileno disuelto, precio más elevado.

5.3.2 PARÁMETROS DE SOLDADURA⁵¹

De lo establecido en la sección 4.5 del capítulo 4, se usará soldadura por arco manual (SMAW) para la unión de las partes que forman las componentes de la estructura.

5.3.2.1 SISTEMA ARCO MANUAL

El sistema de soldadura de arco manual, se define como el proceso en que se unen dos metales mediante una fusión localizada, producida por un arco eléctrico entre un electrodo metálico y el metal base que se desea unir (Ver Figura 4.1).

5.3.2.2 ELECTRODO

El electrodo consiste en un núcleo o varilla metálica, rodeado por una capa de revestimiento, donde el núcleo es transferido hacia el metal base a través de una zona eléctrica generada por la corriente de soldadura (Ver Figura 4.1). Los tipos de electrodos se presentan en la siguiente tabla:

⁵¹ INDURA, "Catálogo de productos y procesos de soldadura", pp25

Clasificación AWS	Tipo de Revestimiento	Corriente y Polaridad	Posición a soldar
E-6010	Celulósico Sódico	CC.EP.	P.V.SC.H.
E-6011	Celulósico Potásico	CA.CC.EP.	P.V.SC.H.
E-6012	Rutilico Sódico	CA.CC.EN.	P.V.SC.H.
E-6013	Rutilico Potásico	CA.CC.AP.	P.V.SC.H.
E-7014	Rutilico H.P.	CA.CC.AP.	P.V.SC.H.
E-7015	Rutilico Sódico B.H.	CC.EP.	P.V.SC.H.
E-7016	Rutilico Potásico B.H.	CA.CC.EP.	P.V.SC.H.
E-7018	Rutilico Potásico B.H.-H.P.	CA.CC.EP.	P.V.SC.H.
E-6020	Oxido de Hierro	CA.CC.AP.	P.H. Filete
E-7024	Rutilico H.P.	CA.CC.AP.	P.H. Filete
E-7027	Oxido de Hierro H.P.	CA.CC.AP.	P.H. Filete
Nomenclatura	CC: Corriente Continua	EP: Electrodo Positivo	P: Plana
HP: Hierro en Polvo	CA: Corriente Alterna	EN: Electrodo Negativo	V: Vertical
BH: Bajo Hidrógeno	AP: Ambas Polaridades	SC: Sobrecabeza	H: Horizontal

Tabla 5.3 Tipo de electrodos.

5.3.2.3 REVESTIMIENTO

El revestimiento del electrodo, que determina las características mecánicas y químicas de la unión, está constituido por un conjunto de componentes minerales y orgánicos que cumplen las siguientes funciones:

1. Producir gases protectores para evitar la contaminación atmosférica y gases ionizantes para dirigir y mantener el arco.
2. Producir escoria para proteger el metal ya depositado hasta su solidificación.
3. Suministrar materiales desoxidantes, elementos de aleación de hierro en polvo.

5.3.2.4 PROCEDIMIENTO PARA SOLDAR ACEROS AL CARBONO

- Los mejores resultados se obtienen manteniendo un arco mediano, con lo que se logra una fusión adecuada, permitiendo el escape de gases además de controlar la forma y apariencia del cordón.
- Para filetes planos y horizontales, conviene mantener el electrodo en un ángulo de 45° respecto a las planchas, efectuar un pequeño avance y retroceso del electrodo en el sentido de avance. Con ello se logra una buena fusión al avanzar, se controla la socavación y la forma del cordón al retroceder al cráter.

- Para filetes verticales ascendentes, se mantiene el electrodo perpendicular a la plancha moviéndolo en el sentido de avance. El movimiento debe ser lo suficientemente rápido y la corriente adecuada para permitir alargar el arco y no depositar cuando se va hacia arriba, para luego bajar al cráter y depositar el metal fundido, controlando la socavación y ancho del cordón.

5.3.2.5 ELECTRODO CLASIFICACIÓN AWS E-6011

El electrodo E-6011 tiene un revestimiento tipo celulósico, para obtener soldaduras de óptima calidad, con corriente alterna o corriente continua. Es un electrodo con polvo de hierro revestido, permite una velocidad de depósito mayor y una aplicación más fácil. Su revestimiento produce una atmosfera protectora neutra, que protege el metal durante su fusión, y al mismo tiempo produce escoria suficiente para eliminar las impurezas.

5.3.2.5.1 USOS DEL ELECTRODO E-6011

Este electrodo tiene un campo de aplicación muy amplio, en especial cuando es necesario soldar en toda posición.

5.3.2.5.2 APLICACIONES TÍPICAS DEL ELECTRODO E-6011

- Estanques
- Estructuras metálicas
- Embarcaciones
- Calderia
- Obras de construcción
- Reparación de piezas y maquinarias.

La composición química del electrodo E-6011 y sus propiedades se presenta en la siguiente tabla:

Composición química (típica) del metal depositado:						
C 0,10%; Mn 0,55%; P 0,01%; S 0,02%; Si 0,24%						
Características típicas del metal depositado:						
Resultados de pruebas de tracción con probetas de metal de aporte (según norma AWS: A5.1-91):					Requerimientos según norma AWS: A5.1-91:	
Resistencia a la tracción : 66.800 lb/pulg ² (461 MPa)					60.000 lb/pulg ² (414 MPa)	
Limite de fluencia : 59.700 lb/pulg ² (412 MPa)					48.000 lb/pulg ² (331 MPa)	
Alargamiento en 50 mm. : 28%					22%	
Amperajes recomendados:						
Diámetro pulg.	Electrodo mm.	Longitud pulg.	Electrodo mm.	Amperaje		Electrodos x kg. aprox.
				min.	máx.	
3/32	2,4	12	300	50	90	81
1/8	3,2	14	350	80	120	37
5/32	4,0	14	350	120	160	26
3/16	4,8	14	350	140	220	18

Tabla 5.4 Composición química y propiedades del electrodo E-6011.

5.3.2.6 ESPECIFICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS)⁵²

El WPS (welding procedure specification) es un formato en el que se detallan todas las variables necesarias y suficientes para realizar una soldadura (Ver Anexo 14). Los datos contenidos en el WPS, deben permitir al soldador ajustar todos los parámetros de soldadura sin dejar nada a la libre interpretación.

Para facilitar su comprensión, se debe tener las siguientes consideraciones al realizar un WPS:

- Los datos afines se agrupan; por ejemplo al referirse al metal de aporte se debe aclarar la marca, la denominación comercial, la denominación AWS, el diámetro, es decir solo lo referente al material de aporte.
- El WPS debe numerarse y se debe mantener una concordancia en la numeración de todos los WPS's que se realicen dentro de un mismo proyecto.
- Todos los valores medibles deben ser tolerados, es decir deben estar dentro de un rango.

⁵² Laboratorio de soldadura, 2005; "Departamento de materiales y procesos de fabricación", pp34

- Se debe mantener concordancia con las unidades de medida utilizadas. Se recomienda utilizar los milímetros para longitudes y los ángulos decimales para las medidas angulares.
- El formato de WPS se debe adaptar al proceso de soldadura utilizado, y no el proceso al formato. No hay que olvidar que cada proceso tiene variables diferentes y que estas deben estar definidas claramente dentro del WPS.
- Si se cambia alguna de las variables esenciales en el WPS, el mismo debe describirse y recalificarse.
- El esquema es la mejor manera de detallar la junta. Este debe ser claro y representado en corte de la sección de soldadura, no en tres dimensiones.
- Siempre debe existir un cuadro de notas, mismas que deben ser cortas y aclaratorias de aspectos no tratados en el WPS.

5.3.3 PINTURA

Una vez que el material ha sido unido mediante el proceso de soldadura, formando los componentes estructurales (Vigas, columnas, placa base, etc.), los elementos deben ser recubiertos con algún componente que impida la corrosión del material, ya que el acero A-36 es vulnerable a presentar oxidación si se encuentra expuesto al aire libre y por ende presentar algún tipo de corrosión como las ya indicadas en la sección 1.7, por ello es recomendable usar algún tipo de pintura anticorrosiva.

5.3.3.1 PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE⁵³

El requisito principal para pintar con éxito una superficie es el desprendimiento de las escamas de laminación, la herrumbre, suciedad, grasa, aceite y la materia extraña. La escama de la laminación es la capa gruesa de óxidos de hierro de color gris azulado que se forma sobre el acero estructural al terminar la operación

⁵³ Chusin A. y Reimundo R, 2008, "Reglamento técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de acer", Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador, pp65

de laminado en caliente. Si la escama de laminación no está muy agrietada una mano primaria de taller dará larga vida en medios benignos siempre que se desprendan las escamas sueltas, la herrumbre, la grasa, el aceite, etc.

5.3.3.2 CONSIDERACIONES ECONÓMICAS

El costo de pintura está normalmente entre el 25% y 30% o menos del costo que representa pintar una estructura, de donde se deriva la ventaja de utilizar pintura. El 60% o más del costo total de trabajo de pintura representa el costo de preparar la superficie para la pintura con variaciones del 1% al 10% o 12%. De esta manera se podrá incrementar la vida útil de la estructura.

5.3.3.3 SELECCIÓN DEL SISTEMA DE PINTURA

El sistema de pintura a utilizar se lo realiza de acuerdo a la especificación y recomendaciones del Steel Structures Paint Council (SSPC) bajo ciertas condiciones de exposición de la estructura.

La selección del sistema de pintura se lo realiza de acuerdo a la tabla 3.10⁵⁴, de la cual se elige un número de sistema de pintura SSPC-PS 1.05 para la cual no hay condensación, humos químicos, goteos de salmuera y demás condiciones en extremo corrosivas, que requiere una limpieza (3) es decir con máquinas herramientas (cepillo metálico) y un espesor de capa de pintura de 4 milésimas de pulgada (0.1 mm).

5.3.3.4 CANTIDAD REQUERIDA DE PINTURA

Teóricamente un galón cubre 150 m² de superficie con una película de 2.54 milésimas de cm de espesor, estando húmeda.

⁵⁴ Chusin A. y Reimundo R, 2008, "Reglamento técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de acero", Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador, pp69

El espesor seco se determina por el contenido sólido (no volátil) de la pintura, el cual puede hallarse en la especificación de la etiqueta o en las indicaciones del fabricante.

Si se usa pintura de taller para vigas de acero de cromato de zinc se espera un porcentaje de sólidos del 70%, es decir que el régimen de extendido de la pintura será de $150 \times 70\% = 105 \text{ m}^2$ con el mismo espesor de capa de pintura. Y con un área total a cubrir de 366 m^2 y con 4 capas de pintura se necesita un total de 0.0011 GL/kg de acero.

5.4 OPERACIONES DE MONTAJE⁵⁵

El montaje de un producto consiste en la manipulación y composición de diversas piezas y componentes, la unión entre ellas, su ajuste, la puesta a punto y la verificación de un conjunto para que el mismo adquiera la funcionalidad para la cual ha sido concebido. En el montaje confluyen, pues, un conjunto complejo de operaciones que hay que distinguir cuidadosamente en el momento de su análisis:

1) Manipulación de piezas y componentes:

- a) Reconocimiento de una pieza o componente
- b) Determinación de la zona de presión
- c) Realización de la operación de presión
- d) Movimiento de posicionamiento y de orientación

2) Composición de piezas y de componentes:

- a) Yuxtaposición de piezas
- b) Inserción (eje en un alojamiento, corredera en una guía)
- c) Colocación de cables y conducciones
- d) Llenado de recipientes y depósitos (engrase, líquidos, gases)

⁵⁵ Riba i Romeva C, 2002, "Diseño de concurrente", ETSEIB – UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña, pp153

- 3) Unión de piezas y de componentes:
 - a) Uniones desmontables (roscadas, pasadores, chavetas)
 - b) Encaje por fuerza (calado de piezas, unión elástica)
 - c) Uniones por deformación (remaches, rebordonado)
 - d) Uniones permanentes (soldadura, encolado)

- 4) Operaciones de ajuste:
 - a) Retoque de piezas (rebabas, lima, ajuste por deformación)
 - b) Operaciones de ajuste mecánico (conos, micro ruptores)
 - c) Operaciones de ajuste eléctrico (potenciómetros, condensadores)

- 5) Operaciones de verificación:
 - a) Puesta a punto (regulación, inicialización informática)
 - b) Verificación de la funcionalidad del producto

A pesar de que se podría argumentar que las operaciones de puesta a punto y verificación no corresponden propiamente al montaje, lo cierto es que están íntimamente ligadas (aseguran la funcionalidad del conjunto), por lo que es conveniente incluirlas aquí.

5.4.1 CARÁCTER INTEGRADOR DEL MONTAJE

El montaje tiene un carácter integrador por excelencia en el seno del proceso productivo. Es “El momento de la verdad”, cuando queda de manifiesto que todas las piezas y componentes encajan y se interrelacionan correctamente para proporcionar la función para la cual ha sido concebido el producto.

Se detectan de forma inmediata muchos de los defectos de concepto en su diseño, así como los de ejecución durante su fabricación. A continuación se citan varios de los defectos más frecuentes en las operaciones de montaje y verificación:

- 1) Defectos que inciden en las operaciones de manipulación:
 - Dificultad en el reconocimiento de piezas
 - Dificultad en la referenciación de piezas
 - Dificultad de prensión
 - Dimensiones o formas de difícil manipulación
 - Roturas en la manipulación y en la inserción

- 2) Defectos que inciden en las operaciones de composición:
 - Errores dimensionales y de formas
 - Elementos deformados (fundición, soldadura, tratamientos térmicos)
 - Tolerancias excesivamente críticas
 - Falta de referencias y la yuxtaposición de elementos
 - Falta de elementos de guía en las inserciones

- 3) Defectos que inciden en las operaciones de unión:
 - Acceso difícil a los puntos de unión
 - Limitaciones en los movimientos para la unión
 - Incorrecto encaje de las piezas (especialmente en chapas)
 - Contaminación de superficies (soldadura, encolado)

- 4) Defectos que inciden en la funcionalidad y la calidad:
 - Mal funcionamiento de los enlaces (articulaciones, guías, rotulas)
 - Sujeción deficiente de piezas y componentes
 - Dispositivos que se desajustan o que fallan
 - Defectos en la apariencia de las partes externas
 - Dificultad de desmontaje (disminución de la disponibilidad)

Por lo tanto, la consideración de las operaciones de montaje de un producto o de una máquina presenta un punto de vista extraordinariamente enriquecedor que

puede aportar mucha luz sobre aspectos relacionados tanto con la productividad y disminución de los costos, como con la funcionalidad y la calidad.

No es de extrañar, pues, la resiente tendencia en la industria como producto propio de subcontratar una parte importante de la fabricación de piezas y componentes y al mismo tiempo reservarse las operaciones de montaje final, puesta a punto y verificación como la garantía de una correcta funcionalidad y calidad del producto.

5.4.2 RECOMENDACIONES EN EL PROCESO PARA EL MONTAJE

Las recomendaciones en el diseño de un nuevo producto o en el rediseño de un producto existente teniendo presente el montaje, son:

1) Estructurar en módulos

Establecer una adecuada estructuración modular del producto con funciones correctamente definidas y asignadas y unas adecuadas interfaces mecánicas, de materiales, energía y señales.

2) Disminuir la complejidad

Minimizar el número y la diversidad de las piezas y componentes que intervienen en cada módulo o en el producto completo, así como el número de uniones, enlaces y otras interfaces.

3) Establecer un elemento de base

Asegurar que cada módulo (o el producto, si este es de estructura simple) tenga un elemento estructural adecuado que a la vez sustente y sirva de base o de referencia al resto de las piezas y componentes del módulo.

4) Limitar las direcciones de montaje

Procurar que el montaje de un producto tenga el número mínimo de direcciones de montaje (los dos sentidos de una dirección cuentan doble).

5) Facilitar la composición

Facilitar la composición de piezas (especialmente las inserciones) por medio de chaflanes, planos inclinados, superficies de guía y otros elementos que faciliten estas operaciones.

6) Simplificar las uniones

Disminuir o evitar, si es posible, las uniones. En todo caso, reducir al máximo las uniones de mayor costo en tiempo de montaje y de materiales (uniones atornilladas, soldaduras).

5.4.3 EQUIPO UTILIZADO EN EL MONTAJE⁵⁶

Este trabajo debe ser realizado con ayuda de una grúa o tecla, el cual debe estar disponible durante dicha operación, para evitar pérdidas de tiempo excesivas durante el levantamiento de una determinada estructura. El trabajo del personal encargado de este proceso debe colocar, cuadrar y sujetar de forma provisoria los elementos estructurales antes de que se sometan al proceso de soldadura final.

El equipo de montaje debe dar garantías tanto para la ejecución del trabajo como para precautelar la integridad de los operarios. Dentro del programa de montaje deberá utilizarse los siguientes equipos.



Figura 5.5 Maquinas eléctricas manuales.

⁵⁶ Chusin A. y Reimundo R, 2008, "Reglamento técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de acer", Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador, pp94

- Herramienta menor
- Maquinas eléctricas manuales
- Elementos de izar (cables, cadenas, cabos, etc.)



Figura 5.6 Maquinas de elevación y carga.

- Andamios y
- Equipo de seguridad para el personal.



Figura 5.7 Andamios y equipos de protección.

5.4.4 CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

El cronograma de actividades comprende la ejecución en faces, orden y tiempos de montaje de los elementos de cada fase según lo expendido por el profesional colegiado diseñador del proyecto estructural.

5.4.5 TRANSPORTE

Dependiendo de la magnitud de la construcción, el transporte de los elementos estructurales debe ser realizado con ayuda de grúas, tecles (para transporte interno), camiones apropiados para transporte de elementos estructurales, siguiendo las instrucciones de seguridad que se especifiquen por parte de la empresa que tiene a su cargo el levantamiento de dicha estructura.

5.4.6 SOLDADURA DE OBRA

La pintura de taller que se encuentra en las superficies adyacentes a las uniones a ser soldadas en obra será cepillada con cepillo de acero para asegurar la calidad de la soldadura. Una vez montada la estructura las partes soldadas deben ser nuevamente recubiertas con la capa de pintura seleccionada.

5.4.7 PUNTOS Y LÍNEAS DE TRABAJO

Las tolerancias de montaje son definidas con referencia a puntos y líneas de trabajo como sigue:

- a) Para miembros no horizontales, los puntos de trabajo son los centros geométricos en cada extremo del elemento.
- b) Para miembros horizontales, los puntos de trabajo son los centros de la superficie o patín superior en cada extremo.
- c) Otros puntos de trabajo serian sustituidos por facilidad de referencia, provistos que ellos están basados en estas definiciones.

La línea de trabajo del material es una línea recta que conecta los puntos de trabajo del miembro.

5.4.8 POSICIÓN Y ALINEACIÓN

Las tolerancias en la alineación y posición de los puntos y líneas de trabajo son las siguientes:

5.4.8.1 VIGAS Y COLUMNAS

Las partes de las columnas y vigas individuales son consideradas aplomadas si la desviación de la línea de trabajo de la línea de aplomado no excede 1:500, a demás se tiene las siguientes posiciones:

- a) Las vigas se montaran a la columna a una distancia de 50 mm bajo la parte superior de la columna armada ya montada.
- b) La separación entre placa de patín y la parte superior de la columna será de 30 mm para una soldadura CJP.
- c) Las placas de cortante se soldadas directamente en el centro del alma de cada viga principal.
- d) Las correas serán soldadas unas ves que los patines de las vigas tanto principal como secundaria queden alineadas en forma plana.
- e) Cada viga principal, viga secundaria y columna será alineada de forma que los centroides de cada elemento converjan en un punto.

CAPITULO 6

ANÁLISIS DE COSTOS Y SENSIBILIDAD

6.1 COSTOS

6.1.1 COSTO⁵⁷

Es la cantidad de dinero o recursos a desembolsar para adquirir materiales, maquinarias o cubrir la mano de obra en la producción de un bien de capital o de servicio. Técnicamente hablando, el costo es la suma de todos los gastos ($costo = \sum gastos$).

6.1.2 CLASIFICACIÓN DE LOS COSTOS

Existen muchas aplicaciones de costos, dependiendo del uso que se quiera dar a los mismos. Entre las principales clasificaciones de costos se tiene:

1. Por la función, los costos se clasifican en:

- Costos de fabricar
- Costos de vender
- Costos de administrar
- Costos financieros

2. Por la identificación con una actividad, departamento o producto los costos se clasifican en:

- Costos directos; se identifican plenamente con una actividad. Ej. Materia prima.
- Costos indirectos; no se los puede identificar con una actividad. Ej. Depreciación.

⁵⁷ David Ramírez Padilla, 1980, "Contabilidad Administrativa", McGraw-Hill, pp16

Algunos costos pueden ser duales: directos e indirectos al mismo tiempo. Ej. El sueldo del gerente de producción; es directo en el área de producción e indirecto para el producto.

3. De acuerdo con el tiempo, los costos se clasifican en:

- Costos históricos; son los ocurridos en la fabricación del producto.
- Costos predeterminados; son aquellos que se estiman antes de realizar el producto.

4. De acuerdo con el tiempo en que se cargan o se enfrentan a los ingresos, los costos se clasifican en:

- Costos del período; se identifican con intervalos de tiempo y no con productos o servicios. Ej. Alquiler de oficinas, cuyo costo depende del período de alquiler y no de cuando se venda el producto.
- Costos del producto; son los que se llevan contra ingresos únicamente cuando han contribuido a generarlos en forma directa.

5. De acuerdo con la autoridad sobre la incumbencia del costo, los costos se clasifican en:

- Costos controlables; son los que dependen de la autoridad. Ej. El sueldo de los vendedores es controlable por el jefe de ventas.
- Costos no controlables; cuando no se tiene autoridad sobre los costos. Ej. Depreciación del equipo para el supervisor ya que fue una decisión de la gerencia.

6. De acuerdo al comportamiento (Ver Figura 6.1), los costos se clasifican en:

- Costos fijos (C); son los que permanecen constantes dentro de un período determinado sin importar si cambia la actividad o función. Ej.

Sueldos del personal administrativo, depreciación. Además estos costos se pueden clasificar en:

- Costos fijos (C_F) discrecionales; cuando son susceptibles de ser modificados. Ej. Los sueldos, el alquiler del edificio.
- Costos fijos comprometidos; no aceptan modificaciones y también son llamados costos sumergidos. Ej. Depreciación de la maquinaria.
- Costos variables (C_V); son aquellos que cambian en función directa de la actividad. Ej. Materia prima.
- Costos semivariables o semifijos; son aquellos que gozan de las dos características anteriores, o sea parte fija y parte variable. Ej. Pago de la energía eléctrica.

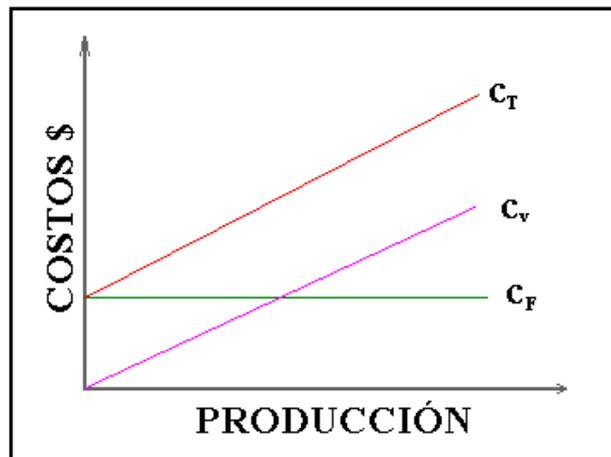


Figura 6.1 Tipos de costos ($C_T = \text{Costos totales} = (C_V) + (C_F)$).

7. De acuerdo con la importancia en la toma de decisiones, los costos se clasifican en:

- Costos relevantes; se modifican o cambian dependiendo de la acción que se adopta, también se los conoce como diferenciales. Ej. Cuando se produce la demanda de un pedido especial habiendo capacidad ociosa. En este caso los únicos costos que se cambian si

se acepta el pedido son los de; materia prima, energéticos, fletes, etc. La depreciación de edificio permanece constante. Los primeros son relevantes y el segundo irrelevante para tomar la decisión.

- Costos irrelevantes; son aquellos que permanecen inmutables, sin importar el curso de acción elegido.

8. De acuerdo al tipo de sacrificio incurrido, los costos se clasifican en:

- Costos desembolsables; implican la salida de efectivo. Mas tarde constituirán los costos históricos.
- Costos de oportunidad; se origina al tomar una determinada acción, y provoca la renuncia al otro tipo de alternativa que pudiera ser considerada al llevar a cabo una decisión. Ej. Costo de oportunidad al estudiar Ingeniería mecánica.

9. De acuerdo al cambio originado por el aumento o disminución de la actividad, los costos se clasifican en:

- Costos diferenciales; son aumentos o disminución en el costo total o el cambio en cualquier elemento del costo, generado por variación en la operación de la empresa. Los costos diferenciales a su vez se clasifican en:
 - Costos diferenciales decrementables; surgen cuando hay disminución en el volumen de producción.
 - Costos diferenciales incrementables; son aquellos que se incurren cuando las variaciones en los costos son ocasionados por aumento de las actividades u operaciones de la empresa.
- Costos sumergidos; independientemente del curso de acción escogida no se verán alterados o sea son inmutables ante cualquier cambio.

10. De acuerdo con su relación a una disminución de actividades, los costos se clasifican en:

- Costos evitables; son aquellos identificados con un producto o departamento, de tal forma si se elimina el producto o el departamento, dichos costos se suprimen. Ej. Material directo de una línea que ha salido al mercado.
- Costos inevitables; son aquellos que no se suprimen, aunque el producto o departamento sea eliminado de la empresa. Ej. Si se elimina el departamento de ensamble, el sueldo del director de producción no se eliminara.

Desde el punto de vista de este proyecto de titulación el costo más importante es el de fabricar, así que se hará un análisis con mayor detalle a este tipo de costo.

6.2 COSTOS DE FABRICAR

Son los desembolsos que se tienen que realizar para la manufactura o producción de los bienes o servicios.

Los costos de fabricar se clasifican en:

- Costos directos o costo primo.
- Costos generales de producción o carga fabril.

6.2.1 COSTOS DIRECTOS DE FABRICAR

Los costos directos de fabricar están formados por los siguientes ítems:

- Materias primas:
Son aquellos materiales que de hecho forman parte del producto terminado. Estos incluyen fletes de compra, de almacenamiento y de manejo.

- Materiales directos, del proceso, reagentes, catalizadores, no incluye mantenimiento.
- Mano de obra directa, alimentadores de maquinas, operadores de maquinas, montadores, cargadores, etc.
- Cargas sociales; la ley Ecuatoriana establece ciertos beneficios adicionales a la remuneración mensual a todos los trabajadores a saber:
 - Decima tercera remuneración.
 - Decima cuarta remuneración.
 - Decima quinta remuneración.
 - Decimo sexto sueldo.
 - Incremento al alto costo de vida.
 - Bonificación complementaria.
 - Pago del transporte.
 - Pago IESS.
 - Fondo de reserva.
 - Vacaciones anuales.

Cada 6 meses los montos de algunos de estos beneficios son revisados por el gobierno de turno.

6.2.2 COSTOS GENERALES DE PRODUCCIÓN O CARGA FABRIL

Los costos generales de producción o carga fabril están formados por los siguientes elementos:

- Mano de obra directa:

Es aquella necesaria en el departamento de producción, pero que no interviene directamente en la transformación de la materia prima. En este rubro se incluyen: personal de supervisión, jefes de turno, todo el personal de control de calidad y otros.
- Materiales indirectos:

Combustible, lubricantes, repuestos, papelería y útiles de oficina, útiles de aseo, materiales de seguridad industrial.

- Costos de energía eléctrica.
- Mantenimiento y reparaciones, incluye el costo de la mano de obra directa e indirecta del mantenimiento, los repuestos, los materiales usados para la limpieza, el uso de la maquinas de mantenimiento, la energía usada en el mantenimiento, seguros, etc.
- Agua, existe dos tipos de agua, la industrial y la potable, si existen estaciones de captación y bombeo, hay que incluir los costos.
- Seguros contra incendios, contra robos, seguros de vida, etc.
- Impuestos, solamente los impuestos a la producción. Ej. Patentes de operación, directos sobre la producción, directos sobre la propiedad, licencia de operación.
- Alquileres, de los galpones, bodegas, de los edificios utilizados en la producción.
- Comunicaciones, telefonía, internet, fax, celular, etc.
- Amortización de los gastos de puesta en marcha, cuando se instala la maquinaria, el proceso final que consiste en acondicionar todas la maquinas para que produzcan bajo especificaciones, se denomina puesta en marcha, como son costos considerables, no se los puede cargar en un solo período la ley permite cargarlos por partes en varios períodos.
- Eliminación de desechos, ya sean gases, o líquidos que hay que realizar ciertos tratamientos antes de eliminarlos.

6.3 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS⁵⁸

El análisis de precios unitarios de un proyecto requiere de un estudio de cada parte del mismo y se las conoce como rubros, los cuales constituyen todo el proyecto. Cada uno de estos rubros consume mano de obra, equipos, transporte y

⁵⁸ Chusin A. y Reimundo R, 2008, "Reglamento técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de acero", Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador.

materiales. Un buen análisis de precios unitarios debe tener todos los rubros de ejecución de la obra.

Para el propósito de diseño de este proyecto de titulación se han considerado los siguientes rubros para el análisis de precios unitarios:

1. Fabricación de placas de patín y de cortante
2. Fabricación de ángulos de cortante
3. Fabricación de vigas y columnas armadas
4. Apoyos de columnas
5. Fabricación de pernos de anclaje
6. Montaje de columnas y vigas armadas
7. Montaje losa DIPAC (Steel panel 0.65 mm)
8. Colado de losa 5 cm.
9. montaje de paredes de bloque vibro prensado 15x20x40
10. Recubrimiento con pintura anticorrosiva

6.3.1 RENDIMIENTO (R)

Se refiere a la eficacia con la que se ejecuta un proyecto, para esto se debe definir la cantidad de equipos para determinado trabajo, si la mano de obra es calificada o no?, y cuan calificada es?, cual es la forma mas conveniente de transporte, etc. Todos estos parámetros dependen de la experiencia en la ejecución de obras similares y el factor más importante de dinero con el que se cuenta.

A continuación se presenta un formato para cuantificar los precios unitarios:

6.3.2 FORMATO DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: _____ UNIDAD: _____

DETALLE: _____

RENDIMIENTO R:

TIEMPO
UNITARIO(K=1/R): _____

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%

SUBTOTAL(M)					
PERSONAL					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	JORNAL/HORA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%

SUBTOTAL(N)					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%

SUBTOTAL(O)					
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COST.TRANSP C=A*B	%

SUBTOTAL(P)					
TOTAL COSTO DIRECTO(M+N+O+P)					X
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDADES (25%)					X
IMPUESTOS (2%)					X
FISCALIZACIÓN (5%)					X
COSTO TOTAL DEL RUBRO					X
VALOR OFERTADO					X

6.4 EVALUACIÓN FINANCIERA DE LA ESTRUCTURA DE ACERO

Para la evaluación financiera de este proyecto de titulación se hará referencia a los datos de inicio de la sección 2.5 y 2.7 del capítulo 2 de este Proyecto de Titulación.

6.4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

De acuerdo con la definición del proyecto establecido en la sección 2.5 del capítulo 2 se describe el mismo de la siguiente manera:

- Proyecto: Estructura casa sismo-resistente
- Niveles: 2 (Nivel1 y Nivel2 con proyección a un tercer nivel)
- Área de construcción N1 y N2: 222.84 m² (283 m² aproximadamente)
- Peso estructura N1 y N2: 12219.24 kg (Ver Anexo 15)
- Paredes : 4700 Bloques vibro-prensado 15X20X40 cm
- Ubicación y total de paredes tal como lo presenta el plano arquitectónico (Ver Anexo 7).

Con la descripción mostrada se hará un análisis de precios unitarios detallando la materia prima a utilizar, el equipo necesario además del personal que intervendrá en cada rubro del proyecto.

6.4.2 DESCRIPCIÓN DE EQUIPO Y MAQUINARIA

En la Tabla 6.1 se describe las características principales de los equipos y maquinarias a utilizar en cada rubro:

PRECIOS UNITARIOS DE EQUIPOS			
EQUIPO	CANTIDAD	TARIFA (USD/hora)	FUENTE
SOLDADORA 250 AMPERIOS	2	1,8	REGLAMENTO TÉCNICO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS
COMPRESOR DE AIRE 3 HP	1	1,35	
AMOLADORA 2500W	2	0,83	
EQUIPO OXICORTE	1	0,83	
TALADRO DE PEDESTAL 1HP	1	0,6	
GRÚA	1	4	
MONTACARGAS (DIESEL)	1	14,31	
ANDAMIOS(MÓDULO)	10	0,0089	REVISTA CÁMARA DE LA CONSTRUCCIÓN DE QUITO 2010
HERRAMIENTA MENOR	2	0,83	

Tabla 6.1 Tarifas de equipos.

6.4.3 DESCRIPCIÓN DE MATERIALES

PRECIO MATERIALES				
MATERIAL	UNIDAD	DENSIDAD	PROVEEDOR	PRECIO (USD)
VARILLAS $\phi = 20$ mm	kg	2,466 kg/m	ADELCA	1,09
ANTICORROSIVO CROMATO ZING	4000cc	-----	PINTURAS UNIDAS	11,78
HORMIGÓN $f_c = 210$ kg/cm ²	m ³	-----	HORMIGONERA EQUINOCCIAL	78,00
ANGULO 50X6	kg	4,43 kg/m	NOVACERO	1,18
PLANCHA ACERO A-36 t = 6 mm	kg	47,1 kg/m ²	DIPAC	1,37
PLANCHA ACERO A-36 t = 8 mm	kg	62,8 kg/m ²	DIPAC	1,40
PLANCHA ACERO A-36 t = 9 mm	kg	70,65 kg/m ²	DIPAC	1,37
PLANCHA ACERO A-36 t = 10 mm	kg	78,5 kg/m ²	DIPAC	1,47
PLANCHA ACERO A-36 t = 12 mm	kg	94,2 kg/m ²	DIPAC	1,47
PLANCHA ACERO A-36 t = 20 mm	kg	157 kg/m ²	DIPAC	1,81
LOSAACERO DIPAC t = 0,65 mm	m ²	6,22 kg/m ²	DIPAC	10,51
ELECTRODO d = 3,2 mm	kg	35 elect/kg	INDURA	4,16
ELECTRODO d = 4 mm	kg	26 elect/kg	INDURA	4,16
ELECTRODO d = 4,8 mm	kg	18 elect/kg	INDURA	4,30
MALLA ELECTROSOLDADA M(6,25X2,4) 3,5 (15)	m ²	-----	ADELCA	1,44
GRATAS	u	-----	KYWI	2,6
PIEDRA ESMERIL	u	-----	KYWI	11,7
OXIGENO	m ³	1,354 kg/m ³	INDURA	4,19
ACETILENO	kg	1,11 kg/m ³	INDURA	23,52
BLOQUE VIBRO PRENSADO 15X20X40 + CONCRETO	u	-----	ANGOS E HIJOS CONSTRUCCIONES	0,27

Tabla 6.2 Precio de materiales.

6.4.4 COSTOS DE MANO DE OBRA

COSTOS MANO DE OBRA				
ÍTEM	DETALLE	SALARIO MENSUAL (USD)	TARIFA (USD/HORA)	FUENTE
1	AYUDANTE DE SOLDADOR	240	1,65	REVISTA DE LA CÁMARA DE LA CONSTRUCCIÓN DE QUITO No 213 2010
2	SOLDADOR CALIFICADO	480	3,30	
3	PINTOR	360	2,48	
4	CORTADOR	360	2,48	
5	ARMADOR	360	2,48	
6	AYUDANTE	240	1,65	
7	OPERADOR DE GRÚA	440	3,03	
8	TORNERO	380	2,61	
9	MAESTRO ALBAÑIL	360	2,48	
11	OPERADOR DE MONTACARGAS	440	3,03	

Tabla 6.3 Costo mano de obra.

6.4.5 ANÁLISIS FINANCIERO RUBRO POR RUBRO PARA EL AÑO 2011

6.4.5.1 FABRICACIÓN DE PLACAS DE PATÍN Y DE CORTANTE

NOMBRE OFERENTE: CARLOS HERNÁN TUPIZA MORALES

PROYECTO: CASA SISMO-RESISTENTE

HOJA_1__DE_10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: FABRICACIÓN PLACAS DE PATÍN Y DE CORTANTE

UNIDAD:
kg

DETALLE: _____

RENDIMIENTO R: 57 kg/hora

TIEMPO UNITARIO(K=1/R):

0,0175 hora/kg

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA USD/hora B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
MONTACARGAS	1	14,37	14,37	0,252	9,20
EQUIPO OXICORTE	1	0,83	0,83	0,015	0,53
AMOLADORA	1	0,83	0,83	0,015	0,53
SUBTOTAL(M)				0,281	10,27
PERSONAL					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	JORNAL/HORA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
OPERADOR DE MONTACARGAS	1	3,03	3,025	0,053	1,94
CORTADOR	1	2,48	2,475	0,043	1,59
AYUDANTE DE SOLDADOR	1	1,65	1,65	0,029	1,06
SUBTOTAL(N)				0,125	4,58
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
ACERO ESTRUCTURAL A-36	kg	1,02	1,48	1,510	55,11
OXIGENO	m ³	0,04	4,19	0,168	6,12
ACETILENO	m ³	0,04	16,24	0,650	23,72
DISCOS	u	0,002	2,83	0,006	0,21
SUBTOTAL(O)				2,332	85,15
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COST.TRANSP C=A*B	%
				0,000	
				0,000	
				0,000	
				0,000	
SUBTOTAL(P)				0,000	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,74
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDADES (25%)					0,90
IMPUESTOS (2%)					0,05
FISCALIZACIÓN (5%)					0,14
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3,83
VALOR OFERTADO					

6.4.5.2 FABRICACIÓN DE ÁNGULOS DE CORTANTE

NOMBRE OFERENTE: CARLOS HERNÁN TUPIZA MORALES

PROYECTO: CASA SISMO-RESISTENTE

HOJA_2_DE_10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: FABRICACIÓN ÁNGULOS DE CORTANTE

UNIDAD:
kg

DETALLE: _____

RENDIMIENTO R: 5 kg/hora

TIEMPO UNITARIO(K=1/R):

0,200

hora/kg

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA USD/hora B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
HERRAMIENTA MENOR	1	0,83	0,83	0,166	5,21
EQUIPO OXICORTE	1	0,83	0,83	0,166	5,21
SUBTOTAL(M)				0,332	10,43
PERSONAL					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	JORNAL/HORA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
CORTADOR	1	2,48	2,475	0,495	15,55
AYUDANTE DE SOLDADOR	1	1,65	1,65	0,330	10,37
SUBTOTAL(N)				0,825	25,92
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
ÁNGULO 50X60 L = 88	kg	1,02	1,18	1,204	37,81
OXIGENO	m ³	0,04	4,19	0,168	5,26
ACETILENO	m ³	0,04	16,24	0,650	20,41
DISCOS	u	0,002	2,83	0,006	0,18
SUBTOTAL(O)				2,026	63,66
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COST.TRANSP C=A*B	%
				0,000	
				0,000	
				0,000	
				0,000	
SUBTOTAL(P)				0,000	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3,18
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDADES (25%)					1,05
IMPUESTOS (2%)					0,06
FISCALIZACIÓN (5%)					0,16
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4,46
VALOR OFERTADO					

6.4.5.3 FABRICACIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS ARMADAS

NOMBRE OFERENTE: CARLOS HERNÁN TUPIZA MORALES

PROYECTO: CASA SISMO-RESISTENTE

HOJA_3_DE_10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: FABRICACIÓN COLUMNAS Y VIGAS ARMADAS

UNIDAD: kg

DETALLE: _____

RENDIMIENTO R: 200 kg/hora

TIEMPO UNITARIO(K=1/R):

0,005

hora/kg

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT.	TARIFA	COSTO.HORA	COST.UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*K	%
HERRAMIENTA MENOR	1	0,83	0,83	0,004	0,16
EQUIPO OXICORTE	1	0,83	0,83	0,004	0,16
SOLDADORA 250 A	1	1,8	1,8	0,009	0,35
PÓRTICO DE IZAGE	1	0,8	0,8	0,004	0,15
SUBTOTAL(M)				0,021	0,82
PERSONAL					
DESCRIPCIÓN	CANT.	JORNAL/HORA	COSTO.HORA	COST.UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*K	%
SOLDADOR CALIFICADO	1	3,30	3,3	0,017	0,63
CORTADOR	1	2,48	2,475	0,012	0,47
AYUDANTE SOLDADOR	2	1,65	3,3	0,017	0,63
SUBTOTAL(N)				0,045	1,74
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	CONSUMO	%
		A	B	C=A*B	%
ACERO ESTRUCTURAL A-36	kg	1,02	1,48	1,510	57,90
ELECTRODOS	kg	0,05	4,16	0,208	7,98
DISCOS	u	0,002	2,83	0,006	0,22
OXIGENO	m ³	0,04	4,19	0,168	6,43
ACETILENO	m ³	0,04	16,24	0,650	24,92
SUBTOTAL(O)				2,540	97,44
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNIDAD COSTO	COST.TRANSP	%
		A	B	C=A*B	%
				0,000	
				0,000	
				0,000	
				0,000	
SUBTOTAL(P)				0,000	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,607
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDADES (25%)					0,860
IMPUESTOS (2%)					0,052
FISCALIZACIÓN (5%)					0,130
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3,650
VALOR OFERTADO					

6.4.5.4 APOYOS DE COLUMNAS

NOMBRE OFERENTE: CARLOS HERNÁN TUPIZA MORALES

PROYECTO: CASA SISMO-RESISTENTE

HOJA_4_DE_10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: APOYOS DE COLUMNAS

UNIDAD: kg

DETALLE: _____

RENDIMIENTO R: 30 kg/hora

TIEMPO UNITARIO(K=1/R):

0,03

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
MONTACARGAS	1	14,37	14,37	0,479	13,67
EQUIPO OXICORTE	1	0,83	0,83	0,028	0,79
AMOLADORA	1	0,83	0,83	0,028	0,79
SOLDADORA 250 A	1	1,8	1,8	0,060	1,713
TALADRO DE PEDESTAL	1	0,6	0,6	0,020	0,571
SUBTOTAL(M)				0,614	17,54
PERSONAL					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	JORNAL/HORA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
SOLADOR CALIFICADO	1	3,30	3,3	0,110	3,14
CORTADOR	1	2,48	2,475	0,083	2,355
AYUDANTE SOLDADOR	1	1,65	1,65	0,055	1,57
OPERADOR DE MONTACARGAS	1	3,03	3,025	0,101	2,878
SUBTOTAL(N)				0,348	9,943
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
ACERO ESTRUCTURAL A-36	kg	1,02	1,48	1,510	43,09
ELECTRODOS	kg	0,05	4,16	0,208	5,938
DISCOS	u	0,002	2,83	0,006	0,162
OXIGENO	m ³	0,04	4,19	0,168	4,784
ACETILENO	kg	0,04	16,24	0,650	18,54
SUBTOTAL(O)				2,540	72,52
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COST.TRANSP C=A*B	%
				0,000	
				0,000	
SUBTOTAL(P)				0,000	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3,50
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDADES (25%)					1,16
IMPUESTOS (2%)					0,07
FISCALIZACIÓN (5%)					0,18
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4,90
VALOR OFERTADO					

6.4.5.5 FABRICACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE

NOMBRE OFERENTE: CARLOS HERNÁN TUPIZA MORALES

PROYECTO: CASA SISMO-RESISTENTE

HOJA_5_DE_10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: FABRICACIÓN PERNOS DE ANCLAJE

UNIDAD: kg

DETALLE: _____

RENDIMIENTO R: 3 kg/hora

TIEMPO UNITARIO(K=1/R):

0,333

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
TORNO	1	15	15	5,000	64
AMOLADORA	1	0,83	0,83	0,277	3,54
SUBTOTAL(M)				5,277	67,5
PERSONAL					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	JORNAL/HORA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
TORNERO	1	2,61	2,6125	0,871	11,1
AYUDANTE	1	1,65	1,65	0,550	7,04
SUBTOTAL(N)				1,421	18,18
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
VARILLA CORRUGADA D = 20 mm	kg	1,02	1,09	1,112	14,2
DISCOS DE CORTE	u	0,002	2,83	0,006	0,07
SUBTOTAL(O)				1,117	14,3
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COST.TRANSP C=A*B	%
				0,000	
				0,000	
SUBTOTAL(P)				0,000	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7,81
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDADES (25%)					2,58
IMPUESTOS (2%)					0,16
FISCALIZACIÓN (5%)					0,39
COSTO TOTAL DEL RUBRO					10,94
VALOR OFERTADO					

6.4.5.6 MONTAJE DE COLUMNAS Y VIGAS ARMADAS

NOMBRE OFERENTE: CARLOS HERNÁN TUPIZA MORALES

PROYECTO: CASA SISMO-RESISTENTE

HOJA_6__DE_10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: MONTAJE DE VIGAS Y COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL A-36

UNIDAD: kg

DETALLE: _____

RENDIMIENTO R: 193 kg/hora

TIEMPO UNITARIO(K=1/R):

0,005

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
GRÚA	1	4	4	0,021	6,44
ANDAMIOS	10	0,0089	0,089	0,000	0,14
SOLDADORA 250 A	2	1,8	3,6	0,019	5,79
HERRAMIENTA MENOR	1	0,83	0,83	0,004	1,34
SUBTOTAL(M)				0,044	13,7
PERSONAL					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	JORNAL/HORA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
SOLDADOR CALIFICADO	2	3,30	6,6	0,034	10,6
ARMADOR	1	2,48	2,475	0,013	3,98
AYUDANTE SOLDADOR	2	1,65	3,3	0,017	5,31
SUBTOTAL(N)				0,064	19,9
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
ELECTRODOS E6011	kg	0,05	4,16	0,208	64,6
DISCOS	u	0,002	2,83	0,006	1,76
SUBTOTAL(O)				0,214	66,4
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COST.TRANSP C=A*B	%
				0,000	
				0,000	
				0,000	
				0,000	
SUBTOTAL(P)				0,000	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0,32
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDADES (25%)					0,11
IMPUESTOS (2%)					0,01
FISCALIZACIÓN (5%)					0,02
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0,45
VALOR OFERTADO					

6.4.5.7 MONTAJE LOSA DIPAC (STEEL PANEL 0.65 MM)

NOMBRE OFERENTE: CARLOS HERNÁN TUPIZA MORALES
 PROYECTO: CASA SISMO-RESISTENTE

HOJA_7__DE_10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: MONTAJE CUBIERTA STEEL PANEL 6,5 mm UNIDAD: m²

DETALLE: _____

RENDIMIENTO R: 13 m²/hora TIEMPO UNITARIO(K=1/R): 0,077

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
HERRAMIENTA MENOR	1	0,83	0,83	0,064	0,5026
ANDAMIOS	5	0,0089	0,0445	0,003	0,0269
SUBTOTAL(M)				0,067	0,5296
PERSONAL					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	JORNAL/HORA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
ARMADOR	1	2,48	2,475	0,190	1,4987
AYUDANTES	2	1,65	3,3	0,254	1,9983
SUBTOTAL(N)				0,444	3,4971
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
STEEL PANEL 8mm	m ²	1,02	10,51	10,720	84,391
MALLA ELECTROSOLDADA	m ²	1,02	1,44	1,469	11,563
PERNOS	u	0,05	0,05	0,003	0,0197
SUBTOTAL(O)				12,192	95,973
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COST.TRANSP C=A*B	%
				0,000	
				0,000	
SUBTOTAL(P)				0,000	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					12,703
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDADES (25%)					4,192
IMPUESTOS (2%)					0,254
FISCALIZACIÓN (5%)					0,635
COSTO TOTAL DEL RUBRO					17,784
VALOR OFERTADO					

6.4.5.8 COLADO DE LOSA 5 cm.

NOMBRE OFERENTE: CARLOS HERNÁN TUPIZA MORALES

PROYECTO: CASA SISMO-RESISTENTE

HOJA_8_DE_10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: COLADO DE LOSA 5 cm ESPESOR

UNIDAD: m³

DETALLE: _____

RENDIMIENTO R: 3 m³/hora

TIEMPO UNITARIO(K=1/R):

0,333

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
HERRAMIENTA MENOR	1	0,83	0,83	0,277	0,34
SUBTOTAL(M)				0,277	0,34
PERSONAL					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	JORNAL/HORA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
AYUDANTES	2	1,65	3,3	1,100	1,35
MAESTRO ALBAÑIL	1	2,48	2,475	0,825	1,01
SUBTOTAL(N)				1,925	2,35
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
HORMIGÓN fc = 210 kg/cm ²	m ³	1,02	78	79,560	97,3072
SUBTOTAL(O)				79,560	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COST.TRANSP C=A*B	%
				0,000	
				0,000	
				0,000	
				0,000	
SUBTOTAL(P)				0,000	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					81,762
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDADES (25%)					26,981
IMPUESTOS (2%)					1,635
FISCALIZACIÓN (5%)					4,088
COSTO TOTAL DEL RUBRO					114,47
VALOR OFERTADO					

6.4.5.9 MONTAJE DE PAREDES DE BLOQUE VIBRO-PRENSADO 15X20X40

NOMBRE OFERENTE: CARLOS HERNÁN TUPIZA MORALES

PROYECTO: CASA SISMO-RESISTENTE

HOJA_9_DE_10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: MONTAJE DE PAREDES DE BLOQUE VIBRO-PRENSADO
15X20X40

UNIDAD: u

DETALLE:

RENDIMIENTO R: 44 u/hora

TIEMPO UNITARIO(K=1/R):

0,023

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
ANDAMIOS	5	0,0089	0,0445	0,001	0,26
HERRAMIENTA MENOR	1	0,83	0,83	0,019	4,849
SUBTOTAL(M)				0,020	5,109
PERSONAL					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	JORNAL/HORA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
AYUDANTES	1	1,65	1,65	0,038	9,639
MAESTRO ALBAÑIL	1	2,48	2,475	0,056	14,46
SUBTOTAL(N)				0,094	24,1
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
BLOQUE + HORMIGÓN	u	1,02	0,27	0,275	70,79
SUBTOTAL(O)				0,275	70,79
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COST.TRANSP C=A*B	%
				0,000	
				0,000	
				0,000	
SUBTOTAL(P)				0,000	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0,389
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDADES (25%)					0,128
IMPUESTOS (2%)					0,008
FISCALIZACIÓN (5%)					0,019
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0,54
VALOR OFERTADO					

6.4.5.10 RECUBRIMIENTO CON PINTURA ANTICORROSIVA

NOMBRE OFERENTE: CARLOS HERNÁN TUPIZA MORALES

PROYECTO: CASA SISMO-RESISTENTE

HOJA_10_DE_10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: RECUBRIMIENTO CON PINTURA
ANTICORROSIVA

UNIDAD: kg

DETALLE: _____

RENDIMIENTO R: 193 kg/hora

TIEMPO UNITARIO(K=1/R):

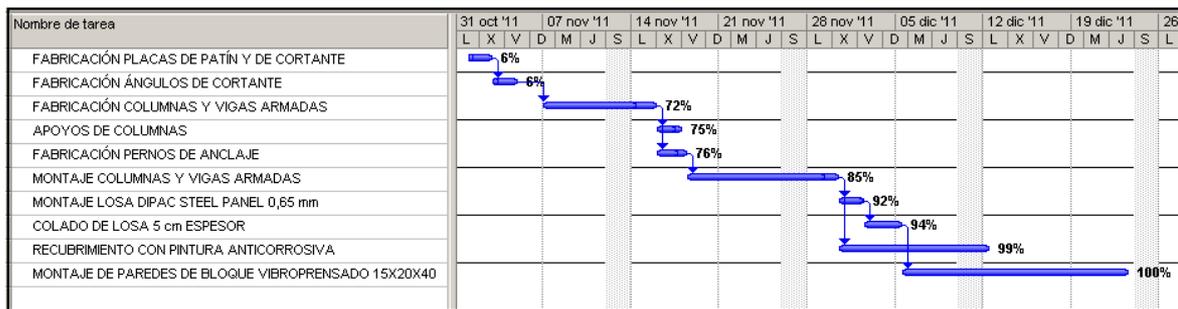
0,005

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
ANDAMIOS	5	0,0089	0,0445	0,000	0,452
HERRAMIENTA MENOR	1	0,83	0,83	0,004	8,423
COMPRESOR 3 HP	1	1,35	1,35	0,007	13,7
SUBTOTAL(M)				0,012	8,875
PERSONAL					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	JORNAL/HORA B	COSTO.HORA C=A*B	COST.UNIT D=C*K	%
AYUDANTES	1	1,65	1,65	0,009	16,74
PINTOR	1	2,48	2,475	0,013	25,12
SUBTOTAL(N)				0,021	41,86
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	CONSUMO C=A*B	%
PINTURA ANTICORROSIVA	GL	0,0011	11,78	0,013	25,38
GRATAS	u	0,002	2,6	0,005	10,18
SUBTOTAL(O)				0,018	35,56
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNIDAD COSTO B	COST.TRANS P C=A*B	%
				0,000	
				0,000	
				0,000	
				0,000	
SUBTOTAL(P)				0,000	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0,051
INDIRECTOS (8%) Y UTILIDADES (25%)					0,017
IMPUESTOS (2%)					0,001
FISCALIZACIÓN (5%)					0,003
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0,07
VALOR OFERTADO					

6.4.5.11 PRESUPUESTO

PRESUPUESTO					
N	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT	PRECIO TOTAL
1	FABRICACIÓN PLACAS DE PATÍN Y DE CORTANTE	kg	876	3,83	3359,26
2	FABRICACIÓN ÁNGULOS DE CORTANTE	kg	62,32	4,46	277,75
3	FABRICACIÓN COLUMNAS Y VIGAS ARMADAS	kg	10872,44	3,65	39684,29
4	APOYOS DE COLUMNA	kg	352,80	4,90	1730,26
5	FABRICACIÓN PERNOS DE ANCLAJE	kg	55,68	10,94	609,19
6	MONTAJE COLUMNAS Y VIGAS ARMADAS	kg	12219,24	0,45	5507,05
7	MONTAJE LOSA DIPAC STEEL PANEL 0,65 mm	m ²	223	17,78	3965,88
8	COLADO DE LOSA 5 cm ESPESOR	m ³	14,5	114,47	1659,76
9	MONTAJE DE PAREDES DE BLOQUE VIBRO-PRENSADO 15X20X40	u	4800	0,54	2614,25
10	RECUBRIMIENTO CON PINTURA ANTICORROSIVA	kg	12219,24	0,07	873,43
TOTAL:					60281,12

6.4.5 DIAGRAMA DE PROGRAMACIÓN DE LOS RUBROS



6.4.6 CRONOGRAMA VALORADO DE ACTIVIDADES

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES Y DESEMBOLSOS DE DINERO							
ÍTEM	RUBRO	DEMORA	INICIO	FINAL	DESEMBOLSOS %	RECURSOS USD	TIEMPO HORAS
1	FABRICACIÓN PLACAS DE PATÍN Y DE CORTANTE	2 días	01/11/2011	02/11/2011	5,57	3.359,26	16
2	FABRICACIÓN ÁNGULOS DE CORTANTE	2 días	03/11/2011	04/11/2011	6,03	3.637,02	16
3	FABRICACIÓN COLUMNAS Y VIGAS ARMADAS	7 días	07/11/2011	15/11/2011	71,87	43.321,30	56
4	APOYOS DE COLUMNAS	2 días	16/11/2011	17/11/2011	74,74	45.051,57	16
5	FABRICACIÓN PERNOS DE ANCLAJE	2,3 días	16/11/2011	18/11/2011	75,75	45.660,76	18
6	MONTAJE COLUMNAS Y VIGAS ARMADAS	8 días	18/11/2011	30/11/2011	84,88	51.167,81	64
7	MONTAJE LOSA DIPAC STEEL PANEL 0,65 mm	2,15 días	30/11/2011	02/12/2011	91,46	55.133,68	17
8	COLADO DE LOSA 5 cm ESPESOR	1 día	02/12/2011	05/12/2011	94,21	56.793,45	8
9	RECUBRIMIENTO CON PINTURA ANTICORROSIVA	8 días	30/11/2011	12/12/2011	98,55	59.407,69	64
10	MONTAJE DE PAREDES DE BLOQUE VIBRO-PRENSADO 15X20X40	14 días	05/12/2011	23/12/2011	100,00	60.281,12	112
TOTAL : 53 DÍAS (INICIANDO EL 1 DE NOVIEMBRE Y CULMINADO EL 23 DE DICIEMBRE DEL AÑO EN CURSO)							

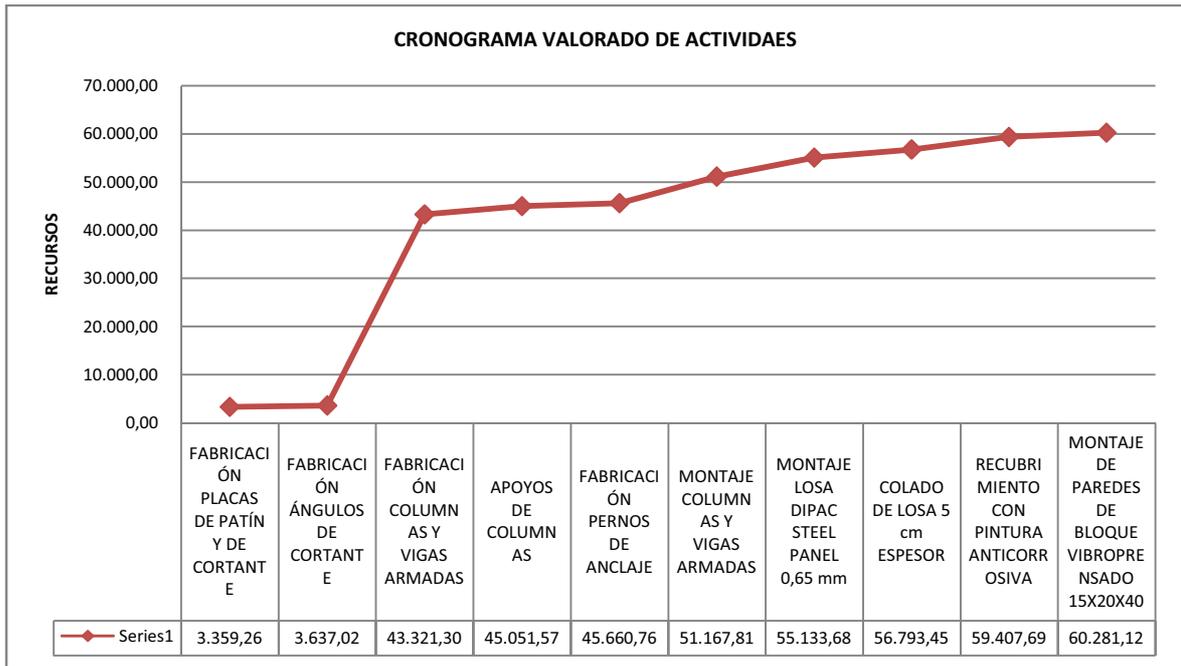


Figura 6.2 Cronograma valorado de actividades.

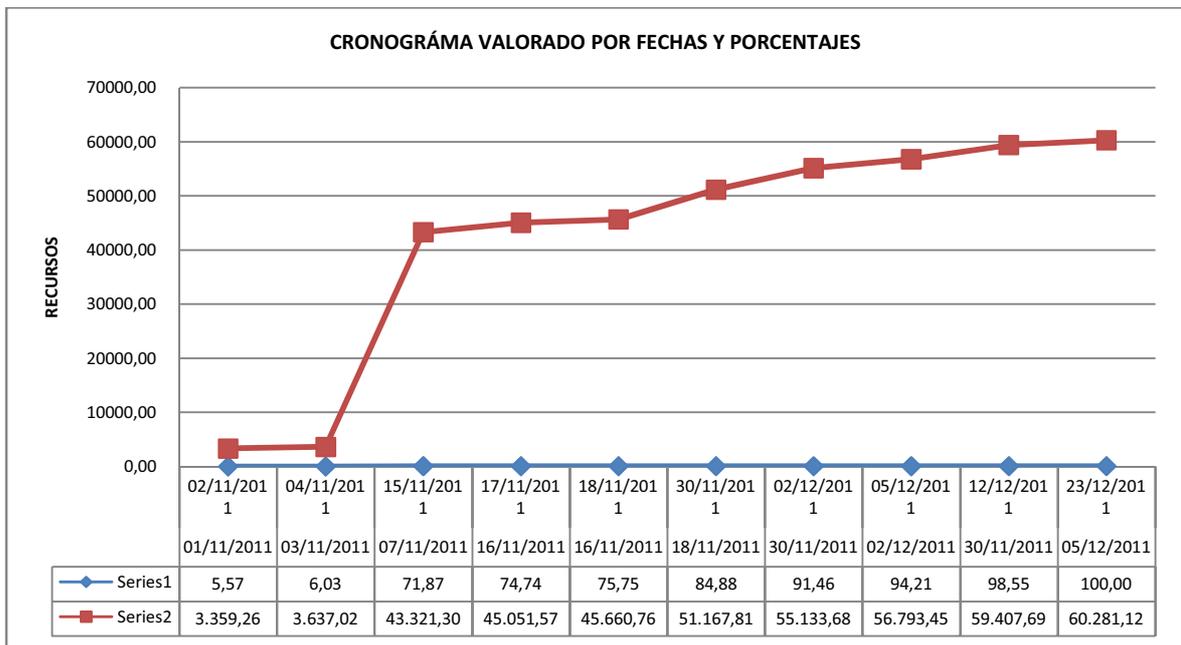


Figura 6.3 Cronograma valorado por fechas y porcentajes de desembolsos.

6.4.7 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD A DIFERENTES EVENTOS

EVENTO	DETALLE	COSTO TOTAL (USD)
-1	COSTO AÑO 2010	59965,71
0	COSTO AÑO 2011	60281,12
1	SI EL COSTO DE MANO DE OBRA SE INCREMENTA EN UN 20%	60596,54
2	SI EL COSTO DE MANO DE OBRA SE INCREMENTA EN UN 30%	60911,65
3	SI EL PRECIO DE COSTO DEL ACERO SE INCREMENTA EN 3%	61168,29
4	SI EL PRECIO DE COSTO DEL ACERO SE INCREMENTA EN 5%	61759,74
5	SI EL PRECIO DE COSTO DEL ACERO SE INCREMENTA EN 10%	63238,35

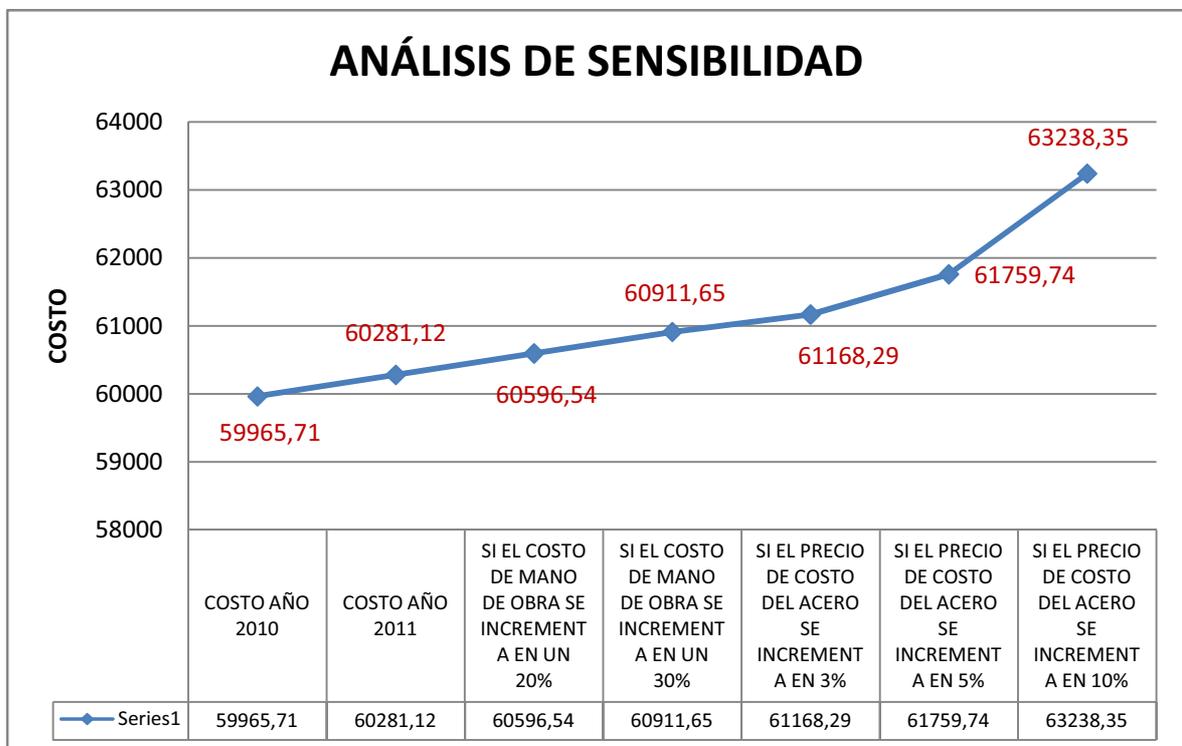


Figura 6.4 Análisis de sensibilidad.

6.4.8 COMPARACIÓN COMPETENCIAS

OPCIÓN	DESCRIPCIÓN	MATERIAL ESTRUCTURAL	ÁREA m ²	COSTO USD	COSTO USD/m ²
1	CASA SISMO-RESISTENTE	ACERO ESTRUCTURAL A-36	223	60281,12	270,32
2	RUBIO Y PINOS	CONCRETO	151	109850	727,48
3	CONJUNTO RESIDENCIAL "BERNA"	CONCRETO	173	112500	650,29

CAPITULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Para tener una mejor definición del proyecto se aplicó el método del QFD como herramienta (Casa de la calidad) para establecer las demandas que tienen mayor importancia al momento de diseñar la estructura de la casa de acuerdo a las necesidades y deseos de las personas encuestadas.
- Se establecieron las especificaciones del proyecto para generar un alcance de diseño que cumpla con los requerimientos, necesidades y deseos de las personas, y que cumpla con las características técnicas a diseñar.
- Una de los requerimientos de diseño es que la casa sea proyectada a un tercer nivel ya que la línea de fábrica (IRM actual) lo permite, es decir permite un total de 3 pisos con una altura total de 9 m. Además de esto la línea de fábrica establece los coeficientes COS (40%) y CUS (120%) que corresponden a las áreas tanto para primer nivel como para la restante área de construcción.
- El modelo arquitectónico planteado corresponde al espacio de terreno establecido por los coeficientes señalados y a demás de los retiros que indica la línea de fábrica.
- Para facilitar el cálculo estructural se usó como herramienta el software de diseño ETABS 9.5 ya que dentro de las aplicaciones del programa se puede definir los materiales a utilizar con todas sus propiedades, seleccionar los perfiles, asignar las cargas, etc., ya que la versatilidad del software es muy amplia para la modelación estructural.
- La carga de viento aplicada es una carga distribuida en las áreas (paredes) de barlovento y sotavento en la dirección X e Y, ya que se asume que el

viento sopla en la dirección horizontal de cualquiera de esas dos direcciones, con una velocidad de 85 mph (137 Km/h) ya que es una velocidad referencial al aplicar la carga, teniendo en cuenta que no hay valores para velocidades de viento en Sangolqui. La carga de viento aplicada es calculada según la norma ASCE 7-05 como carga viva usando un procedimiento simplificado, ya que la estructura cumple las condiciones para usar este método.

- La carga muerta de la estructura se define de acuerdo a las cargas que establece la ASCE 7-05 como mínimas de diseño, tanto para paredes, pisos, cielorrasos, así como también, de todos los componentes estructurales como vigas, columnas, etc., que intervienen.
- La ASCE 7-05 establece cargas mínimas para vivas de piso, de techo para propósito de paseo, para áreas como balcones y corredores, dependiendo del tipo de categoría y grado de importancia de la estructura.
- La carga de sismo aplicada esta en función del peso total de la estructura, del tipo de suelo y de las condiciones de diseño que presenta la ASCE 7-05 como limitaciones sobre la dimensión estructural. De esta manera la ASCE plantea un método simplificado para hallar el cortante basal máximo y las fuerzas distribuidas verticalmente para cada nivel.
- Para el diseño estructural se elige combinaciones de carga que establece la ASCE 7-05 que permitan generar esfuerzos dinámicos máximos, en tales combinaciones actúan las cargas muertas, vivas, de viento, de sismo, en proporciones definidas con ayuda de factores de carga ya que el diseñador puede estimar con mas precisión las magnitudes de las cargas muertas que las de las cargas vivas.
- Para el dimensionamiento estructural se aplica la especificación AISC 360-05 mediante el método LRFD (diseño con factores de carga y resistencia)

ya que este método facilita la incorporación de los avances que se logren en el curso de los años en el campo del diseño estructural.

- La selección del perfil se lo realiza con una lista de autoselección que presenta el software ETABs 9.5, y se lo comprueba con los cálculos hechos manualmente como lo especifica la AISC. El cambio de perfil seleccionado a una sección armada tiene que concordar con las propiedades del perfil autoseleccionado.
- Para el diseño de conexiones se opto por escoger la unión permanente de los elementos estructurales mediante soldaduras, ya que estas proporcionan continuidad, rigidez y una mejor distribución de los esfuerzos al sistema estructural, además de abaratar los costos con respecto a otros tipos de unión.
- El material estructural mas económico utilizado es el acero A-36, que es un acero la carbono dúctil, capaz de ser conformado en perfiles, barras, placas, con usos recomendados para edificios, puentes y otras estructuras atornilladas o soldadas.
- Se elige vigas de sección armada tipo W con un ancho de patín de 100 mm y peraltes de 150 y 300 mm para vigas secundarias y principales respectivamente. Y para las columnas se elige columnas tipo cajón de 200X200 con un espesor de 12 mm y remetidas 10 mm para facilitar la unión entre las placas que conforman la columna.
- El presupuesto establecido comprende el costo de la estructura, pisos y levantamiento de paredes, dejando fuera del presupuesto el costo del terreno, su limpieza y cimentaciones. Ya que se pretende presupuestar en terrenos propios aptos y listos para construir.

BIBLIOGRAFÍA

- Cuevas Gonzales, 1997, “Análisis Estructural”, 1ª Edición, Editorial Limusa Noriega, México.
- Pillajo, J., Sarmiento, E., 2009, “Diseño de la Estructura de Acero para un Edificio de Apartamentos para ser Utilizado en la Región Litoral del Ecuador”, Proyecto de Titulación previo a la obtención del Título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador.
- Chusin A. y Reimundo R, 2008, “Reglamento técnico para la fabricación y montaje de edificaciones de acer”, Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador, pp65
- McCormac Jack C, 2002, “Diseño de estructuras de acero Método LRFD”, 2ª Edición, Editorial AlfaOmega, México.
- RTE INEN 037:2009, Reglamento Técnico Ecuatoriano, Diseño, Fabricación y Montaje de estructuras de Acero.
- AISC 360-05: Specification for Structural Steel Buildings.
- CPE INEN 5, Parte 1:2001, Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos Generales de Diseño.
- CPE INEN 03 Código de Dibujo Técnico-Mecánico.
- ASCE 7-05: Minimum Design Loads for Building and other Structures, American Society of Civil Engineers.
- AWS D1.1: Structural Welding Code-Steel 2006, American Welding Society.

- Riba i Romeva C, 2002, “Diseño de concurrente”, ETSEIB – UPC (Universidad Politécnica de Cataluña), Cataluña.
- http://www.vive1.com/valvator/show_public (Noviembre 2010)
- <http://www.nuestrohogar.com.ec/proyectos-inmobiliarios-Quito-Ecuador6.html>
- http://www.ecuadormicasa.com/index.php?option=com_hotproperty&task=view&id=29&Itemid=4
- Cámara de la construcción de Quito, 2010, Boletín Técnico N°. 213.
- Vinnakota Sriramulu, 2006, “Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD”, 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill, México, pp498
- John T. Dewolf, 1990, “AISC design Guide 01, Column Base Plates”, Estados Unidos.
- Bowles Joseph E, 1993, “Diseño de acero estructural”, 1ª Edición, Editorial LIMUSA, México.
- INDURA, “Catálogo de productos y procesos de soldadura”
- ADELCA, 2006, “Catálogo de productos”, 13ª Edición.
- DIPAC, “Catálogo de productos de acero”
- David Ramírez Padilla, 1980, “Contabilidad Administrativa”, McGraw-Hill.

ANEXOS

- **ANEXO 1:** DATOS DE ENCUESTA
- **ANEXO 2:** DIAGRAMA DE AFINIDAD DE DATOS DE ENCUESTA
- **ANEXO 3:** DESARROLLO CASA DE LA CALIDAD
- **ANEXO 4:** DATOS DE MOBILIARIOS
- **ANEXO 5:** LÍNEA DE FABRICA (IRM; ÍNDICE DE REGULACIÓN METROPOLITANA)
- **ANEXO 6:** PLANO TOPOGRÁFICO
- **ANEXO 7:** PLANOS ARQUITECTÓNICOS
- **ANEXO 8:** INFORME DE DISEÑO Y MODELACIÓN ETABs 9.5
- **ANEXO 9:** TABLAS DE DISEÑO LOSACERO DIPAC
- **ANEXO 10:** PROPIEDADES ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36
- **ANEXO 11:** DATOS DE VARILLA CORRUGADA (ADELCA)
- **ANEXO 12:** PRECIO PLANCHAS DE ACERO ESTRUCTURAL A-36 (DIPAC)
- **ANEXO 13:** PRECIO ELECTRODOS REVESTIDO E-6011 (INDURA)
- **ANEXO 14:** ESPECIFICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPSs)
- **ANEXO 15:** PLANOS ESTRUCTURALES