

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA ENERGÍA Y
MECÁNICA**

CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

**“DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN EMPERNADA VIGA-
COLUMNA EN ACERO ESTRUCTURAL PARA ZONA SÍSMICA IV”**

**“PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO
MECÁNICO”.**

AUTORES:

**LUIS FELIPE CADENA ALDAZ
VICTOR FABIÁN HERNÁNDEZ VIVANCO**

DIRECTOR: JOSÉ PEREZ

CODIRECTOR: CARLOS SUNTAXI

Sangolquí, 2008-03-06

CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto “DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN EMPERNADA VIGA-COLUMNA EN ACERO ESTRUCTURAL PARA ZONA SÍSMICA IV” fue realizado en su totalidad por LUIS FELIPE CADENA ALDAZ Y VÍCTOR FABIÁN HERNÁNDEZ VIVANCO, como requerimiento parcial para la obtención del título de Ingeniero Mecánico.

Ing. José Pérez

DIRECTOR

Ing. Carlos Suntaxi

CODIRECTOR

Sangolquí, 2008-03-06

LEGALIZACIÓN DEL PROYECTO

“DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN EMPERNADA VIGA-COLUMNA EN ACERO ESTRUCTURAL PARA ZONA SÍSMICA IV”

ELABORADO POR:

Luis Felipe Cadena Aldaz

CI.171485248-8

Víctor Fabián Hernández Vivanco

CI.171210652-3

CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

ING. JUAN DÍAZ T.

COORDINADOR DE LA CARRERA

Sangolquí, 2008-03-06

DEDICATORIAS

Quiero ofrendar esta tesis a mi Dios, por ser mi incondicional amigo y darme fuerzas cada vez que sentía no poder seguir permitiéndome lograr una meta más en mi vida.

Agradezco a mis queridos padres Fabián Hernández y Marlene Vivanco, por estar siempre a mi lado apoyándome, alentando y lo más importante demostrándome su gran amor.

A mis queridos hermanos que estuvieron conmigo en todo momento preocupados por mi bienestar, demostrándome que a pesar de la distancia sigo siendo parte importante de la familia.

A mis tíos, primos, abuelitas y sobrinito por darme su voz de aliento cada momento que tuve la oportunidad de compartir y por ver en mi una esperanza de éxito que todos podrían compartir.

A mis amigos que fueron mi gran compañía y consejeros, en buenos y malos momentos desde el instante que dio comienzo este gran sueño de llegar a ser un profesional que comparta todo su saber.

A mi muy querida Eliana, por ser la persona que me supo entender y dar su apoyo desde el momento en que la conocí, enseñándome que si hay personas en quien confiar y esperar ayuda cuando se la necesite.

Víctor Fabián Hernández Vivanco

DEDICATORIA

A mis padres, gracias por su comprensión y apoyo.

A Carolina, gracias por tu apoyo incondicional.

A mi familia por estar siempre a mi lado.

Luis Felipe

AGRADECIMIENTO

Los autores presentan su más sincera gratitud a la Escuela Politécnica del Ejército, por habernos dado la oportunidad de crecer y alimentar nuestros conocimientos, formándonos como líderes y profesionales deseosos de formar parte activa en el desarrollo del Ecuador.

Al Sr. Mayo. Byron Sierra, Director del departamento de Ciencias de la Energía y Mecánica, a los coordinadores, profesores y laboratoritos y personal administrativo por habernos brindado las facilidades para que este proyecto llegue a culminarse con éxito.

Un especial agradecimiento y reconocimiento al Señor Ing. José Pérez Director de tesis y al Señor Ing. Carlos Suintaxi Codirector, por su valioso apoyo que ha permitido culminar con éxito el presente proyecto.

Un especial agradecimiento y reconocimiento a todas aquellas personas que fueron partícipes de muchas formas en momentos difíciles que con su ayuda y conocimientos, permitieron se encamine y llegue a culminar con éxito el presente proyecto, a quienes hemos llamado muy especialmente héroes ocultos.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO	iii
LEGALIZACIÓN DEL PROYECTO	v
DEDICATORIA.....	vii
DEDICATORIA.....	ix
AGRADECIMIENTO	xi
ÍNDICE DE CONTENIDOS	xiii
ÍNDICE DE TABLAS	xix
ÍNDICE DE FIGURAS	xxiii
ÍNDICES DE ANEXOS.....	xxix
RESUMEN	xxxv
CAPÍTULO 1	1
GENERALIDADES	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Definición del problema.	2
1.3 Objetivos.....	2
1.3.1 Objetivo General.	2
1.3.1.1 Objetivos Específicos.....	2
1.4 Alcance del Proyecto.	3
1.5 Justificación e Importancia del Proyecto.....	3
CAPÍTULO 2	5
FUNDAMENTO TEÓRICO.....	5
2.1 Análisis sísmico	5
2.1.1 Determinación de fuerzas laterales por el método equivalente.....	5

2.1.1.1 Factor de zona sísmica (Z).....	5
2.1.1.2 Geología local y perfiles de suelo. Coeficiente (S) y (C_m)	8
2.1.1.2.1 Tipo de perfil de suelo ($S_{1,2,3,4}$)	8
2.1.1.3 Período de vibración (T).....	9
2.1.1.4 Coeficiente de importancia (I).....	11
2.1.1.5 Factor de reducción de resistencia sísmica (R).....	11
2.1.1.6 Carga muerta sísmica (W_D).....	13
2.1.1.7 Coeficiente de configuración estructural en planta (ϕ_p)	13
2.1.1.8 Coeficiente de configuración estructural en elevación (ϕ_e).....	15
2.1.1.9 Cortante basal de diseño (V_{BAS}).....	17
2.1.2 Distribución vertical de la fuerza sísmica.....	18
2.1.3 Distribución horizontal del cortante.....	19
2.1.4 Momentos torsionales horizontales	19
2.1.5 Volcamiento.....	20
2.1.6 Efecto p- δ	20
2.2 Conexiones	21
2.2.1 Soldaduras.....	22
2.2.1.1 Juntas soldadas	22
2.2.1.2 Metal de aportación.....	22
2.2.1.3 Tipos de soldadura.....	22
2.2.1.3.1 Soldaduras de filete	23
2.2.1.3.2 Soldaduras de ranura	25
2.2.1.4 Posiciones de soldar	27
2.2.1.5 Tipos de juntas	27
2.2.2 Pernos	28
2.2.2.1 Juntas empernadas.....	28
2.2.2.2 Tipos de pernos.....	28
2.2.2.2.1 Pernos ordinarios o comunes	28
2.2.2.2.2 Pernos de alta resistencia.....	29
2.2.2.3 Ventajas de los pernos de alta resistencia	29
2.2.2.4 Tornillos apretados sin holgura y tornillos completamente tensados	30
2.2.2.5 Métodos para tensar completamente los pernos de alta resistencia.....	31
2.2.2.5.1 Método del giro de la tuerca	32

2.2.2.5.2 Método de la llave calibrada.....	32
2.2.2.5.3 Indicador directo de tensión	32
2.2.2.6 Pernos de diseño alternativo	33
2.2.2.7 Consideraciones para conexiones tipo fricción y tipo aplastamiento	34
2.2.2.8 Pernos en combinación con soldadura.....	36
2.2.2.9 Tamaños de agujeros para tornillos y remaches	37
2.2.2.10 Separación y distancias a bordes de tornillos	38
2.2.2.11 Distancia mínima al borde.....	38
2.2.2.12 Separación máxima y distancias al borde	40
2.2.3 Conexiones viga-columna	40
2.2.3.1 Clasificación de las conexiones viga-columna.....	40
2.2.3.1.1 Totalmente restringida o rígidas - FR o tipo I	41
2.2.3.1.2 Cortante simple – PR o tipo II	41
2.2.3.1.3 Parcialmente restringida – PR o tipo III	42
2.2.3.2 Diseño de conexión a momento	42
2.2.3.2.1 Método de diseño.....	42
2.2.3.2.2 Bases recomendadas para el diseño	42
2.2.3.2.3 Pasos de diseño.....	43
2.2.3.3 Diseño de la conexión soldada patín-alma para viga y columna	50
3.1 Diseño del sistema estructural de cinco pisos.	53
3.1.1 Modelación del sistema estructural en el software sap2000.	53
3.1.2 Cálculo y aplicación del código ecuatoriano de la construcción sección sismo al sistema estructural.	63
3.1.2.1 Cálculo de carga viva.....	63
3.1.2.2 Cálculo de carga muerta.....	63
3.1.2.2.1 Cálculo del peso de la losa.	63
3.1.2.3 Cálculo de sismo estático.	64
3.1.2.4 Cálculo del Espectro de Respuesta Sísmica.	65
3.1.2.5 Introducción de Cargas al modelo de SAP2000.	66
3.1.3 Simulación del sistema de cinco pisos aplicado cec, en SAP2000.	77
3.2 Establecer alternativas de juntas emperradas viga-columna.....	80
3.2.1 Conexiones a momento	80
3.2.2 Conexiones a cortante	82

3.3 Selección de alternativa	85
3.3.1 Ventajas de la conexión placa extendida.....	86
3.3.2 Desventajas de la conexión placa extendida	86
CAPÍTULO 4.....	87
DISEÑO DE JUNTAS	87
4.1 Selección de materiales.	87
4.2 Diseño de perfiles para la conexión	87
4.3 Junta empernada	92
4.3.1 Diseño de la conexión a momento placa extendida.....	92
4.4 junta soldada.....	105
4.4.1 Diseño de la conexión	106
4.4.1.1 Soldadura del patín de la viga a la columna.....	106
4.4.1.2 Soldadura del alma de la viga a la columna	106
CAPÍTULO 5.....	107
CONSTRUCCIÓN Y PRUEBAS DEL PROTOTIPO	107
5.1 Introducción.....	107
5.2 Selección de materiales	108
5.3 Construcción del prototipo.....	108
5.4 Pruebas del prototipo	115
5.5 Discusión de los resultados obtenidos	120
CAPÍTULO 6.....	128
ANÁLISIS ECONÓMICO-FINANCIERO DEL PROYECTO	128
6.1 determinación de costos	128
6.1.1 depreciación de equipos y maquinas.....	128
6.1.2 costo de fabricación de prototipo	128
6.1.2.1 Costo de fabricación de viga prototipo	129
6.1.2.2 Costo de fabricación de columna prototipo	131
6.1.2.3 Costo de pernos para prototipo	134
6.1.3 Costo de fabricación de una conexión empernada.....	135
6.1.4 Costo de fabricación de una conexión soldada	136
6.2 Comparación de costos entre conexión empernada y soldada.....	138

CAPÍTULO 7	140
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	140
7.1 Conclusiones	140
7.2 Recomendaciones.....	141
BIBLIOGRAFÍA	142

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	5
Tabla 2.2	Poblaciones ecuatorianas con zona sísmica IV.	6
Tabla 2.2	Poblaciones ecuatorianas con zona sísmica IV.	7
Tabla 2.3	Coefficiente de suelo S y Coeficiente Cm.	8
Tabla 2.4	Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	11
Tabla 2.5	Coefficientes de reducción de respuesta estructural R	12
Tabla 2.6	Coefficientes de configuración de planta.....	14
Tabla 2.6.	Coefficientes de configuración de planta (Continuación).	15
Tabla 2.7	Coefficientes de configuración en elevación.	16
Tabla2.8	Tamaños mínimos de soldaduras de filete.....	24
Tabla 2.9	Tensión (en Klb) requerida en los tornillos para conexiones tipo fricción y para las sujetas a tensión directa.	31
Tabla 2.10	Resistencia de diseño de sujetadores.....	34
Tabla 2.11	Resistencia nominal por cortante, en Ksi, de tornillos de alta resistencia en conexiones tipo fricción.....	35
Tabla 2.12	Dimensiones nominales de agujeros.....	38
Tabla 2.13	Distancias mínimas a bordes	39

Tabla 2.14 Valores del incremento C_2 para distancias al borde de agujeros agrandados.....	40
Tabla 3.1 Cargas muertas	64
Tabla 3.2 Resumen de factores.....	65
Tabla 5.1 Selección de materiales.....	108
Tabla 5.2 Resultados de ensayo 1	120
Tabla 5.3 Resultados ensayo 2	120
Tabla 5.4 Resultados ensayo 3	121
Tabla 5.5 Resumen de datos comparador derecho.....	121
Tabla 5.6 Resumen de datos comparador izquierdo	122
Tabla 5.7.....	125
Tabla 6.1 Depreciación de equipos y maquinas	128
Tabla 6.2 Determinación del tiempo de corte para la viga.....	129
Tabla 6.3 Peso de elementos de viga.....	129
Tabla 6.4 Tiempo de soldadura y armado para la viga.....	130
Tabla 6.5 Cantidad de consumible y peso de soldadura	130
Tabla 6.6 Tiempo de fabricación de la viga	131
Tabla 6.7 Costo total de fabricación de la viga	131
Tabla 6.8 Determinación del tiempo de corte para la columna.....	132

Tabla 6.9	Peso de elementos para la columna	132
Tabla 6.10	Tiempo de soldadura y armado para la columna	133
Tabla 6.11	Cantidad de consumible y peso de soldadura para la columna	133
Tabla 6.12	Tiempo de fabricación de la columna.....	133
Tabla 6.13	Costo total de fabricación de la columna.....	134
Tabla 6.14	Costo de pernos e instalación	134
Tabla 6.15	Costo de producción del prototipo.....	135
Tabla 6.16	Tiempo de corte y perforación de la placa para pernos	135
Tabla 6.17	Peso de placa extendida para pernos	135
Tabla 6.18	Tiempo de soldadura y armado de conexión empernada	135
Tabla 6.19	Tiempo de fabricación acumulado de conexión empernada.	135
Tabla 6.20	Cantidad de consumible y peso de soldadura.....	136
Tabla 6.21	Costo total de fabricación de la conexión empernada.....	136
Tabla 6.22	Tiempo de soldadura conexión viga-columna	137
Tabla 6.23	Cantidad de electrodos y peso de soldadura	137
Tabla 6.24	Costo total de fabricación de la conexión soldada	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Espectro sísmico elástico.....	18
Figura 2.2 Soldaduras de filete	23
Figura 2.3 Soldaduras de ranura.....	26
Figura 2.4 Posiciones de soldado	27
Figura 2.5 Tipos de juntas.....	28
Figura 2.6 Roldanas o arandelas indicadoras de carga.	32
Figura 2.7 Perno indicador de carga	33
Figura 2.8 Instalación de perno indicador de carga	33
Figura 2.9 Diagrama Momento vs. Rotación	41
Figura 2.10.....	51
Figura 3.1	53
Figura 3.2.....	54
Figura 3.3.....	54
Figura 3.4.....	55
Figura 3.5.....	55
Figura 3.6.....	56

Figura 3.7	56
Figura 3.8	57
Figura 3.9	57
Figura 3.10	58
Figura 3.11	58
Figura 3.12	59
Figura 3.13	59
Figura 3.14	60
Figura 3.15	60
Figura 3.16	61
Figura 3.17	61
Figura 3.18	62
Figura 3.19	62
Figura 3.20	66
Figura 3.21	67
Figura 3.22	67
Figura 3.23	68
Figura 3.24	68

Figura 3.25.....	69
Figura 3.26.....	69
Figura 3.27.....	70
Figura 3.28.....	70
Figura 3.29.....	71
Figura 3.30.....	71
Figura 3.31.....	72
Figura 3.32.....	72
Figura 3.33.....	73
Figura 3.34.....	74
Figura 3.35.....	75
Figura 3.36.....	75
Figura 3.37.....	76
Figura 3.38.....	76
Figura 3.39.....	77
Figura 3.40.....	77
Figura 3.41.....	78
Figura 3.42.....	78

Figura 3.43	79
Figura 3.44	79
Figura 3.45 Conexión de pórtico rígido con soldaduras y pernos (Patines soldados)	80
Figura 3.46 Conexión de pórtico rígido con soldaduras y pernos (Patines soldados a placas).....	81
Figura 3.47 Conexión de pórtico rígido con soldaduras y pernos (Patines empernados a placas)	81
Figura 3.48 Conexión de pórtico rígido con soldaduras y pernos (Patines sujetos con tee)	82
Figura 3.49 Conexión de pórtico rígido con soldaduras y pernos (Placa extendida).....	82
Figura 3.50 Conexión de pórtico simple empernada (Ángulo doble)	83
Figura 3.51 Conexión de pórtico simple empernada (Ángulo simple).....	83
Figura 3.52 Conexión de pórtico simple empernada y soldadura (Placa de cortante)	84
Figura 3.53 Conexión de pórtico simple empernada y soldadura (Placa cortante al final).....	84
Figura 3.54 Conexión de pórtico simple empernada y soldadura (Conexión de tee)	84
Figura 3.55 Conexión de pórtico simple empernada y soldadura (Placas de asentamiento).....	85

Figura 4.1	88
Figura 4.2.....	90
Figura 4.3.....	92
Figura 4.4.....	93
Figura 4.5.....	93
Figura 4.6.....	95
Figura 4.7	96
Figura 4.8.....	100
Figura 4.9.....	102
Figura 5.1	109
Figura 5.2.....	109
Figura 5.3.....	110
Figura 5.4.....	110
Figura 5.5.....	111
Figura 5.6.....	111
Figura 5.7.....	112
Figura 5.8.....	112
Figura 5.9.....	113

Figura 5.10	113
Figura 5.11	114
Figura 5.12	114
Figura 5.13	115
Figura 5.14	116
Figura 5.15	116
Figura 5.16	117
Figura 5.17	118
Figura 5.18	119
Figura 5.19	119
Figura 5.20	122
Figura 5.21	123
Figura 5.22	124
Figura 5.23	124
Figura 5.24	126

ÍNDICES DE ANEXOS

Anexo A	144
Anexo B	148
Anexo C	152
Anexo D	156

NOMENCLATURA

Z:	Factor de zona sísmica.
S:	Coefficiente de suelo.
C _m :	Coefficiente de perfil de suelo.
(S _{1,2,3,4}):	Tipo de perfil de suelo.
n:	Numero de pisos de la estructura.
T:	Periodo fundamental de vibración.
h _n :	Altura máxima de edificio.
δ _i :	Desplazamiento horizontal.
f _i :	Fuerza lateral.
w _i :	Carga Muerta.
I:	Coefficiente de importancia.
R:	Coefficiente de reducción de respuesta estructural.
φ _P :	Coefficiente de configuración estructural en planta
φ _E :	Coefficiente de configuración estructural en elevación.
V _{BAS} :	Cortante basal de diseño
A _x :	Factor de amplificación.
Q _i :	Índice de estabilidad.
P _i :	Suma de carga vertical total.
Δ:	Deriva de piso.
f _{P-Δ} :	Factor de mayoración del efecto P- Δ.
β:	Factor de reducción de longitud efectiva de soldadura.
L:	Longitud real de la soldadura.
a:	Tamaño de pierna de soldadura.
OVS:	Agujeros sobredimensionados u holgados.
SSL:	Agujeros de ranura corta.
LSL:	Agujeros de ranura larga.
C ₂ :	Valores del incremento para distancias al borde de agujeros agrandados.
FR:	Conexiones totalmente restringidas.
PR:	Conexiones parcialmente restringidas.

M_{uc} :	Momento en la cara de la columna.
M_{pe} :	Momento calculado para alcanzar la plastificación.
V_{ub} :	Momento en el punto de rotación elástica.
L_{pb} :	Distancia desde la cara de la columna al punto de rotación elástica.
d_b :	Altura total de la viga.
b_{fb} :	Ancho del patín de la viga.
R_{yb} :	Rata esperada del esfuerzo de fluencia.
$diam_{bReq'd}$:	Diámetro requerido del perno.
ϕ :	Factor de seguridad para AISC LRFD.
F_t :	Esfuerzo de tensión del perno. Tabla J3.2 Especificación AISC 2005.
h_i :	Distancia desde la línea de centro de la viga en el lado del patín.
M_{np} :	Esfuerzo de momento distinto al brazo de palanca.
P_t :	Esfuerzo de tensión en el perno.
A_b :	Área nominal de la sección transversal del perno.
F_{yp} :	Esfuerzo de fluencia del material de la placa extendida.
Y_p :	Mecanismo de la línea de fluencia de la placa.
F_{fu} :	Fuerza factorada para el patín de la viga.
b_p :	Ancho de la placa extendida.
F_{up} :	Resistencia mínima a la rotura del material de la placa.
A_n :	Área neta de la placa.
n_b :	Número de pernos en el patín de compresión.
F_v :	Esfuerzo nominal del perno a cortante.
R_n :	Fuerza equivalente.
n_i :	Número de pernos internos.
n_o :	Número de pernos externos.

L_c :	Distancia libre, en dirección de la fuerza, entre el filo de la perforación y el filo del material.
t_p :	Espesor de la placa extendida.
F_{up} :	Esfuerzo mínimo de tensión de la placa extendida.
$diam_b$:	Diámetro nominal del perno.
Y_{cu} :	Mecanismo de la línea de fluencia de la placa.
k_c :	Distancia desde la cara externa del patín de la columna hasta el final del cordón de soldadura o el final del reborde del perfil laminado en caliente.
h_c :	Distancia libre entre los patines de la columna
N :	Espesor del patín de la viga sumado dos veces la pierna del cordón de soldadura de la unión patín alma.
t_{wc} :	Espesor del alma de la columna.
t_{fb} :	Espesor del patín de la viga.
P_2, P_1 :	Carga axial.
dx :	Diferencial de longitud.
A_f :	Área transversal.
V :	Fuerza transversal de corte.
q_x :	Carga distribuida.
I :	Inercia.
F_{wwfb} :	Flujo de carga en la soldadura.
τ_{wwf} :	Esfuerzo en la soldadura.
g_{wf} :	Garganta de la soldadura.
F_{EX} :	Esfuerzo de resistencia del electrodo.

RESUMEN

La creciente construcción de edificios en estructura metálica en nuestro medio, crea la necesidad de diseñar una conexión Viga-Columna capaz de satisfacer los requerimientos del Código Ecuatoriano de la Construcción y el AISC 2005; la necesidad de reducir el trabajo caliente en campo por costos y mano de obra certificada conlleva a la necesidad de diseñar una junta empernada.

El uso de soldadura para conectar viga y columna es de uso muy frecuente en el medio, pero muy pocas constructoras se preocupan en dar la atención necesaria a la conexión y la capacidad de alcanzar la plastificación controlando la localización del punto de rotación.

Las juntas precalificadas por el ASIC LRFD 2005 ofrecen una alternativa de geometría y análisis de estados límites capaz de cumplir con todos los requerimientos exigidos en las provisiones Sísmicas del Instituto Americano de la Construcción en Acero.

El uso de software de simulación por elementos finitos en la actualidad es una herramienta muy usada, quedando restringida únicamente por las capacidades del hardware; SAP2000 y SolidWorks junto a CosmosWorks son herramientas muy fáciles y versátiles en su uso.

La fabricación del prototipo se realizó en Zitro Ingeniería de acuerdo a las disponibilidades de materia prima y mano de obra en el medio, los ensayos de laboratorio se realizaron en el Laboratorio de Resistencia de Materiales de la ESPE.

Los datos obtenidos en el ensayo de laboratorio y del estudio de Cosmos Works presentan un gran porcentaje de error debido al comportamiento propio de los equipos de laboratorio y los esfuerzos residuales por soldadura en los perfiles armados.

En nuestro medio la manufactura de una conexión soldada es mucho mas barata que la empernada dado el bajo costo de la mano de obra y el uso de procedimientos no calificados para trabajo caliente en campo.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

En la actualidad existe un importante aumento en las construcciones en acero, sobre todo una serie de grandes edificios de más de 5 pisos de alto, otro tipo importante son las estructuras para bodegas, sin embargo también hay un creciente interés en estructuras para residencias; desafortunadamente las universidades no dan gran atención al análisis y diseño de estructuras metálicas lo que se refleja en la carencia de profesionales capacitados; lo anteriormente es aún más crítico dado que en la última década hay un gran salto cuantitativo y cualitativo en el desarrollo de la ingeniería estructural aplicada al acero, por lo que es necesario una actualización continua. Los últimos avances se han dado por ejemplo en el análisis sísmico, se pretende diseñar estructuras en las que se logre el aprovechamiento del comportamiento dúctil del material, o en otras palabras que tenga una gran capacidad de absorción de energía fuera del rango elástico, en este tipo de diseño el detalle es muy importante, sobre todo el de la unión viga-columna; El propósito fundamental de estas conexiones es evitar su falla antes de que lo haga la viga.

En el país no existen estudios sobre el comportamiento de estas conexiones, de la forma en que se lo está realizando actualmente, por lo que un estudio de este tipo es una necesidad apremiante. Debe notarse que en nuestro país las cargas más importantes para el diseño de la conexión son las sísmicas por lo que es necesario profundizar en su conocimiento.

Los códigos que se usan internacionalmente para ser aplicados en nuestro país deben ser adaptados, únicamente dan recomendaciones mínimas las que se chequean de acuerdo a nuestra forma de construir propia; sin embargo los diseñadores que en la mayoría son ingenieros civiles, desconocen estos detalles.

En la actualidad la gran mayoría de diseños estructurales que requieren conexiones viga-columna no realizan un estudio adecuado del comportamiento sísmico resistente de ésta.

1.2 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.

El sector constructor ecuatoriano a nivel nacional carece de un estudio adecuado del tipo de conexiones viga-columna capaz de soportar cargas laterales sísmicas, sin excluir las de la propia estructura de la edificación, cargas vivas y de viento. Además del desconocimiento de la distribución de las zonas sísmicas existentes en el país que permiten establecer una correcta determinación de los factores de diseño en edificaciones.

Sin embargo, no hay que olvidar la importancia del diseño sísmico en edificaciones, ya que a pesar de no ser un lugar con frecuentes sismos de alta intensidad, existe una gran posibilidad de que ocurran en el momento menos esperado al estar ubicados en el cinturón de fuego del pacífico. Además es de vital importancia el garantizar la preservación de vidas humanas a través de estructuras de comportamiento inelástico capaces de resistir grandes cargas sísmicas.

1.3 OBJETIVOS.

1.3.1 OBJETIVO GENERAL.

Determinar el diseño apropiado de la junta empernada viga-columna capaz de absorber energía por cargas sísmicas para la zona IV, y propias de acuerdo al CEC, para estructuras de hasta cinco pisos de altura.

1.3.1.1 Objetivos Específicos.

- Proponer y seleccionar alternativas de diseño para junta empernada viga-columna, sismo-resistente, de acuerdo al CEC, de comportamiento dúctil.
- Determinar el comportamiento inelástico de las juntas empernadas viga-columna, así como su capacidad de absorber energía durante un sismo.
- Realizar pruebas de laboratorio de junta prototipo.
- Realizar una comparación económica entre juntas empernadas y soldadas.

1.4 ALCANCE DEL PROYECTO.

El presente estudio es aplicable a todas las estructuras metálicas en acero A36 que se estén construyendo o estén proyectadas en un futuro dentro de dos años, estas estructuras deben estar localizadas en zona sísmica IV de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción.

1.5 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL PROYECTO.

En la actualidad no existen diseños de la conexión viga-columna en acero estructural ante efectos sísmicos por lo que se ha visto la necesidad de realizar un estudio detallado del comportamiento de esta junta.

La gran mayoría de diseños en acero estructural son realizados por ingenieros civiles, los cuales no tienen el conocimiento necesario para realizar el análisis de las juntas viga-columna, por ello es necesario este estudio que garantiza el desempeño plástico de las mismas, que a su vez permiten el comportamiento sismo-resistente en toda la estructura, que trabaja como un solo conjunto formado por varios elementos. Que a su vez garantiza la posibilidad de no existir pérdidas humanas en el caso de suscitarse un sismo de gran intensidad.

CAPÍTULO 2

FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 ANÁLISIS SÍSMICO

Los procedimientos y requisitos descritos en éste capítulo se determinarán considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, las características del suelo del sitio de emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. Las estructuras deben diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia y sobre-resistencia estructural inherente, y la ductilidad de la estructura. La resistencia mínima de diseño debe basarse en las fuerzas sísmicas de diseño que se establecerán en el capítulo cuatro

2.1.1 DETERMINACIÓN DE FUERZAS LATERALES POR EL MÉTODO EQUIVALENTE

2.1.1.1 Factor de zona sísmica (**Z**)

Cada lugar o región está dividida en diferentes zonas sísmicas, las cuales están demarcadas según la aceleración pico del suelo expresada en función de la constante de gravedad (g). Toda estructura a ser diseñada debe tener asignada un factor de zona sísmica **Z** de acuerdo con la Tabla 2.1. Estos valores se basan en registros históricos y datos geológicos y son también ajustados para proveer criterios de diseño consistentes con la región.

Para mayor exactitud al escoger el valor del factor **Z** se establece la distribución de zonas, se incluye en la tabla 2.2 un listado de algunas poblaciones con el valor correspondiente.

Tabla 2.1 Valores del factor **Z en función de la zona sísmica adoptada.**

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor Factor	0,15	0,25	0,3	0,4

Fuente: Código Ecuatoriano de la construcción

Tabla 2.2 Poblaciones ecuatorianas con zona sísmica IV.

Ciudad	Provincia	Cantón	Parroquia	Zona
Chillanes	Bolívar	Chillanes	Chillanes	IV
Guaranda	Bolívar	Guaranda	Guaranda	IV
San José Chimbo	Bolívar	Chimbo	San José Chimbo	IV
San Miguel	Bolívar	San Miguel	San Miguel	IV
Bolívar	Carchi			IV
El Ángel	Carchi	Espejo	El Ángel	IV
Huaca	Carchi	San Pedro de Huaca	Huaca	IV
Mira	Carchi			IV
San Gabriel	Carchi			IV
Tulcán	Carchi	Tulcán	Tulcán	IV
Chambo	Chimborazo	Chambo	Chambo	IV
Guamote	Chimborazo	Guamote	Guamote	IV
Guano	Chimborazo	Guano	Guano	IV
La Unión	Chimborazo	Colta	Cajabamba	IV
Pallatanga	Chimborazo	Pallatanga	Pallatanga	IV
Penipe	Chimborazo	Penipe	Penipe	IV
Riobamba	Chimborazo	Riobamba	Riobamba	IV
Latacunga	Cotopaxi	Latacunga	Latacunga	IV
Pujilí	Cotopaxi	Pujilí	Pujilí	IV
San Miguel	Cotopaxi	Salcedo	San Miguel	IV
Saquisilí	Cotopaxi	Saquisilí	Saquisilí	IV
Huaquillas	El Oro	Huaquillas	Huaquillas	IV
Esmeraldas	Esmeraldas	Esmeraldas	Esmeraldas	IV
Muisne	Esmeraldas	Muisne	Muisne	IV
Valdez(Limonos)	Esmeraldas	Eloy Alfaro	Valdez(Limonos)	IV
La Libertad	Guayas			IV
Salinas	Guayas	Salinas	Salinas	IV
San Elena	Guayas	San Elena	San Elena	IV
Atuntaqui	Imbabura	Atuntaqui	Atuntaqui	IV
Cotacachi	Imbabura	Cotacachi	Cotacachi	IV
Ibarra	Imbabura	Ibarra	Ibarra	IV
Otavalo	Imbabura	Otavalo	Otavalo	IV

Tabla 2.2 Poblaciones ecuatorianas con zona sísmica IV.

Pimanpiro	Imbabura	Pimanpiro	Pimanpiro	IV
Urcuqui	Imbabura	Urcuqui	Urcuqui	IV
Zapotillo	Loja	Zapotillo	Zapotillo	IV
Bahía de Caraquez	Manabí	Sucre	Bahía de Caraquez	IV
Calceta	Manabí	Bolívar	Calceta	IV
Chone	Manabí	Chone	Chone	IV
Flavio Alfaro	Manabí	Flavio Alfaro	Flavio Alfaro	IV
Jipijapa	Manabí	Jipijapa	Jipijapa	IV
Junin	Manabí	Junín	Junín	IV
Manta	Manabí	Manta	Manta	IV
Montecristi	Manabí	Montecristi	Montecristi	IV
Pajan	Manabí	Paján	Pajan	IV
Pedernales	Manabí	Pedernales	Pedernales	IV
Portoviejo	Manabí	Portoviejo	Portoviejo	IV
Puerto López	Manabí	Puerto López	Puerto López	IV
Rocafuerte	Manabí	Rocafuerte	Rocafuerte	IV
Santa Ana	Manabí	Santa Ana	Santa Ana	IV
Sucre	Manabí	24 de Mayo	Sucre	IV
Tosagua	Manabí	Tosagua	Tosagua	IV
Baeza	Napo	Quijos	Baeza	IV
El Chaco	Napo	El Chaco	El Chaco	IV
Machachi	Pichincha	Mejía	Machachi	IV
Quito	Pichincha	Quito	Quito	IV
Sangolquí	Pichincha	Rumiñahui	Rumipamba	IV
Cayambe	Pichincha	Cayambe	Cayambe	IV
Tabacundo	Pichincha	Pedro Moncayo	Tabacundo	IV
La Bonita	Sucumbios	Sucumbios	La Bonita	IV
Ambato	Tungurahua	Ambato	Ambato	IV
Baños	Tungurahua	Baños	Baños	IV
Cevallos	Tungurahua	Cevallos	Cevallos	IV
Mocha	Tungurahua	Mocha	Mocha	IV
Patate	Tungurahua	Patate	Patate	IV
Pelileo	Tungurahua	Pelileo	Pelileo	IV
Pillaro	Tungurahua	Pillaro	Pillaro	IV
Quero	Tungurahua	Quero	Quero	IV
Tisaleo	Tungurahua	Tisaleo	Tisaleo	IV

Fuente: Código Ecuatoriano de la construcción

2.1.1.2 Geología local y perfiles de suelo. Coeficiente (S) y (Cm)

Cada uno de los coeficientes se han determinado de una manera práctica y clara, con la intención de definir los distintos tipos de suelo existentes en el país, reduciéndoles a solo cuatro tipos, cada uno de los cuales se ha descrito de la forma más concisa, a través de diversas propiedades físicas. La experiencia y los conocimientos sobre los tipos de suelo existentes en el Ecuador sirvieron como premisas de esta definición. Los valores estimados de los coeficientes en función al tipo de suelo se establecen a continuación en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm.

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2	2,5

Fuente: Código Ecuatoriano de la construcción

2.1.1.2.1 Tipo de perfil de suelo ($S_{1,2,3,4}$)

Las condiciones geotécnicas de los sitios o perfiles de suelo se las clasifica de acuerdo con las propiedades mecánicas del sitio, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Este último parámetro puede ser correlacionado con otros parámetros de suelo, como por ejemplo el número de golpes del SPT, para algunos tipos de suelo en sitios donde se disponga de las correlaciones correspondientes.

Los tipos de suelo se clasifican de la siguiente manera a continuación:

Perfil tipo S1: Roca o suelo firme. A este grupo corresponden las rocas y los suelos endurecidos con velocidades de ondas de corte similares a las de una roca (mayor a 750 m/s), con períodos fundamentales de vibración menores a 0,20 s. Se incluyen los siguientes tipos de suelo.

- a) Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500 KPa.

- b) Gravas arenosas, limonosas o arcillosas, densas y secas.
- c) Suelos cohesivos duros con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 100 KPa, con espesores menores a 20 m y sobre yacentes a roca u otro material endurecido, con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.
- d) Arenas densas con números de golpes STP: $N > 50$, con espesores menores a 20 m sobre yacentes a roca u otro material endurecido con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.

Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con numero de golpes del STP: $N > 50$.

Perfil tipo S2: Suelos intermedios. Suelos con características intermedias o que no se ajustan a los perfiles de suelo tipo S1 y S3.

Perfil tipo S3: Suelos blandos o estratos profundos. En este grupo se incluyen los perfiles de suelo blandos o estratos de gran espesor, en los que los períodos fundamentales de vibración son mayores a 0,6 s.

Perfil tipo S4: Condiciones especiales de evaluación del suelo. En este grupo se incluyen los siguientes tipos:

- a) Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos.
- b) Turbas, lodos y suelos orgánicos.
- c) Rellenos colocados sin diseño ingenieril.
- d) Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$).
- e) Arcillas suaves y medias duras con espesor mayor a 30 m.

2.1.1.3 **Período de vibración (T)**

Cada estructura posee un único período natural o fundamental de vibración, el cual es el tiempo requerido para completar un ciclo de vibración libre. La rigidez, la altura de la estructura son factores que determinan o influyen en el período fundamental, y éste puede variar desde 0.1 [s], para sistemas simples, hasta varios segundos para sistemas de varios niveles. Se puede determinar a partir de los siguientes métodos descritos a continuación:

Método 1: Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión.

$$T = C_t h_n^{0.75} \quad 2.1$$

Donde:

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

C_t = 0,09 para pórticos de acero.

C_t = 0,08 para pórticos especiales de hormigón armado.

C_t = 0,06 para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras.

Método 2: El período fundamental T puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de formación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{(\sum_{i=1}^n w_i \delta_i) / (g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i)} \quad 2.2$$

En donde:

δ_i = desplazamiento horizontal en el nivel i debido a la fuerza lateral f_i

f_i = fuerza lateral en el nivel i

w_i = carga muerta del nivel i

2.1.1.4 Coeficiente de importancia (*I*)

La estructura a construirse se clasificara en una de las categorías que se establecen en la Tabla 2.4, y se adoptara el correspondiente factor de importancia *I*.

Tabla 2.4 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor <i>I</i>
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que alberguen equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósitos de agua u otras sustancias anti-incendios. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Fuente: Código Ecuatoriano de la construcción

2.1.1.5 Factor de reducción de resistencia sísmica (*R*)

Depende realmente de muchas variables, entre otras, del tipo de estructura, del tipo de suelo, del período de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia, y amortiguamiento de la estructura en

condiciones límite, se ha simplificado a un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructuras. Logrando así un diseño eficiente que permita disponer de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo así la adecuada ductilidad y disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos.

El factor R a utilizarse en el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura de edificación, en cualquiera de las direcciones de cálculo adoptadas, se escogerá de la tabla tomándose el menor de los valores para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la tabla 2.5. Para otro tipo de estructuras diferentes a las edificaciones, se deberá cumplir con los requisitos establecidos anteriormente. El valor de R podrá aplicarse en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sísmico resistente.

Tabla 2.5 Coeficientes de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado.	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras.	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformado en frío, Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera.	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada.	5
Estructura con muros portantes de tierra reforzada o confinada.	3

Fuente: Código Ecuatoriano de la construcción

2.1.1.6 **Carga muerta sísmica (W_D)**

La carga muerta sísmica W , es la carga muerta total y las partes correspondientes a otras cargas que se enuncian a continuación:

- En las bodegas y destinos de almacenamiento se debe aplicar un mínimo de 25% de la carga viva del piso.
- Cuando se utilice una carga de tabiques en el diseño del piso, se debe incluir una carga no menor de 0.48 kN/m^2 (10 psf).
- La carga de diseño de nieve debe incluirse cuando ésta exceda los 1.44 kN/m^2 (30 psf), pero puede reducirse hasta el 75 % dependiendo de la configuración del techo, las condiciones del lugar, duración de la carga.
- Debe incluirse el peso total del equipo permanente y accesorios.

2.1.1.7 **Coefficiente de configuración estructural en planta (ϕ_p)**

Se trata de un factor penalizante incorporado al diseño de estructuras irregulares, que por dichas formas causan problemas ante la ocurrencia de un sismo, llegando así a determinar una tipología de irregularidades que se presentan frecuentemente en edificaciones y la caracterización de la severidad de las mismas. La utilización de este factor incrementa el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura.

El coeficiente ϕ_p se estimara a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura, descritas en la tabla 2.5. Se utilizara la expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \quad 2.3$$

En donde:

ϕ_{PA} = El mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 2.5, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

ϕ_{PB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 y/o 5 en la estructura.

Tabla 2.6 Coeficientes de configuración de planta.

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	ϕ_{Pi}
1	<p>Irregularidad torsional</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define que la masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de las masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental.</p>	0,9
2	<p>Entrantes excesivos en las esquinas</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	0,9
3	<p>Discontinuidad en el sistema de piso</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50 % del área total de piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50 % entre niveles consecutivos.</p>	0,9
4	<p>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales</p> <p>Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>	0,8

Tabla 2.6. Coeficientes de configuración de planta (Continuación).

5	<p>Ejes estructurales no paralelos</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	0,9
6	<p>Sistema de piso flexible</p> <p>Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural.</p>	-

Fuente: Código Ecuatoriano de la construcción

2.1.1.8 Coeficiente de configuración estructural en elevación (ϕ_e)

Se considerara a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la tabla 2.7. Se utilizara la expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} \times \phi_{EC} \quad 2.4$$

En donde:

ϕ_{EA} = El mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 2.7; para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5.

ϕ_{EB} = Se establece de manera, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura.

ϕ_{EA} = Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

ϕ_{EA} = Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

Tabla 2.7 Coeficientes de configuración en elevación.

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos especiales y pórticos con vigas banda ϕ_E	Sistemas duales con diagonales ϕ_E
1	<p>Piso Blando (Irregularidad en rigidez). La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70 % de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de las rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	0,9	1
2	<p>Irregularidad en la distribución de las masas. La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	0,9	1
3	<p>Irregularidad geométrica. La estructura se considera irregular cuando la dimensión en la planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	0,9	1
4	<p>Desalineamiento de ejes verticales. La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.</p>	0,8	0,9

5	<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</p> <p>La estructura se considera irregularidad cuando la resistencia del piso es menor que el 70 % de la resistencia del piso inmediatamente superior.</p>	0,8	1
6	<p>Columnas cortas</p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	-	-

Fuente: Código Ecuatoriano de la construcción.

2.1.1.9 Cortante basal de diseño (V_{BAS})

El cortante basal total de diseño V , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V_{BAS} = \frac{ZIC}{R\phi_P\phi_E} \quad 2.5$$

$$C = \frac{1,25S^S}{T} \quad 2.6$$

En donde:

C = No debe exceder del valor de C_m establecido en la tabla 2.2, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura.

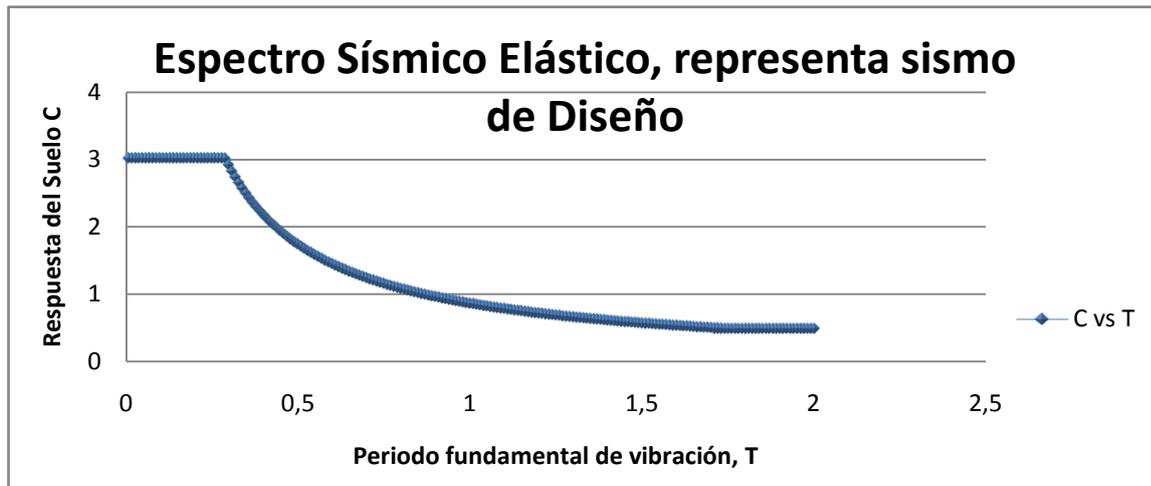
S = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 2.2.

R = Factor de reducción de respuesta estructural.

ϕ_P, ϕ_E = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

Podemos a continuación mediante un grafico ver el comportamiento que representa el sismo de diseño:

Figura 2.1 Espectro sísmico elástico



2.1.2 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA FUERZA SÍSMICA

La distribución de la cortante basal sobre la altura de la edificación se obtiene como la superposición de todos los modos de vibración de un sistema de varios grados de libertad. La magnitud de la fuerza lateral que actúa sobre un nudo en particular depende de la masa del nudo, de la distribución de la rigidez sobre la altura de la estructura y del desplazamiento nodal en un modo dado.

Basado en un principio de la dinámica, las fuerzas sísmicas totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n f_i \quad 2.7$$

$$F_t = 0,07 TV \quad 2.8$$

En donde:

F_t = La fuerza concentrada que se aplicara en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

n = Numero de pisos de la estructura.

T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V .

Sin embargo, F_t no necesita exceder el valor de $0,25 V$, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a $0,7$ s, La parte restante del cortante basal

debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n, de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V-F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad 2.9$$

En donde:

F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de la masa de cada nivel.

W_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

2.1.3 DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE

El cortante del piso V_x , en cualquier piso x, es la suma de las fuerzas F_t y F_x sobre ese piso, V_x debe escribirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

2.1.4 MOMENTOS TORSIONALES HORIZONTALES

Se debe determinar calculándose como el momento de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental.

Cuando existe irregularidad torsional, como se definió en el numeral correspondiente a irregularidad en planta, los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación A_x , calculado con la expresión:

$$A_x = \left[\frac{\delta_{\max}}{1,2\delta_{\text{prom}}} \right]^2 \quad 2.10$$

En donde:

$\bar{\delta}_{prom}$ = Promedio de los desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

$\bar{\delta}_{max}$ = Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

El valor de A_x no necesita ser mayor que 3,0.

2.1.5 VOLCAMIENTO

Las estructuras deben ser diseñadas para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas, las cuales deben transmitirse hasta la cimentación. Cuando se hacen presentes discontinuidades verticales en los elementos resistentes a fuerzas laterales, los elementos que soportan dichos sistemas discontinuos deben tener la resistencia de diseño para soportar las cargas combinadas que resultan de las combinaciones de cargas sísmicas.

2.1.6 EFECTO P- Δ

Se establecen como los efectos secundarios que afectan a las fuerzas cortantes y axiales, y a los momentos flectores, cuando se aplican cargas verticales que actúan en pórticos deformados lateralmente. Los cuales deben considerarse en la evaluación de la estabilidad estructural global. Los Efectos P- Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Q_i , es menor a 0,10.

El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad 2.11$$

En donde:

Q_i = Índice de estabilidad de piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i = Es la suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i.

Δ_i = Es la deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i = El cortante sísmico del piso.

h_i = La altura del piso considerado.

El índice de estabilidad de un piso Q_i no debe exceder de 0.30, y en caso de serlo la estructura es inestable, en tal caso se la debe rigidizar. Además se debe considerar el efecto P- Δ cuando se cumple que $0.1 < Q_i < 0.3$, se multiplicarán por un factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ a las fuerzas internas y los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de cargas laterales de diseño, que se determina a continuación:

$$f_{P-\Delta} = \left(\frac{1}{1-Q_i} \right) \quad 2.12$$

2.2 CONEXIONES

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura. Las conexiones están formadas por las partes afectadas de los miembros conectados (por ejemplo, almas de vigas), por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas), y por conectores (soldaduras, tornillos y remaches). Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada:

- a) Por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño;
- b) Como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados.

El uso de juntas empernadas en la construcción de estructuras para edificios actualmente no es explotado a totalidad en nuestro país, debido al gran auge de la soldadura en años anteriores, el montaje de estructuras por medio de tornillos

es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con soldadura.

2.2.1 SOLDADURAS

2.2.1.1 Juntas soldadas

Una de las características fundamentales en las estructuras soldadas es su rigidez, porque por lo general sus miembros están conectados directamente unos con otros, esto permite tener resistencia a cargas de momento, que en la actualidad, llegó a ser una realidad alentadora entre los ingenieros que confían en una considerable capacidad de resistencia a la fatiga, debido a la utilización de estrictas normas técnicas y requerimientos para la mano de obra establecidos por la AWS (American Welding Society). Además, la química de los aceros manufacturados actualmente está especialmente formulada para mejorar su soldabilidad.

Las juntas soldadas permiten en las estructuras, eliminar en un gran porcentaje las placas de unión y de empalme, tan necesarias en las estructuras remachadas o atornilladas, además es posible reducir en aproximadamente un 15 % el peso en acero utilizado para la construcción.

2.2.1.2 Metal de aportación

Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura. Se seguirán las instrucciones del fabricante respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base.

2.2.1.3 Tipos de soldadura

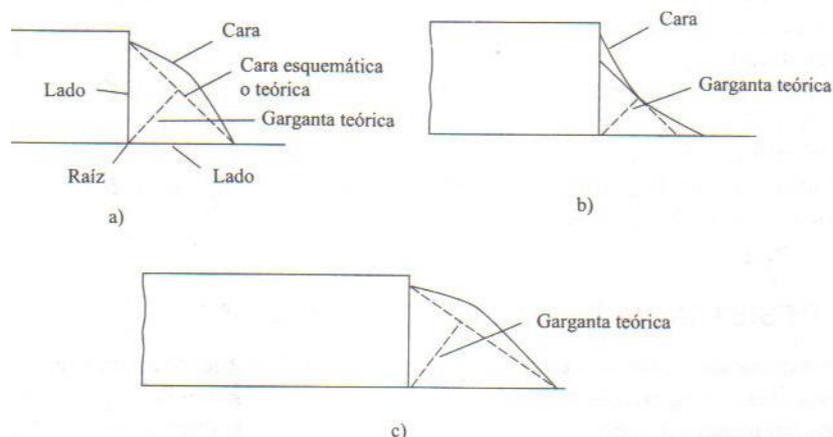
Se consideran cuatro tipos de soldaduras, aunque las principales y más utilizadas son las de ranura y filete:

- a) Soldaduras de filete. Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.
- b) Soldaduras de penetración. Se obtienen depositando metal de aportación entre dos placas que pueden, o no, estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o parcial, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte del espesor de las placas, o de la más delgada de ellas.
- c) Soldaduras de tapón, y
- d) Soldaduras de ranura. Las soldaduras de tapón y de ranura se hacen en placas traslapadas, rellenando por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.

2.2.1.3.1 Soldaduras de filete

Se han demostrado a través de pruebas que las soldaduras de filete son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes en soldaduras de filete que se establecen en las especificaciones para soldadura. Es importante indicar que para este tipo de soldadura se debe prepararlas las conexiones de forma que estén sujetas sólo a esfuerzo cortante, y no a combinación de esfuerzos. A continuación se indica las soldaduras de filete en las figuras 2.2.

Figura 2.2 Soldaduras de filete



- a) Tamaño mínimo

Los tamaños mínimos admisibles de soldaduras de filete son los que se muestran en la tabla 2.8. El tamaño de la soldadura queda determinado por la

más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada. El objeto de este requisito es evitar cambios perjudiciales en la estructura cristalina del acero, producidos por el rápido enfriamiento de las soldaduras pequeñas depositadas en material grueso.

Tabla 2.8 Tamaños mínimos de soldaduras de filete

Espesor de la más gruesas de las partes unidas, mm. (pulg.)	Tamaño mínimo del filete, mm. (pulg.)
menor o igual que 6 ($\leq 1/4$)	3.2 ($1/8$)
más de 6 hasta 13 ($1/4$ a $1/2$)	4.8 ($3/16$)
más de 12.7 hasta 19.1 ($1/2$ a $3/4$)	6.3 ($1/4$)
mayor que 19.1 ($> 3/4$)	7.9 ($5/16$)

Fuente: Specification for structural steel buildings, AISC 2005, tabla J3-2

b) Tamaño máximo

El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

En los bordes de material de grueso menor que 6 mm. ($1/4$ pulg.), el grueso del material.

En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6 mm ($1/4$ pulg.), el grueso del material menos 2mm ($1/16$ pulg.), excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material. La distancia entre el borde de la soldadura depositada y el de la placa puede ser menor que 1.5 mm, pero el tamaño de la soldadura debe poderse verificar sin dificultad.

c) Longitud

La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas será no menor que cuatro veces su tamaño nominal. En caso contrario, se considerará que el tamaño de la soldadura no excede de un cuarto de su longitud efectiva.

Cuando se usan filetes de soldadura depositados únicamente en los bordes longitudinales de conexiones de placas en tensión, la longitud de cada filete no debe ser menor que la distancia entre ellos, medida perpendicularmente a su eje. La separación transversal de filetes longitudinales utilizados en conexiones en extremos de los miembros no debe exceder de 200 mm, a menos que se tomen medidas especiales para evitar una flexión transversal excesiva, como colocar una soldadura transversal en el extremo o usar soldaduras intermedias de tapón o ranura.

La longitud efectiva de las soldaduras de filete paralelas a la dirección de la fuerza, utilizada para transmitir una carga axial al extremo de un miembro, es igual a la longitud total cuando ésta no excede de 100 veces el tamaño de la pierna. Si es más larga, la longitud efectiva se obtiene multiplicando la real por un factor de reducción β , que vale

$$\beta = 1.2 - 0.002(L/a) \leq 1.0 \quad (5.1) \quad 2.13$$

Donde:

L: longitud real de la soldadura; y

a: tamaño de su pierna.

Si $L > 300a$, β se toma igual a 0.60.

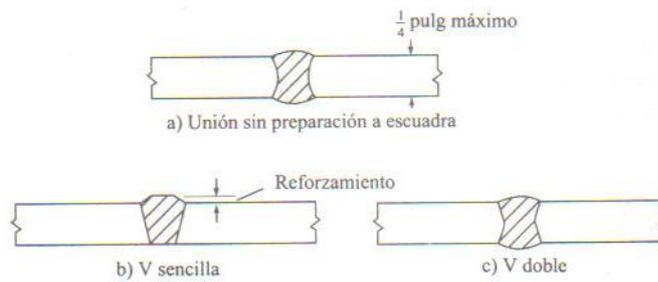
Ejemplos de las soldaduras mencionadas arriba son los cordones longitudinales de juntas traslapadas en el extremo de miembros cargados axialmente, y las soldaduras que unen atiesadores de apoyo al alma de las vigas.

El factor de reducción no se aplica, entre otros casos, a soldaduras que unen entre sí placas o perfiles para formar una sección compuesta, o a las soldaduras que unen los atiesadores intermedios al alma de las vigas, cuando no se usa la resistencia posterior al sondeo, pues no están sujetas a esfuerzos axiales, ya que su único objeto es mantener el alma plana.

2.2.1.3.2 Soldaduras de ranura

Cuando la penetración es completa y las soldaduras de ranura están sujetas a tensión, el esfuerzo en la soldadura se cree igual a la carga, dividida entre el área transversal neta de la soldadura. En la figura 2.3 se muestran tres tipos de soldadura de ranura.

Figura 2.3 Soldaduras de ranura



Se utilizan para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el grueso de la parte que los contiene más 8 mm, pero no excederá de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura.

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro de los agujeros.

La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no excederá de diez veces el grueso de la soldadura. El ancho de la ranura no será menor que el grueso de la parte que la contiene más 8 mm, sin exceder de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el grueso de la parte que la contiene, exceptuando el caso en que la ranura se extiende hasta el borde de esa parte.

La separación mínima de líneas de soldaduras de ranura en una dirección transversal a su longitud será de cuatro veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros en una dirección longitudinal en cualquier línea será de dos veces la longitud de la ranura.

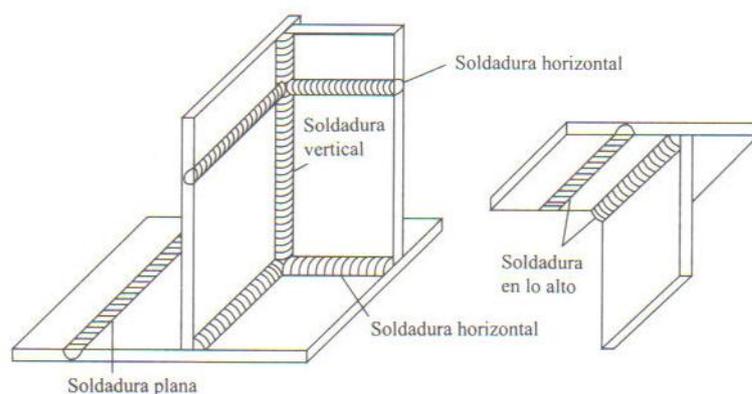
La separación transversal máxima entre tapones o ranuras será de 200 mm, a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

Cuando los tapones o ranuras se hagan en material de grueso no mayor de 16 mm ($\frac{5}{8}$ pulg.), deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor de 16 mm se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será nunca menor de 16 mm.

2.2.1.4 Posiciones de soldar

Las soldaduras se establecen respecto a su posición de hechura, como nombraremos a continuación y se pueden observar en la figura: planas, horizontales, verticales y en la parte superior o sobrecabeza, las cuales se muestran en la figura 4, siendo las planas las más económicas y las de sobrecabeza las más costosas. Un soldador con mediana habilidad puede realizar una excelente soldadura plana, pero a diferencia de ésta, para realizar en la parte superior, sólo lo pueden hacer los mejores. Se establece adicionalmente que no es necesaria la fuerza de la gravedad para efectuar buenas soldaduras, pero sí puede acelerar el proceso. Los glóbulos de los electrodos fundidos pueden formarse hacia los cordones de soldadura depositados sobre la parte superior y resultan buenas soldaduras, el único inconveniente que podría decirse en este caso, es que el proceso es lento y costoso, por lo que debe evitarse esta posición de soldadura en lo posible.

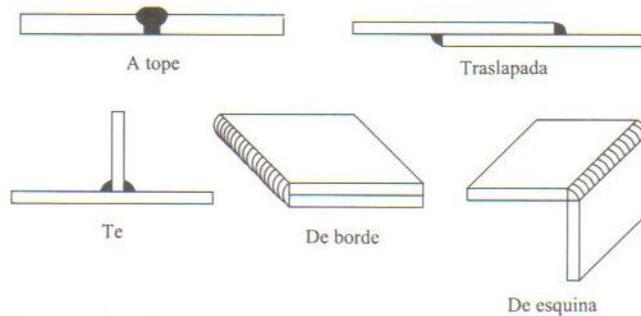
Figura 2.4 Posiciones de soldado



2.2.1.5 Tipos de juntas

Las soldaduras pueden clasificarse de acuerdo con el tipo de junta usada, las que son: a tope, traslapada, en te, de canto, en esquina, etc. Estos tipos de juntas se muestran en la figura 5.

Figura 2.5 Tipos de juntas.



2.2.2 PERNOS

2.2.2.1 Juntas empernadas

El uso de juntas empernadas en la construcción de estructuras para edificios actualmente no es explotado a totalidad en nuestro país, debido al gran auge de la soldadura en años anteriores, el montaje de estructuras por medio de tornillos es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con soldadura.

Se realizan a menudo a través de ángulos de conexión o placas que se deforman debido a las cargas de transferencia, haciendo más flexible a la estructura completa.

2.2.2.2 Tipos de pernos

Existen varios tipos de pernos que pueden usarse para la conexión de miembros de acero:

2.2.2.2.1 Pernos ordinarios o comunes

Estos pernos los designa la ASTM como A307 y se fabrican con aceros al carbono con características similares al acero A36. En el mercado se pueden encontrar en diámetros desde $\frac{5}{8}$ pulg hasta $1\frac{1}{2}$ pulg en incrementos de $\frac{1}{8}$ pulg.

Los pernos A307 se fabrican generalmente con cabezas y tuercas cuadradas para reducir costos, pero las cabezas hexagonales se usan a veces por apariencia más atractiva, facilidad de manipulación con la herramienta y

requieren menos espacio para girarlas. Tienen relativamente grandes tolerancias en el vástago, pero su resistencia de diseño es menor que los pernos de alta resistencia. Se usan generalmente en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas como: correas, plataformas y armaduras pequeñas.

2.2.2.2 Pernos de alta resistencia

Existen dos tipos básicos, el A325 (hecho con acero al carbono tratado térmicamente) y el A490 de mayor resistencia (hecho con acero aleado tratado térmicamente), su resistencia a la tensión es de dos o más veces que los pernos comunes. Los pernos de alta resistencia se usan en todo tipo de estructuras, desde pequeños edificios hasta rascacielos, puentes de todo tipo. Estos pernos fueron desarrollados para superar la debilidad de los remaches, especialmente la insuficiente tensión en el vástago una vez enfriado; las tensiones resultantes en los remaches no son suficientemente grandes como para mantenerlos en posición durante la aplicación de cargas por impacto o vibratorias, a causa de esto, los remaches se aflojan, vibran y deben ser reemplazados. Los pernos de alta resistencia pueden apretarse hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, de forma que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del perno y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción.

2.2.2.3 **Ventajas de los pernos de alta resistencia**

Entre las ventajas más importantes de los pernos de alta resistencia están:

1. Las cuadrillas de hombres necesarias para atornillar son menores que las que se necesitan para soldar, resultando un montaje de acero estructural más rápido.
2. Personal con menor entrenamiento y experiencia es capaz de producir juntas empernadas de calidad en comparación con la soldadura; la instalación apropiada de pernos de alta resistencia puede aprenderse en cuestión de horas.
3. El equipo necesario en campo para realizar la junta es mucho más barato en comparación al equipo de soldadura.
4. Los riesgos de manejo de gases en obra son nulos.

5. En lugares donde las estructuras se alteren o desmonten, es necesario desensamblar las juntas, objetivo que las juntas empernadas sobrepasan a las juntas soldadas.

2.2.2.4 **Tornillos apretados sin holgura y tornillos completamente tensados**

Los pernos apretados sin holgura son usados cuando las superficies están en contacto firme entre sí y deben ser claramente identificados en los planos de diseño como en los de montaje; para conseguir el apriete es suficiente el esfuerzo de un operario con llave manual o el conseguido por unos pocos golpes con una llave de impacto.

Cuando se aplican cargas a tornillos apretados sin holgura puede haber un pequeño deslizamiento ya que los agujeros poseen mayor dimensión respecto a los vástagos de los pernos, de esta manera es posible un asentamiento contra el perno; este comportamiento no es apropiado en casos de fatiga.

Para casos de fatiga es necesario utilizar pernos completamente tensados, esto no permite que la conexión se deslice, este tipo de conexiones son llamadas de deslizamiento crítico.

Los pernos completamente tensados conllevan un proceso muy caro, así como su inspección, es por esto que solo deben usarse cuando sean necesarios, es decir cuando las cargas de trabajo ocasionen un gran cambio de esfuerzos con la posibilidad de problemas de fatiga.

Los tornillos apretados sin holgura tienen ventajas sobre los completamente tensados ya que un obrero puede apretar apropiadamente los pernos a una condición sin holgura con una llave de mango o con solo unos cuantos golpes con una llave de impacto, la inspección es sólo visual, puede reemplazarse las herramientas manuales por eléctricas, eliminando la necesidad de aire comprimido en la obra.

La tabla 2.9 presenta las tensiones necesarias para pernos en juntas tipo fricción y en juntas sujetas a tensión directa; para estar completamente tensados los

pernos A325 o A490 deben apretarse por lo menos al 70% de la resistencia a la tensión mínima especificada.

Tabla 2.9 Tensión (en Klb) requerida en los tornillos para conexiones tipo fricción y para las sujetas a tensión directa.

Tamaño de perno (pulg)	Tensión (Klb)	
	Perno A325	Perno A490
1/2	12	15
5/8	19	24
3/4	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 1/4	71	102
1 3/8	85	121
1 1/2	103	148

Fuente: Especificaciones del código ASTM para pernos.

El control de calidad para pernos A325 y A490 es más riguroso que para los pernos A449 por lo que independientemente del método de apriete nunca deben usarse en juntas tipo fricción.

Las tuercas utilizadas en los pernos de alta resistencia completamente tensados no necesitan precaución especial para asegurarlas, una vez ajustada la tuerca hasta la tensión requerida, casi no existe la tendencia a aflojarse; sólo bajo ciertas cargas fuertes vibratorias se aflojan por lo que en ciertas ocasiones se usan pernos más largos con dos tuercas totalmente apretadas o se suelda la tuerca al perno.

2.2.2.5 Métodos para tensar completamente los pernos de alta resistencia

Los métodos de apriete pueden ser usados indistintamente, según especificación LRFD.

2.2.2.5.1 Método del giro de la tuerca

Los pernos se aprietan sin holgura y luego se les da un giro de $\frac{1}{3}$ o una vuelta completa, dependiendo de la longitud de éstos y de la inclinación de las superficies entre sus cabezas y tuercas. La magnitud de giro puede controlarse fácilmente marcando la posición con marcador o rayador de metal.

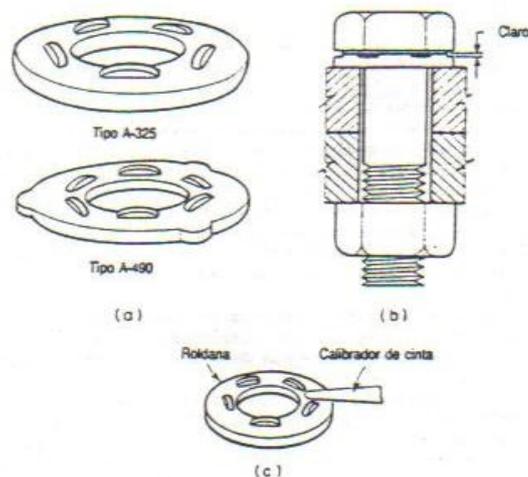
2.2.2.5.2 Método de la llave calibrada

Se utiliza una llave de impacto ajustada para detenerse cuando se alcanza el par necesario para el perno dependiendo de su diámetro y clasificación según ASTM; las llaves deben ser calibradas diariamente y debe usarse arandelas endurecidas; los pernos así como sus accesorios deben ser protegidos de la humedad y del polvo en la obra para evitar su corrosión o debe usarse pernos y accesorios galvanizados en caliente.

2.2.2.5.3 Indicador directo de tensión

Consiste en una roldana o arandela endurecida con protuberancias en forma de pequeños arcos, los cuales a medida que se aplica la carga se aplanan, la apertura es proporcional a la tensión aplicada al perno; se usa una cinta calibrada para medir la abertura, para pernos completamente tensados la separación debe medir 0,015 pulgadas o menos. Se muestra en la figura 2.6.

Figura 2.6 Roldanas o arandelas indicadoras de carga.



Para ninguno de los métodos antes mencionados existe una tensión máxima de apriete, lo que quiere decir que se puede apretar al perno a la mayor carga que no lo rompa y aún así trabaje con eficiencia; las tuercas siempre son de un material más resistente previniendo así la falla prematura de estas.

2.2.2.6 Pernos de diseño alternativo

Existen algunos tipos de pernos de diseño alternativo, uno de los más usados es el perno indicador de carga, que constan de un extremo ranurado extendido mas allá de la rosca. Se usan boquillas especiales en las llaves para apretar las tuercas hasta que se rompan los extremos ranurados. Este método de apriete es bastante práctico y conlleva a menores costos de mano de obra. Se muestra en la figura 2.7.

Figura 2.7 Perno indicador de carga

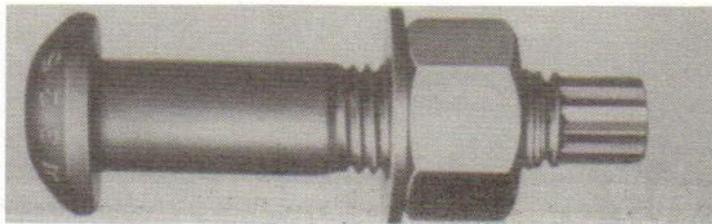
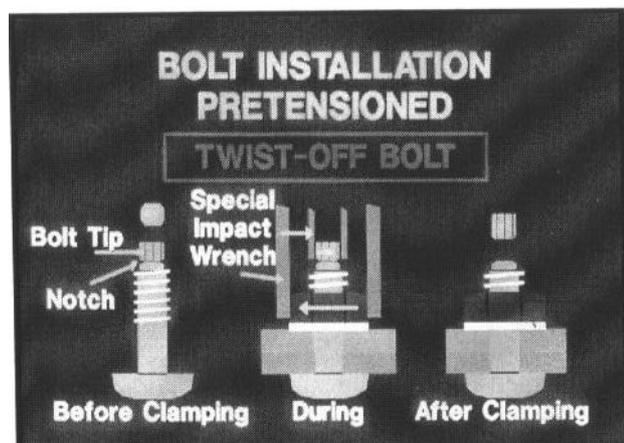


Figura 2.8 Instalación de perno indicador de carga



Para ninguno de los métodos antes mencionados existe una tensión máxima de apriete, lo que quiere decir que se puede apretar al perno a la mayor carga que no lo rompa y aún así trabaje con eficiencia; las tuercas siempre son de un material más resistente previniendo así la falla prematura de estas.

2.2.2.7 Consideraciones para conexiones tipo fricción y tipo aplastamiento

Al tensarse por completo los pernos de alta resistencia, las partes conectadas quedan fuertemente abrazadas, por lo que se tiene una considerable resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto, esta resistencia es el producto de la fuerza al apretar con el coeficiente de fricción.

Si la fuerza cortante que actúa en la junta es menor a la resistencia permisible por fricción, la conexión se denomina tipo fricción; si la carga excede la resistencia por fricción, habrá un posible deslizamiento entre los miembros, aplastamiento en los vástagos, quedando los tornillos sometidos a corte y aplastamiento, llamándose así una conexión tipo aplastamiento, la que establece que la resistencia no se centra en la capacidad que posean los pernos; más bien en la resistencia de las partes conectadas y del arreglo de los pernos o tornillos. Se establecen a continuación en la tabla 2.10 la resistencia por aplastamiento, y en la tabla 2.11 la resistencia por fricción para pernos.

Tabla 2.10 Resistencia de diseño de sujetadores

Descripción de sujetadores	Resistencia nominal a tensión, Ksi.	Resistencia nominal a cortante en conexiones tipo aplastamiento, Ksi.
Tornillos A307	45	24
Tornillos A325 o A325M, cuando las roscas no están excluidas del plano de corte.	90	48
Tornillos A325 o A325M, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte.	90	60

Tornillos A490 o A490M, cuando las roscas no están excluidas del plano de corte.	113	60
Tornillos A490 o A490M, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte.	113	75
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la sección A3.4, cuando las roscas no están excluidas del plano de corte.	0.75Fu	0.40Fu
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la sección A3.4, cuando las roscas están excluidas del plano de corte.	0.75Fu	0.5Fu

Fuente: Specification for structural steel buildings, AISC 2005, tabla J3-2

Tabla 2.11 Resistencia nominal por cortante, en Ksi, de tornillos de alta resistencia en conexiones tipo fricción

Resistencia nominal por cortante			
Tipo de tornillo	Agujeros de tamaño estándar	Agujeros agrandados y de ranura corta	Agujeros de ranura larga
A325	17	15	12
A490	21	18	15

Fuente: Specification for structural steel buildings, AISC 2005, tabla J3-6.

Las superficies de las juntas, incluidas las adyacentes a las arandelas, deben estar libres de escamas, polvo, rebabas y otros defectos de laminación, que puedan impedir un contacto pleno entre las partes. Si las superficies de contacto están galvanizadas, el factor de deslizamiento se reducirá a casi la mitad del valor correspondiente a las superficies limpias de costras de laminación. El factor de deslizamiento puede mejorarse bastante si a las superficies se les aplica un cepillado manual o a un proceso de sandblasting; sin embargo, estos tratamientos no

incrementan la resistencia al deslizamiento frente a cargas permanentes donde se manifiesta un comportamiento de escurrimiento plástico.

Las especificaciones ASTM permiten la galvanización de los pernos A325, pero no la de los A490, existe el peligro de que este acero de alta resistencia se vuelva frágil por la posibilidad de que le penetre hidrógeno durante el proceso de galvanización.

2.2.2.8 **Pernos en combinación con soldadura**

Cuando en una obra nueva se especifique el uso de remaches o tornillos, ordinarios o de alta resistencia, diseñados para transmitir las cargas por aplastamiento, en combinación con soldadura, ésta se dimensionará para resistir las fuerzas completas a que estén sujetos los miembros conectados (Antes de que la resistencia última de la conexión se alcance, los pernos se deslizarán y la soldadura tendrá que tomar una proporción mayor de la carga; la proporción exacta es difícil de determinar).

Si los tornillos de alta resistencia se diseñan para juntas tipo fricción, se puede permitir que compartan la carga con la soldadura. Para tales situaciones, el comentario J1.9 del LRFD establece que es necesario apretar totalmente los tornillos antes de hacer las soldaduras. Si se hacen primero las soldaduras, el calor de éstas puede distorsionar la conexión de modo que no se obtenga la resistencia al deslizamiento crítico deseada en los tornillos. Si éstos se colocan y se aprietan totalmente antes de hacer las soldaduras, el calor de la soldadura no cambiará las propiedades mecánicas de los tornillos. Para tal caso, puede suponerse que los tornillos de deslizamiento crítico y las soldaduras comparten la carga.

Si estamos haciendo alteraciones en una estructura existente que está conectada con tornillos de aplastamiento o apretados sin holgura o bien con remaches, podemos suponer que cualquier deslizamiento que vaya a ocurrir, ya ha tenido lugar. Entonces, si estamos usando soldaduras en la alteración, diseñaremos esas soldaduras despreciando las fuerzas que se producen por la carga muerta existente.

2.2.2.9 Tamaños de agujeros para tornillos y remaches

En la tabla 2.12 se indican los tamaños máximos de los agujeros que pueden utilizarse en juntas remachadas o atornilladas, lo cual está sometido a los requisitos de la sección J3 de las especificaciones LRFD. Los agujeros de placas de base de columnas pueden ser mayores si se requiere por las tolerancias admisibles en la colocación de anclas en cimientos de concreto reforzado.

Es importante e imprescindible el uso de agujeros estándar, excepto cuando el diseñador especifique, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros sobredimensionados o alargados. En conexiones remachadas, no se permite el uso de agujeros sobredimensionados o alargados.

Los agujeros sobredimensionados u holgados (OVS) pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción, pero su empleo está prohibido en conexiones por aplastamiento. Si las partes exteriores tienen agujeros sobredimensionados, deben colocarse roldanas endurecidas sobre estos agujeros holgados en las placas exteriores. El uso de estos tipos de agujeros permite trabajar con tolerancias de diseño y construcción mayores.

Los agujeros de ranura corta (SSL) pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Si las partes exteriores tienen agujeros alargados cortos deben colocarse roldanas, las que serán endurecidas cuando los tornillos sean de alta resistencia.

Los agujeros de ranura larga (LSL) pueden usarse sólo en una de las partes comunes a cada superficie de falla individual, tanto en juntas de fricción como de aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usan agujeros ranurados largos en una parte exterior, deben colocarse roldanas de placa, con agujeros estándar, de tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados. Se usan generalmente cuando se hacen conexiones a estructuras existentes

donde las posiciones exactas de los miembros que van a conectarse no se conocen.

En conexiones con tornillos de alta resistencia, las roldanas de placa o las soleras continuas serán de acero de grado estructural, de no menos de 8 mm de grueso; no es necesario que estén endurecidas. Si en algún caso se requieren roldanas endurecidas con tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la cara exterior de la roldana de placa o de la solera. Su función principal es impedir ralladuras o ecoreaciones de los miembros cuando se aprietan los tornillos.

Tabla 2.12 Dimensiones nominales de agujeros

Diámetro del tornillo	Estándar (Diámetro)	Agrandados (Diámetros)	De ranura corta (ancho x longitud)	De ranura larga (ancho x longitud)
$\frac{1}{2}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{9}{16} \times \frac{11}{16}$	$\frac{9}{16} \times 1\frac{1}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{11}{16} \times \frac{7}{8}$	$\frac{11}{16} \times 1\frac{9}{16}$
$\frac{3}{4}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{15}{16}$	$\frac{13}{16} \times 1$	$\frac{13}{16} \times 1\frac{7}{8}$
$\frac{7}{8}$	$\frac{15}{16}$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{15}{16} \times 1\frac{1}{8}$	$\frac{15}{16} \times 2\frac{3}{16}$
1	$1\frac{1}{16}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{16} \times 1\frac{5}{16}$	$1\frac{1}{16} \times 2\frac{1}{2}$
$>1\frac{1}{8}$	$d+\frac{1}{2}$	$d+\frac{5}{16}$	$(d+\frac{1}{16}) \times (d+1\frac{1}{8})$	$(d+\frac{1}{16}) \times (2.5d)$

Fuente: Specification for structural steel buildings, AISC 2005, tabla J3-3.

2.2.2.10 Separación y distancias a bordes de tornillos

Los tornillos deben colocarse a una distancia suficiente entre sí para permitir su instalación eficiente y evitar fallas por tensión en los miembros entre tornillos. se estipula en la especificación LRFD (J3-3) de la AISC 2005 que la distancia entre centros de agujeros para remaches o tornillos, sean estándar, sobredimensionados o alargados, no será, en general, menor que tres veces el diámetro nominal del conector, pero se debe establecer de preferencia; de ser necesario, esta distancia puede disminuirse a 2 2/3 veces el diámetro nominal.

2.2.2.11 Distancia mínima al borde

Como recomendación los tornillos no deben ubicarse demasiado cerca de los bordes de un miembro por dos razones que son las siguientes: El punzonado de

agujeros demasiado cercanos a los bordes ocasiona que el acero opuesto al agujero se agriete y la segunda razón se aplica a los extremos de los miembros donde existe el peligro de que el sujetador desgarre al metal. Se puede determinar la aplicación para la práctica común el colocar el sujetador a una distancia mínima del borde de la placa igual a 1.5 o 2 veces el diámetro del sujetador, logrando así una resistencia al cortante del metal en la zona por lo menos igual a la de los sujetadores. La especificación LRFD establece que la distancia requerida entre el centro de un agujero estándar y la parte conectada no debe llegar a ser menor que los valores aplicables, estipulados en la tabla 2.13.

Tabla 2.13 Distancias mínimas a bordes

Diámetro nominal del tornillo o remache(in)	En bordes recortados mecánicamente (in)	En bordes laminados de placas, perfiles o barras o bordes cortados con gas[c]
$\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$1\frac{1}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{4}[d]$	1
$\frac{7}{8}$	$1\frac{1}{2}[d]$	$1\frac{1}{8}$
1	$1\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{4}$
$1\frac{1}{8}$	2	$1\frac{1}{2}$
$1\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{5}{8}$
Mayores de $1\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{4}\times\text{Diámetro}$	$1\frac{1}{4}\times\text{Diámetro}$

Fuente: Specification for structural steel buildings, AISC 2005, tabla J3-4.

Si el agujero es sobredimensionado o alargado, la distancia del centro al borde de una parte conectada no será menor que la requerida para un agujero estándar, de acuerdo con lo mencionado anteriormente, más el incremento C_2 indicado en la tabla 2.14.

Tabla 2.14 Valores del incremento C_2 para distancias al borde de agujeros agrandados

Diámetro nominal del conector(in)	Agujeros agrandados	Agujeros de ranura		
		Perpendicular al borde		Paralela al borde
		De ranura corta	De ranura larga	
$\leq 7/8$	$1/16$	$1/8$	$3/4d$	0
1	$1/8$	$1/8$		
$\leq 1 1/8$	$1/8$	$3/16$		

Fuente: Specification for structural steel buildings, AISC 2005, tabla J3-5.

2.2.2.12 Separación máxima y distancias al borde

La distancia máxima del centro de un tornillo o remache al borde más cercano de las partes en contacto será 12 veces el grueso de la parte conectada en consideración, sin exceder de 150 mm.

La separación longitudinal entre conectores colocados en elementos en contacto continuo, consistentes en una placa y un perfil, o dos placas, será la siguiente:

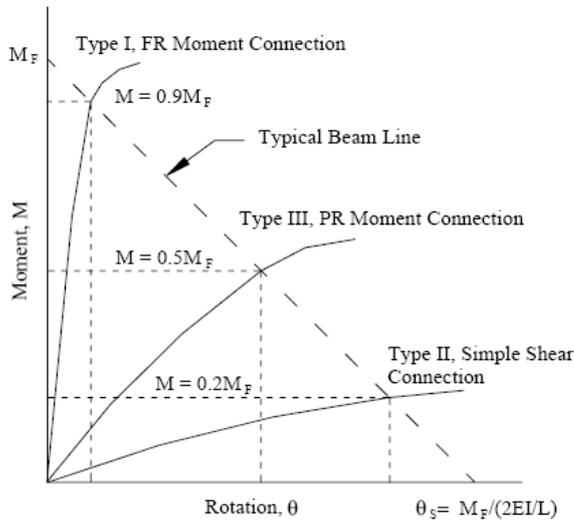
- a) Para elementos, pintados o sin pintar, no sujetos a corrosión, no excederá de 24 veces el grueso de la placa más delgada, o 305 mm.
- b) Para miembros no pintados de acero intemperizable, sujetos a corrosión atmosférica, no será mayor que 14 veces el grueso de la placa más delgada, o 180 mm.

2.2.3 CONEXIONES VIGA-COLUMNA

2.2.3.1 Clasificación de las conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna se clasifican de acuerdo al ángulo de rotación que presentan frente a un determinado momento; la figura 2.9 muestra el comportamiento de los diferentes tipos de juntas.

Figura 2.9 Diagrama Momento vs. Rotación



Beam Line Equation, $M = M_F - 2EI\theta/L$

where:

- M = beam line end-moment
- M_F = fixed end-moment, $(wL^2/12)$
- θ = beam line end-rotation
- θ_s = simple span beam end-rotation

2.2.3.1.1 Totalmente restringida o rígidas - FR o tipo I

Este tipo de conexión FR (Fully restrained) de elementos rígidos, asume que para diseño, tiene la suficiente rigidez para resistir la rotación de la junta y transfieren el 100% del momento al empotramiento. Generalmente este tipo de conexiones son utilizadas en la construcción de edificios de gran altitud en los que la resistencia al viento se desarrolla proporcionando continuidad entre los miembros de la estructura del edificio.

2.2.3.1.2 Cortante simple – PR o tipo II

Este tipo de conexión PR (Partially restrained) de elementos simples, asume que para diseño la conexión es libre de rotar bajo cargas gravitatorias. Está conformada de elementos muy flexibles que permiten girar los extremos de la viga hacia abajo cuando están sometidos a cargas. Poseen la capacidad de resistir la fuerza cortante producto de las carga, aunque tienen cierta resistencia al momento, es decir al giro de los extremos, se asume que es insignificante.

2.2.3.1.3 Parcialmente restringida – PR o tipo III

Este tipo de conexión PR (Partially restrained) de elementos semirrígidos, asume que para diseño, tiene una capacidad de momento que depende de la rotación media entre las conexiones tipo I y tipo II, aunque son aquellas que tienen una apreciable resistencia a la rotación del extremo, es decir la posibilidad de reducir el momento.

2.2.3.2 **Diseño de conexión a momento**

2.2.3.2.1 Método de diseño

Los cuatro parámetros primarios para el diseño de conexiones a momento placa extendida sujeta a cargas cíclicas son:

1. El momento de diseño para la conexión requerido.
2. La fuerza del perno de conexión.
3. La fuerza de la placa de extendida.
4. La fuerza de curvatura de la brida de la columna

2.2.3.2.2 Bases recomendadas para el diseño

El procedimiento de diseño presentado a continuación se basa en investigaciones dirigidas por la Universidad de Oklahoma y el Instituto Politécnico de Virginia. Las fuerzas de tenaza en los pernos se descartan ya que se demostró que el espesor de la placa extendida y del patín de la columna son suficientes para evitar que se desarrolle éste efecto.

Las condiciones inherentes para el procedimiento de diseño son:

1. Todos los pernos son apretados hasta llegar a la carga de pretensión según la especificación AISC 2005, por lo que los requerimientos de conexión de deslizamiento crítico no son necesarios.
2. El procedimiento de diseño es válido únicamente para pernos A325 o A490.
3. La distancia más corta desde la cara del patín de la viga a la línea de centros del perno más cercano generalmente resulta en la solución más económica para la conexión. Se recomienda que la distancia mas corta a utilizarse debe ser el diámetro del perno mas 12mm para pernos de hasta

25mm y mas 19mm para pernos mayores a 25mm; sin embargo es una práctica común usar una distancia desde 50mm hasta 62mm.

4. Se asume que todo el cortante en la conexión es soportado por los pernos del lado de compresión. La conexión de placa extendida no necesita ser diseñada como deslizamiento crítico; raramente el cortante es una carga considerable en el diseño.
5. La soldadura del alma de la viga a la placa extendida en el área cercana a los pernos en tensión debe ser diseñada para desarrollar el esfuerzo de fluencia del alma. Esta resistencia en la soldadura es recomendada aun cuando no se alcance el momento máximo del perfil de la viga en el elemento estructural.
6. La soldadura comprendida entre la mitad de la altura del alama de la viga y la cara interna del patín de compresión es usada para resistir el cortante de la viga; ésta hipótesis es basada únicamente en el buen criterio ingenieril y no existe literatura que soporte o contradiga este criterio.

2.2.3.2.3 Pasos de diseño

Los siguientes pasos son recomendados para el diseño de una conexión de momento placa extendida empernada, sujetos a fuerzas cíclicas de sismo. Si la conexión está sujeta a otras fuerzas que no sean cíclicas de sismo, el momento requerido en la conexión M_{uc} , en el paso numero 1 debe ser determinado a través de un análisis de elementos estructurales.

1. Determinar el tamaño de los miembros conectados (viga y columna) y calcular el momento en la cara de la columna, M_{uc} .

$$M_{uc} = M_{pe} + V_{ub}L_{pb} \quad (2.14)$$

Donde:

$$M_{pe} = 1.2R_{yb}F_{yb}Z_{xb} \quad (2.15)$$

V_{ub} = Momento en el punto de rotación elástica.

L_{pb} = Distancia desde la cara de la columna al punto de rotación elástica.

$$L_{pb} = \min \left\{ \frac{d_b}{2}, 3b_{fb} \right\} \quad (2.16)$$

R_{yb} = Es la rata esperada del esfuerzo de fluencia sobre esfuerzo mínimo especificado de fluencia. Sección 6.2 de las provisiones sísmicas AISC 2005.

d_b = Altura total de la viga.

b_{fb} = Ancho del patín de la viga.

2. Establecer los valores preliminares de la geometría de la conexión y el tipo de perno.
3. Determinar el diámetro requerido del perno, $diam_{bReq'd}$, usando la siguiente expresión:

$$diam_{bReq'd} = \sqrt{\frac{2M_{uc}}{\pi \phi F_t (e_0 + h_1)}} \quad (2.17)$$

Donde:

$\phi = 0.75$ Factor de seguridad por tracción.

F_t = Esfuerzo de tensión del perno. Tabla J3.2 Especificación AISC 2005.

h_i = Distancia desde la línea de centro de la viga en el lado del patín a compresión hasta la línea de centro de la i enésima fila de pernos a tensión.

4. Seleccionar un diámetro existente de perno mayor al requerido en el paso 3 y calcular el esfuerzo de momento distinto al brazo de palanca, M_{np} .

$$M_{np} = 2P_t (e_0 + h_1) \quad (2.18)$$

Donde:

$$P_t = \text{Esfuerzo de tensión en el perno; } P_t = F_t A_b = F_t \left(\frac{\pi diam_b^2}{4} \right) \quad (2.19)$$

A_b = El área nominal de la sección transversal del perno seleccionado.

$diam_b$ = Diámetro nominal de perno seleccionado

5. Determinar el espesor de placa extendida, $t_{pReq'd}$.

$$t_{p\text{Req'd}} = \sqrt{\frac{1.11\phi M_{np}}{\phi_b \cdot F_{yp} \cdot Y_p}} \quad (2.20)$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

$$\phi_b = 0.9$$

F_{yp} = Esfuerzo de fluencia del material de la placa extendida

Y_p = Mecanismo de la línea de fluencia de la placa. Tabla 6.2 Conexiones precalificadas para uso Sísmico AISC 2005.

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \cdot \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \cdot \frac{1}{p_{f0}} - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} \cdot \left[h_1 \cdot \phi_{fi} + s \right] \quad (2.21)$$

6. Seleccionar un espesor de placa mayor al valor calculado de acuerdo a disponibilidad en el mercado.
7. Calcular la fuerza factorada de para el patín de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_{uc}}{d_b - t_{fb}} \quad (2.22)$$

Donde:

d_b = Altura total de la viga.

8. Revisar la resistencia de fluencia por cortante de la porción de placa extendida fuera del perfil de la viga.

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n = \phi 0.6 \cdot F_{yp} \cdot b_p \cdot t_p \quad (2.23)$$

Donde:

$\phi = 1$. Sección J4.2 Especificación AISC 2005.

b_p = Ancho de la placa extendida.

Si la inecuación no se cumple, se debe aumentar el espesor de la placa hasta cumplir.

9. Revisar la resistencia de rotura por cortante de la porción de placa extendida fuera del perfil de la viga.

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_n \quad (2.24)$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

F_{up} = Resistencia mínima a la rotura del material de la placa.

A_n = Área neta de la placa.

$$A_n = b_p - 2 \phi diam_b + 3 \phi t_p \quad (2.25)$$

$diam_b$ = Diámetro del perno.

Si la inecuación no se cumple, se debe aumentar el espesor de la placa hasta cumplir.

10. El esfuerzo cortante de rotura en los pernos de la conexión se asume conservadora por lo que los conectores del lado a compresión deben ser revisados.

$$V_{ub} < \phi R_n = \phi n_b F_v A_b \quad (2.26)$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

n_b = Número de pernos en el patín de compresión.

F_v = Esfuerzo nominal del perno a cortante. Tabla J3.2 AISC 2005.

A_b = Área nominal del perno.

Si la inecuación no se cumple, se debe aumentar el espesor de la placa hasta cumplir.

11. Revisión del aplastamiento/desgarre de los pernos en la placa extendida y patín de la columna.

$$V_u < \phi R_n = \phi_i R_n (\text{Pernos internos}) + \phi_o R_n (\text{Pernos externos}) \quad (2.27)$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

n_i = Número de pernos internos.

n_o = Número de pernos externos.

$R_n = 1.2L_c t_p F_{up} < 2.4 diam_b t_p F_{up}$ para cada perno.

L_c = Distancia libre, en dirección de la fuerza, entre el filo de la perforación y el filo del material.

t_p = Espesor de la placa extendida.

F_{up} = Esfuerzo mínimo de tensión de la placa extendida.

$diam_b$ = Diámetro nominal del perno.

Si la inecuación no se cumple, se debe aumentar el espesor de la placa hasta cumplir.

12. Diseño de la soldadura del patín a la placa extendida y del alma a la placa extendida.

Diseño del lado de la columna

13. Revisión del esfuerzo de flexión en el patín de la columna.

$$t_{fc \text{ Requ}'} = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_{np}}{\phi_b \cdot F_{yc} Y_{cu}}} \leq t_{fc} \quad (2.28)$$

Donde:

$\phi_b = 0.90$

F_{yc} = Esfuerzo de fluencia especificado para el material del patín de la columna.

Y_{cu} = Mecanismo de la línea de fluencia de la placa. Tabla 6.5 Conexiones precalificadas para uso Sísmico AISC 2005.

t_{fc} = Espesor del patín de la columna.

Si la inecuación no se cumple, se debe aumentar el tamaño de la columna o añadir rigidizadores de alma.

14. Si los rigidizadores son necesarios para el patín a flexión de la columna se debe determinar la fuerza que éste necesite.

El esfuerzo de diseño de flexión para el patín de la columna es:

$$\phi M_{cf} = \phi_b F_{yc} Y_{cu} t_{fc}^2 \quad (2.29)$$

Entonces, la fuerza equivalente para la columna:

$$\phi R_n = \frac{\phi M_{cf}}{d_b - t_{fb}} \quad (2.30)$$

Donde:

d_b = Altura total de la viga.

t_{fb} = Espesor del patín de la viga.

15. Revisión del esfuerzo de fluencia local del alma de la columna sin rigidizador, a la altura de los patines de la viga.

Condición de esfuerzo: $\phi R_n > F_{fu}$

$$\phi R_n = \phi C_t [k_c + N + 2t_p] F_{yc} t_{wc} \quad (2.31)$$

Donde:

$\phi = 1.0$

$C_t = 0.5$ Si la conexión esta al final de la columna es decir no hay más pisos.

$C_t = 1$ Si la conexión esta en un entre piso.

k_c = Distancia desde la cara externa del patín de la columna hasta el final del cordón de soldadura o el final del reborde del perfil laminado en caliente.

N = Espesor del patín de la viga sumado dos veces la pierna del cordón de soldadura de la unión patín alma.

t_p = Espesor de la placa extendida.

F_{yc} = Esfuerzo de fluencia especificado para el material del alma de la columna.

t_{wc} = Espesor del alma de la columna.

Si la inecuación no se cumple, es necesario añadir rigidizadores al alma (placas continuas).

16. Revisión del esfuerzo de pandeo del alma de la columna sin rigidizador en el lado del patín a compresión de la viga.

Condición de esfuerzo: $\phi R_n > F_{fu}$

Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia mayor o igual a $d_c/2$ desde el final de la columna.

$$\phi R_n = \frac{\phi 24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h_c} \quad (2.32)$$

Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia menor a $d_c/2$ desde el final de la columna.

$$\phi R_n = \frac{\phi 12 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h_c} \quad (2.33)$$

Donde:

$$\phi = 0.9$$

h_c = Distancia libre entre los patines de la columna cuando se utiliza soldadura.

Si la inecuación no se cumple, es necesario añadir rigidizadores al alma (placas continuas).

17. Revisión del esfuerzo de arrugamiento del alma de la columna a la altura del patín de compresión de la viga.

Condición de esfuerzo: $\phi R_n > F_{fu}$

Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia mayor o igual a $d_c/2$ desde el final de la columna.

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (2.34)$$

Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia menor $d_c/2$ desde el final de la columna.

$$\frac{N}{d_c} < 0.2$$

$$\phi R_n = \phi 0.40 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (2.35)$$

$$\frac{N}{d_c} > 0.2$$

$$\phi R_n = \phi 0.40 t_{wc}^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (2.36)$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

N = Espesor del patín de la viga sumado dos veces la pierna del cordón de soldadura de la unión patín alma.

d_c = Altura total de la columna.

Si la inecuación no se cumple, es necesario añadir rigidizadores al alma (placas continuas).

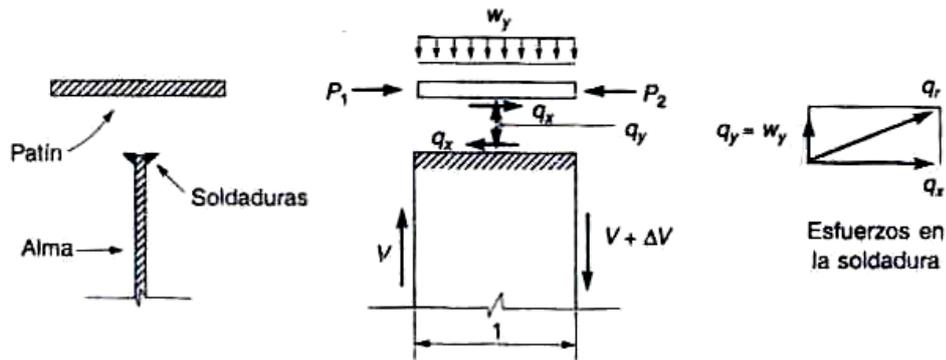
18. Si es que los rigidizadores son necesarios para la columna en cualquiera de los estados límites revisados, el esfuerzo requerido es

$$F_{uc} = F_{fu} - \min \phi R_n \quad (2.37)$$

2.2.3.3 Diseño de la conexión soldada patín-alma para viga y columna

Las soldaduras que conectan los patines al alma deben diseñarse para resistir la fuerza cortante horizontal resultante de las fuerzas de flexión sobre la viga como se muestra en la figura 2.10. La conexión patín-alma también debe transmitir cualesquiera cargas directas que se apliquen a menos que se proporcionen rigidizadores de profundidad completa.

Figura 2.10



$$q_x = P_2 - P_1 = \frac{M_2 - M_1}{I} \bar{y} A_f = \frac{V \cdot dx \cdot \bar{y} \cdot A_f}{I} \quad (2.38)$$

$$q_r = \sqrt{q_x^2 + w_y^2} \quad (2.39)$$

Flujo de Carga en la soldadura

$$F_{wwfb} = \frac{V \cdot dx \cdot \bar{y} \cdot A_f}{I} \quad (2.40)$$

$$F_{wwfb} = q_x$$

Área de la garganta de la soldadura

$$\frac{g_{wf} \cdot dx}{\sqrt{2}} \quad (2.41)$$

Esfuerzo en la soldadura τ_{wwf}

$$\tau_{wwf} = \frac{F_s}{g_{wf} \cdot dx} = \frac{F_s \cdot \sqrt{2}}{g_{wf} \cdot dx \cdot \sqrt{2}}$$

$$\tau_{wwf} = \frac{\frac{V \cdot dx \cdot \bar{y} \cdot A_f}{I}}{\frac{g_{wf} \cdot dx}{\sqrt{2}}} = \frac{\sqrt{2} \cdot V \cdot \bar{y} \cdot A_f}{I \cdot g_{wf}}$$

$$g_{wf} = \frac{\sqrt{2} \cdot V \cdot \bar{y} \cdot A_f}{I \cdot \tau_{wwf}} = \frac{F_{wwfb} \cdot \sqrt{2}}{\tau_{wwf}} \quad (2.42)$$

La integral de la función de cortante da como resultado el área bajo la curva, que representa el momento en límites definidos, pero al tratarse de dos puntos muy

unidos en las abscisas el resultado es el valor del cortante multiplicado por un diferencial del eje X.

El esfuerzo admisible en la soldadura debe ser calculado como lo indica la especificación AISC 2005 en la tabla J2.5

$$\tau_{wvf} = 0.75 * 0.6 * F_{EXX} \quad (2.43)$$

CAPÍTULO 3

DISEÑO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

3.1 DISEÑO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE CINCO PISOS.

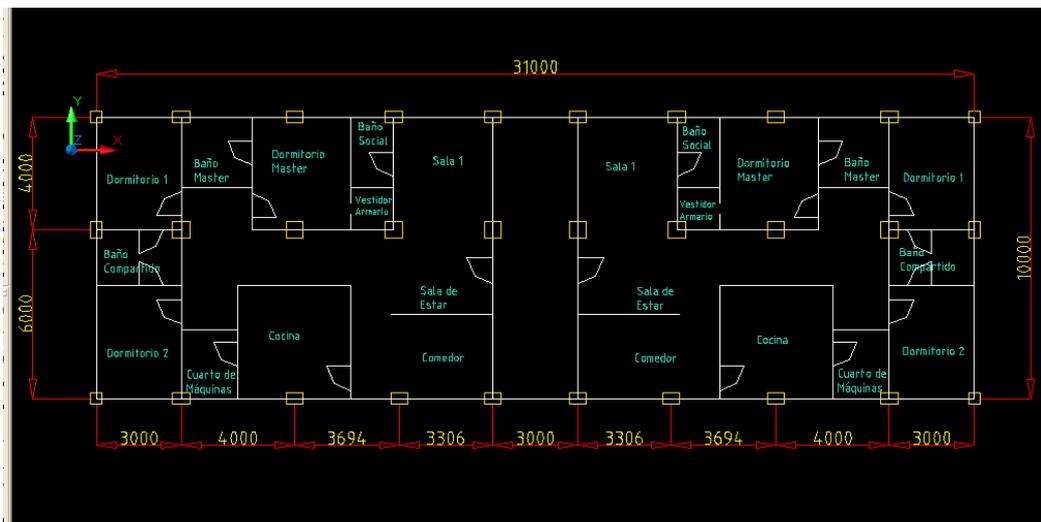
3.1.1 MODELACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN EL SOFTWARE SAP2000.

Para la modelación del sistema estructural se impuso un diseño de edificio que está compuesto por cinco pisos y dos departamentos por cada planta, el ingreso de la geometría del modelo en el software de análisis se lo hace mediante las herramientas básicas de dibujo que dispone el SAP2000.

Pasos para generar el modelo del edificio en SAP2000:

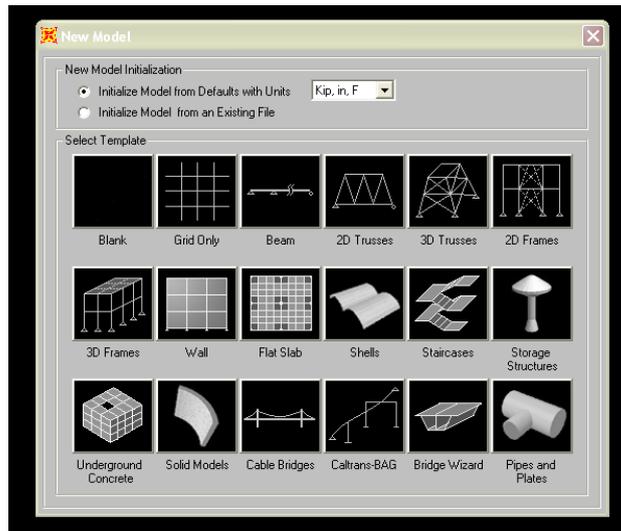
1. Imponer una distribución de planta para el edificio propuesto para el estudio. Como se indica en la figura 3.1.

Figura 3.1



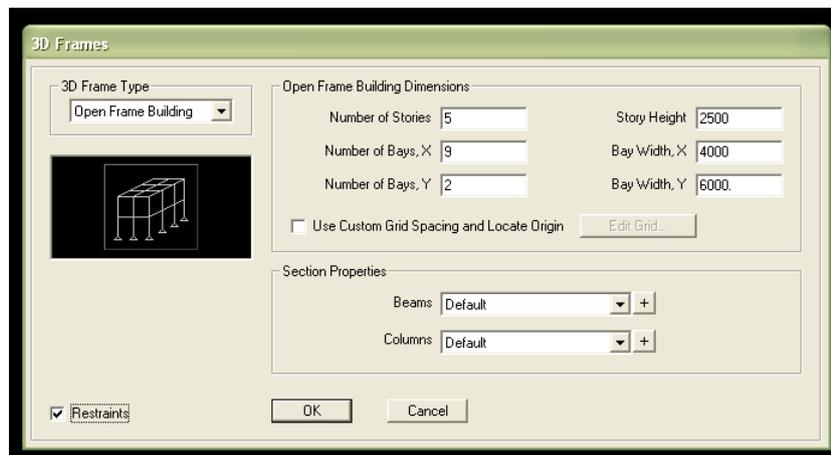
2. Abrir un nuevo documento, seleccionar 3D frames y las respectivas unidades [Kgf, mm, C] para poder ingresar de manera más fácil las distancias del modelo a generar. Como se indica en la figura 3.2.

Figura 3.2



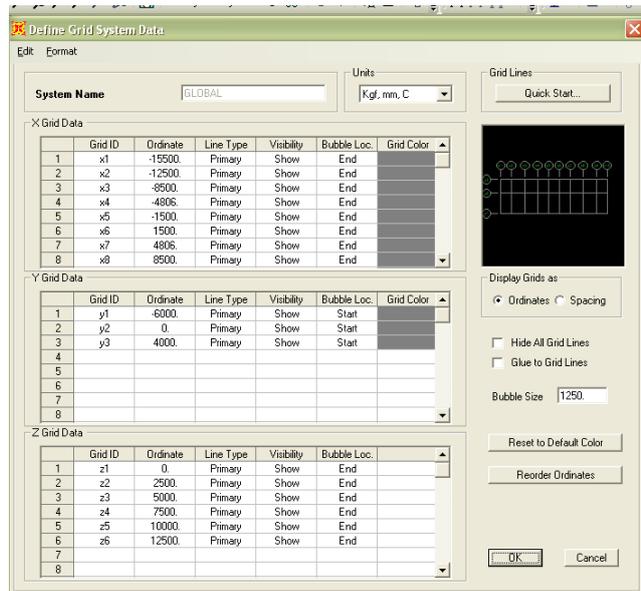
3. Seleccionar el tipo de estructura en “Open Frame building” y también la casilla de verificación correspondiente para usar una grilla definida por el usuario; no se asignan las secciones ya que la base de datos del SAP2000 no posee secciones construidas. Como se indica en la figura 3.3.

Figura 3.3



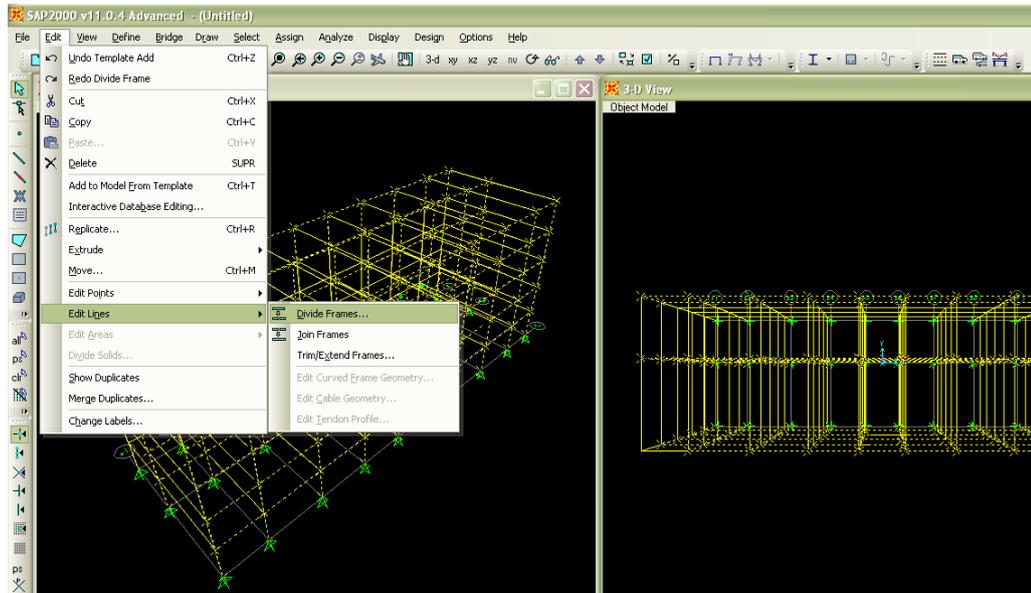
4. Se edita la grilla y se colocan los valores de acuerdo al modelo establecido, y a las unidades seleccionadas, de tal manera que el cuadro de diálogo queda llenado como se presenta en la figura 3.4.

Figura 3.4



- Colocar en vista de planta, plano XY en Z=2500, seleccionar vista en perspectiva llamada "Perspective toggle" y proceder a seleccionar todos los elementos paralelos al eje X; se selecciona el menú edit, edit lines y finalmente divide frames; se dividen todos los elementos en 2 partes iguales. Como se indica en la figura 3.5.

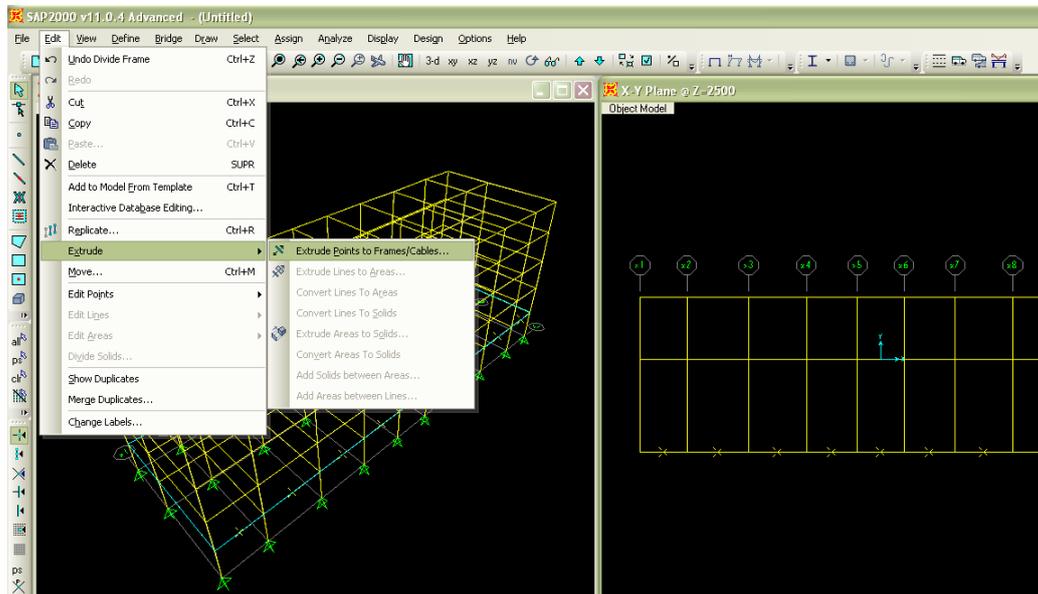
Figura 3.5



- Para dibujar las vigas sísmicas o viguetas colocar nuevamente en plano plano XY en Z=2500 y seleccionar los puntos correspondientes de una

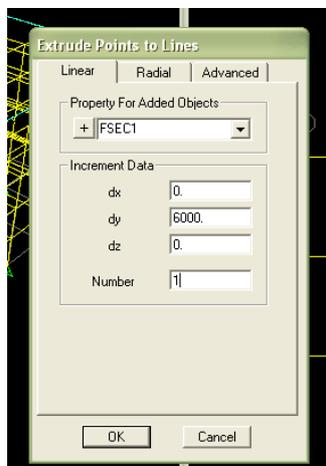
sola fila y se proyectan; se selecciona edit, extrude, extrude points to frames/cables. Como se indica en la figura 3.6.

Figura 3.6



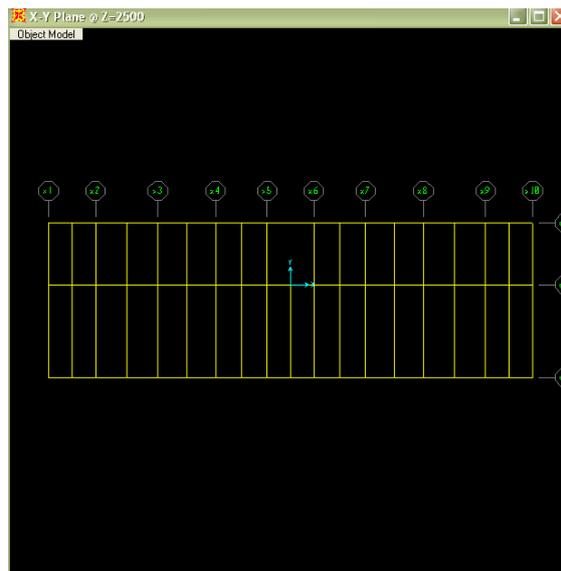
7. Llenar el cuadro de diálogo como se presenta en la figura 3.7, no se escoge ninguna sección en especial ya que estas se aplicaran luego.

Figura 3.7



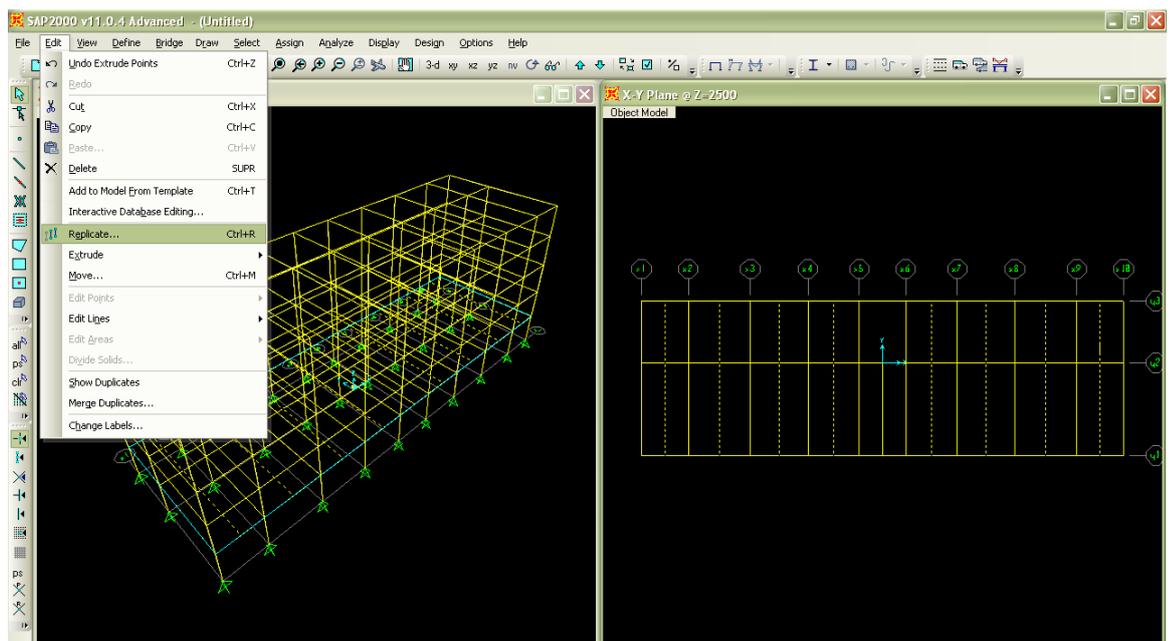
8. Se repite el paso anterior para el otro grupo de viguetas y completar el modelo de planta en el plano Z=2500. Como se indica en la figura 3.8.

Figura 3.8



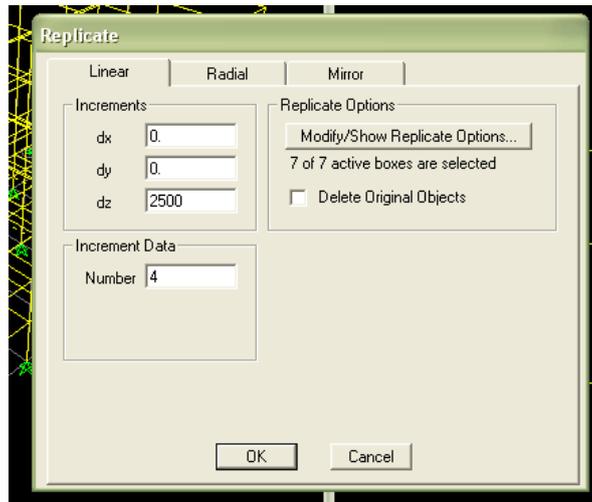
9. Seleccionar todas las viguetas para poder replicar a los diferentes planos de cada planta; seleccionar edit, replicate. Como se indica en la figura 3.9.

Figura 3.9



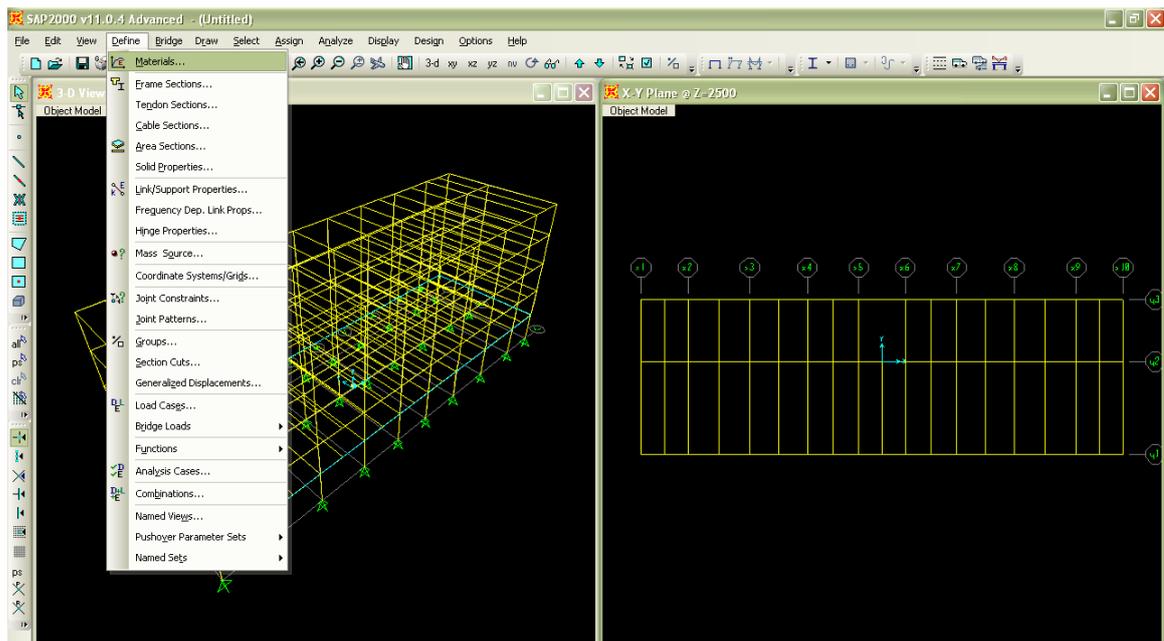
10. Llenar el cuadro de diálogo de acuerdo a lo presentado en la figura 3.10.

Figura 3.10



11. Para definir el material con el cual se va a construir el edificio se selecciona en el menú: define, materials. Como se indica en la figura 3.11.

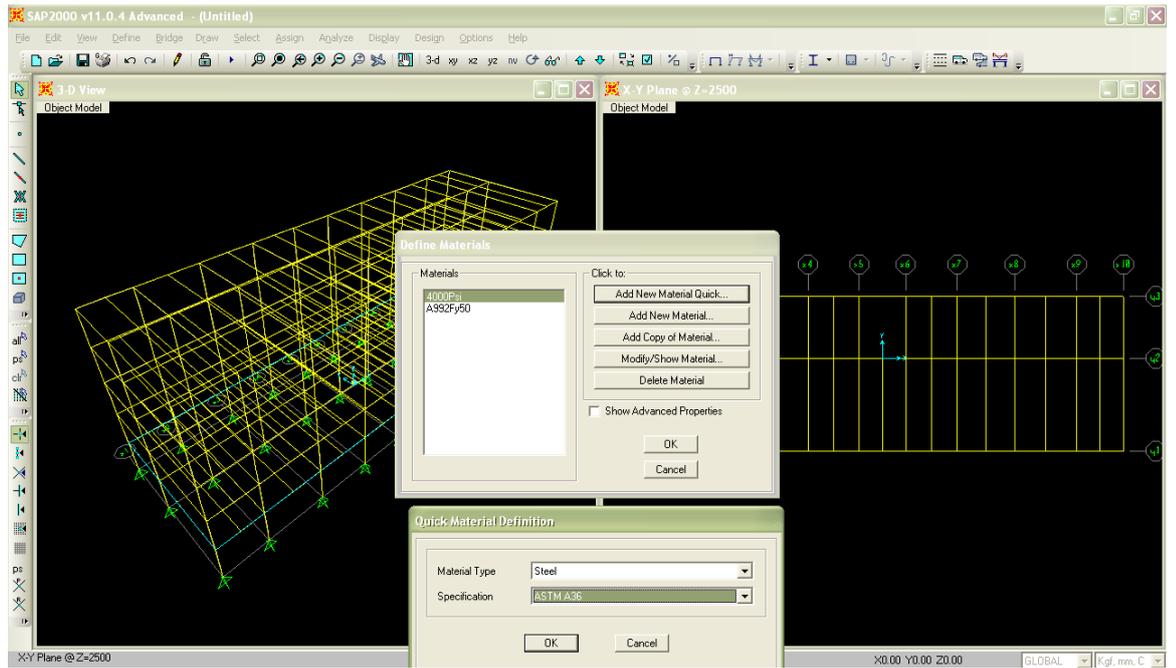
Figura 3.11



12. Se escoge la opción “Add new quick material”, tipo: “Steel” y especificación: A36.

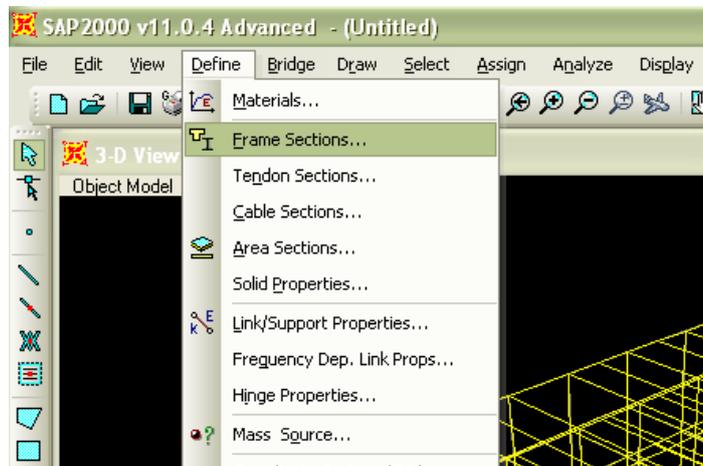
Como se indica en la figura 3.12.

Figura 3.12



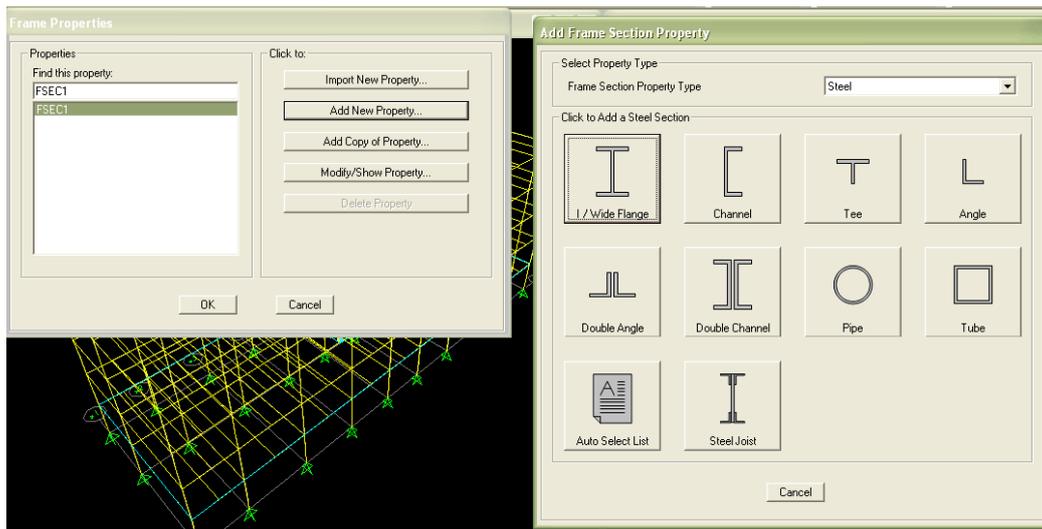
13. Para definir las diferentes secciones a usar se escoge el menú: Define, Frame sections. Como se indica en la figura 3.13.

Figura 3.13



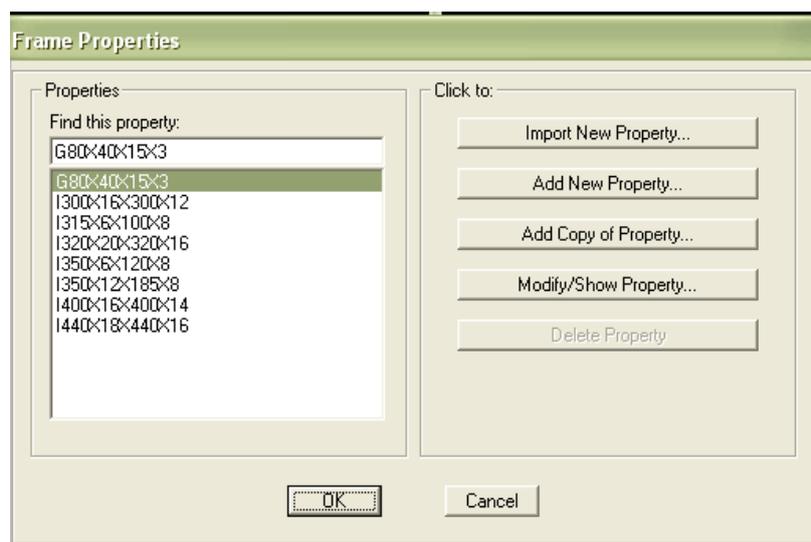
14. En el cuadro de diálogo se selecciona: “Add new Property”, material: acero “steel” y sección “I /Wide Flange”. Como se indica en la figura 3.14.

Figura 3.14



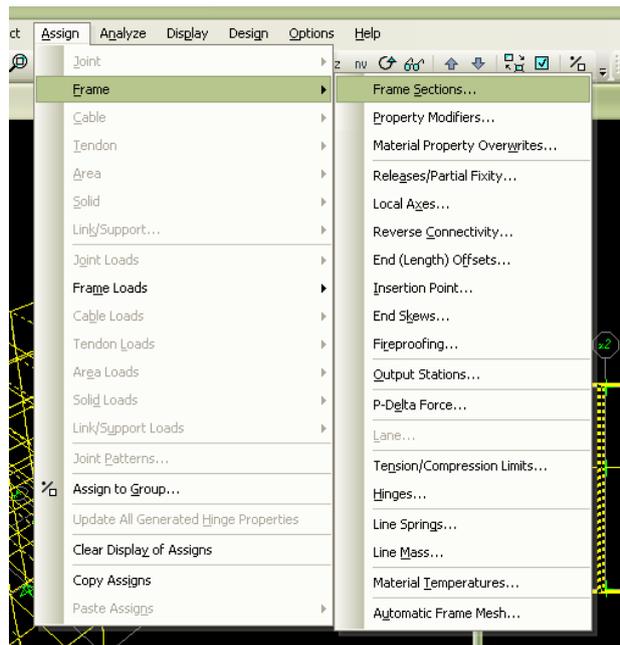
15. Se definen diferentes secciones armadas: vigas tipo I y columnas tipo I, además viguetas que son canales; colocando en el nombre la siguiente nomenclatura “laxbxcxd”, de tal manera que a representa el peralte, b el espesor del alma, c la longitud del patín y d el espesor de los patines; todas estas secciones van a ser armadas a partir de flejes de acero estructural A36 y unidas mediante procesos de soldadura SMAW o GTAW. Las secciones impuestas en este modelo se enlistan en el cuadro de diálogo mostrado en la figura 3.15.

Figura 3.15



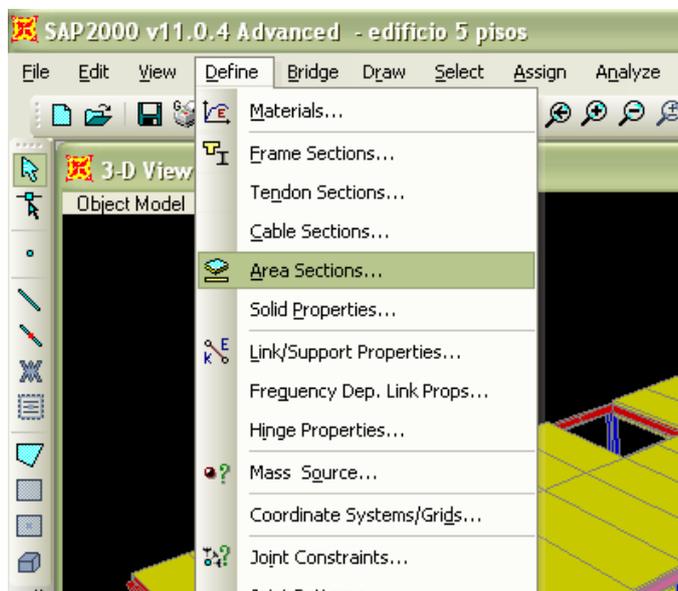
16. Se selecciona cada elemento o grupo de elementos, usando las herramientas de visualización, para asignar los perfiles definidos como se muestra en la figura 3.16.

Figura 3.16



17. Para definir el sistema de losa es necesario definir un elemento de área denominado “Shell” por el software; se selecciona: “define” y “Area sections”. Como se indica en la figura 3.17.

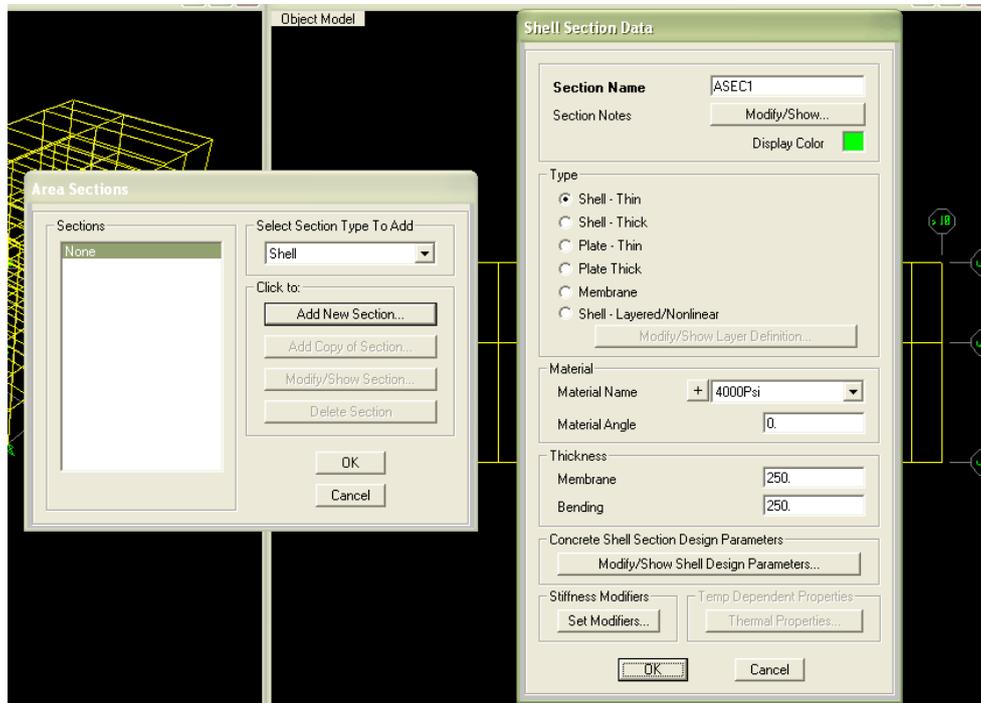
Figura 3.17



18. En el cuadro de diálogo de la figura 3.18 se selecciona el tipo: “shell” y “add new section”; en el siguiente cuadro de diálogo se coloca el nombre de la superficie: “losa”, el tipo: “Shell-Thin”, el material: “concreto de

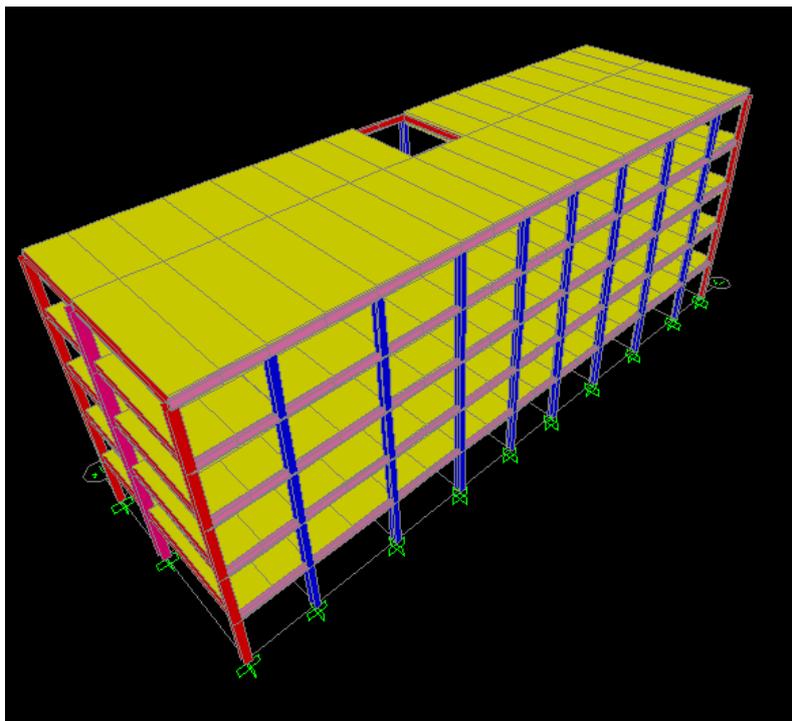
$f_c=210$ ", el ángulo del material 0° , el espesor de membrana "600" por la losa, y en "bending" 10 por el macillado.

Figura 3.18



19. Se procede a dibujar los elementos de área en los diferentes pisos, asignando la losa, entre cada viga y correa, de tal manera que el "shell" quede apoyado en cuatro puntos. Como se indica en la figura 3.19.

Figura 3.19



3.1.2 CÁLCULO Y APLICACIÓN DEL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN SECCIÓN SISMO AL SISTEMA ESTRUCTURAL.

3.1.2.1 Cálculo de carga viva.

El valor de la carga viva se toma de acuerdo a la servicialidad de la estructura, clasificada en el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) como Residencia.

3.1.2.2 Cálculo de carga muerta.

La carga muerta se calcula tomando en cuenta la tabla C3-1 “Minimum Design Dead Loads”, “Carga Muerta Mínima de Diseño” del “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, “Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras” excepto para el peso de la losa la cual se calcula usando los valores proporcionados por el fabricante del panel metálico o deck.

3.1.2.2.1 Cálculo del peso de la losa.

Los valores asumidos por dato son proporcionados por Kubieck para su producto Kubilosa:

$$e_k = 0.65 \text{ mm}; P_k = 6.37 \text{ Kg/m}^2$$

Existen dos luces con apoyos a máximo de dos metros para lo cual el espesor recomendado de losa es seis centímetros.

El área de construcción por planta es de 310 m²

$$A = 310 \text{ m}^2$$

$$\rho_h = 2490 \text{ kg/m}^3$$

$$e_l = 60 \text{ mm}$$

$$V_h = 0.07954 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$P_l = P_k + P_h$$

$$P_l = P_k + \left(0.07954 \frac{m^3}{m^2} \right) \left(2490 \frac{kg}{m^3} \right)$$

$$P_l = 6.37 \frac{kg}{m^2} + 198.055 \frac{kg}{m^2}$$

$$P_l = 204.425 \frac{kg}{m^2}$$

La tabla 3.1 presenta los valores tomados en cuenta para el estimado total de carga muerta.

Tabla 3.1 Cargas muertas

	Kg / m ²
Cielo raso	
Revoque sobre losetas u hormigón	24
Sistemas de canales de acero suspendidos	10
Sistema de canales de acero suspendidos	10
Tablero de yeso 1/8 plg	2
Pisos y acabados de piso	
Baldosa de cerámica de 3/4" sobre mortero de 1/2"	78
Paredes de marco	
Ventanas, cristal	39
Muros de ladrillo	
Muros de media asta con unidades de mampostería huecas de hormigón de 15cm de espesor; lechada total	205
Revoque	24
Peso de la losa	204.425
TOTAL	596.425

Fuente: Norma ASCE7-05 de la tabla C3-1.

3.1.2.3 Cálculo de sismo estático.

Para el cálculo del sismo estático se utiliza el capítulo XII del CEC donde se determina un coeficiente que equivale a un porcentaje de la carga muerta total a ser distribuida en cada entrepiso como carga lateral. La tabla 3.2 muestra en resumen todos los factores utilizados para calcular el porcentaje de carga muerta.

Tabla 3.2 Resumen de factores

Z	0.4			
I	1			
C	1.22192		S	T
Cm	3		1.2	1.273163
$\phi_E = \phi_R$	1			
R	7	Tabla 7 CEC coeficiente de reducción de respuesta estructural R		
V	0.06982			
g	9.8000	m/s^2		

Fuente: Tablas del capítulo 2.

El factor Z, se escoge de la tabla 2.1.

El factor I, se escoge de la tabla 2.3.

El factor C, se calcula con la ecuación: $C = \frac{1.25 \cdot S^S}{T}$;

El factor T, es el primer periodo de vibración de la estructura, se obtiene de la corrida del programa SAP2000.

El factor Cm, es el valor máximo que puede tomar C, no debe ser mayor a tres.

El factor R, se escoge de la tabla 2.4.

El factor V, es el porcentaje de la carga muerta a distribuir en la estructura, se

obtiene de la siguiente ecuación: $V_{BASS} = \frac{Z \cdot I \cdot C}{\phi_E \cdot \phi_P \cdot R}$ (2.5)

3.1.2.4 Cálculo del Espectro de Respuesta Sísmica.

El Espectro de respuesta sísmica responde a la función:

$$C = \frac{1.25 \cdot S^S}{T} \quad (2.6)$$

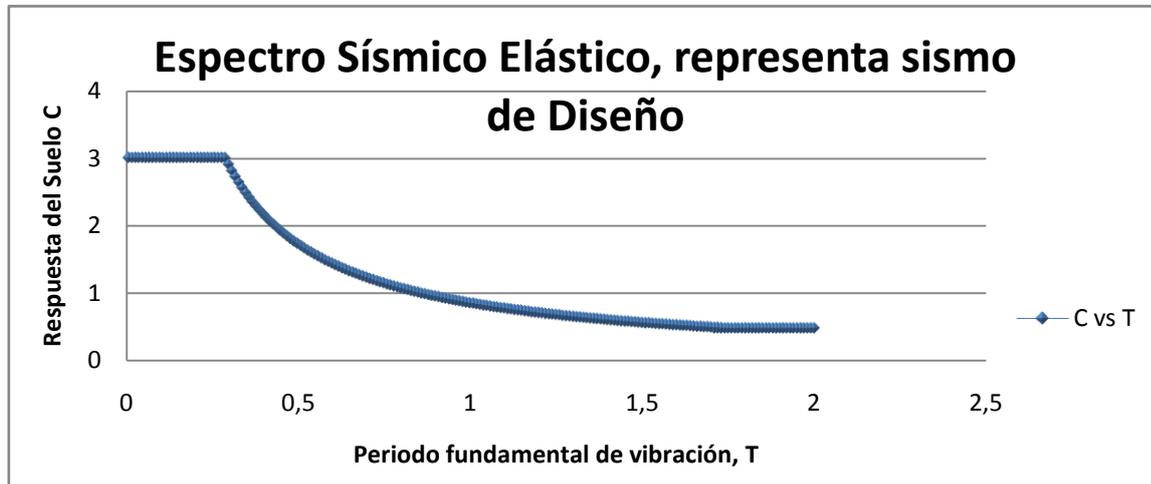
$$V_{BASS} = \frac{Z \cdot I \cdot C}{\phi_E \cdot \phi_P \cdot R} \quad (2.5)$$

$$V_{BASS} = \frac{1.25 \cdot S^S \cdot Z \cdot I \cdot g}{R \cdot T} \quad (3.1)$$

$$0.5 < \frac{1.25 \cdot S^S \cdot Z \cdot I \cdot g}{R \cdot T} < 3 \quad \text{Para perfil tipo S2}$$

Debido a cambios de nomenclatura con el software V_{BASS} corresponde al coeficiente C , se genera una tabla de datos con intervalos de 0.01 en las abscisas y en las ordenadas la función correspondiente; se genera la curva mostrada en la figura 3.20.

Figura 3.20



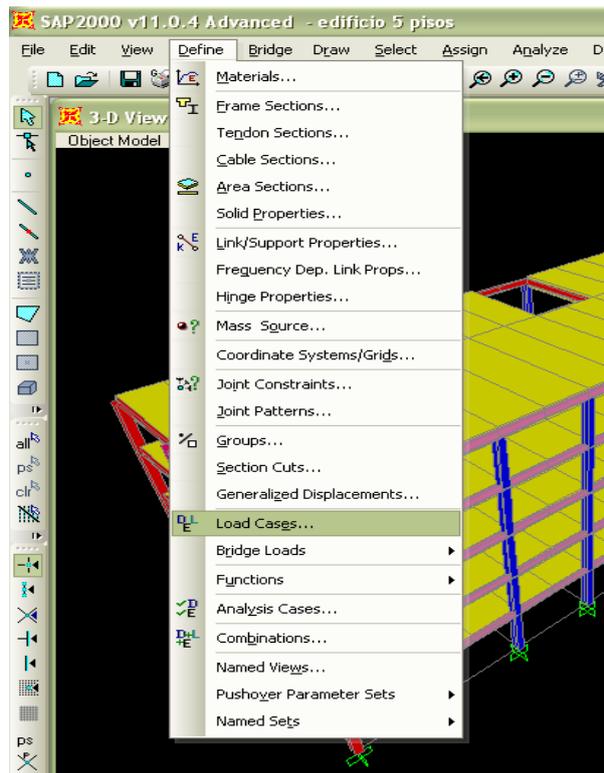
Para exportar al software de modelación se debe guardar la hoja de datos en formato de *.txt con tabulaciones.

3.1.2.5 Introducción de Cargas al modelo de SAP2000.

A continuación se muestran los pasos para introducción de cargas en el modelo del edificio en SAP2000:

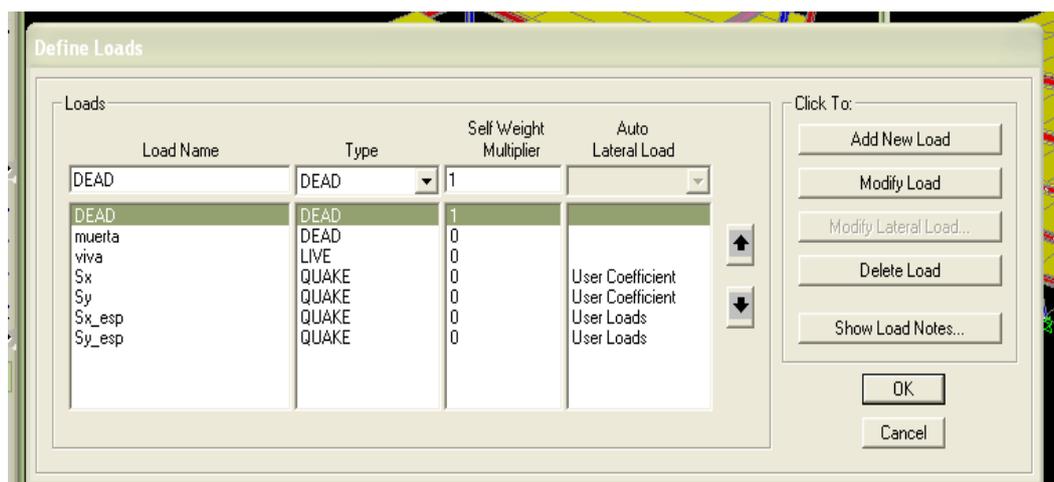
1. Una vez generado el modelo se definen los diferentes tipos de carga existentes en la estructura. Como se indica en la figura 3.21.

Figura 3.21



2. En el cuadro de diálogo mostrado en la figura 3.22 se definen los diferentes casos de carga con los correspondientes coeficientes y definiciones de carga lateral para el sismo.

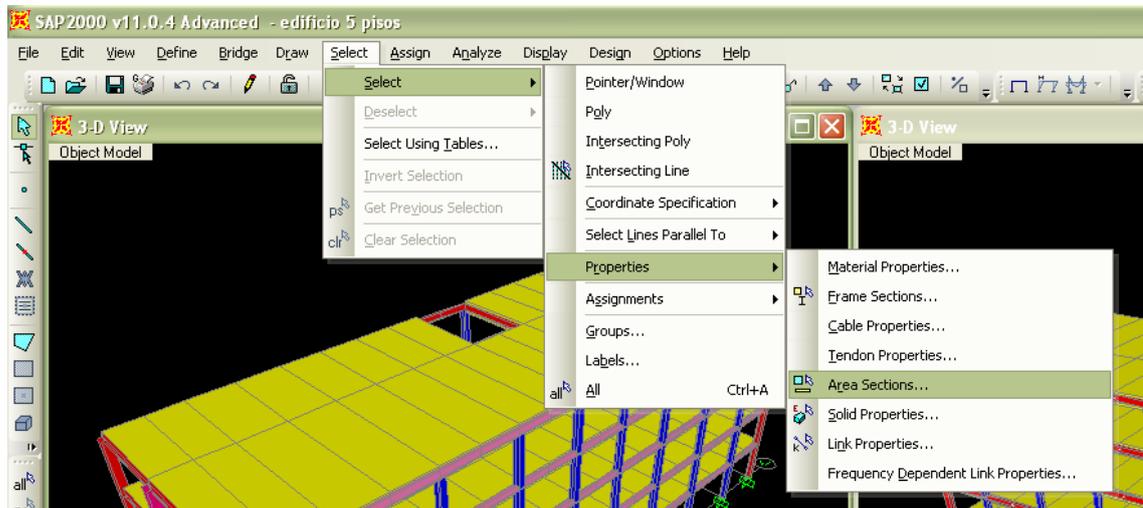
Figura 3.22



3. Para asignar la carga muerta se la distribuye en los elementos de área, se seleccionan todas las losas: “select”, “select”, “properties”, “Area sections”

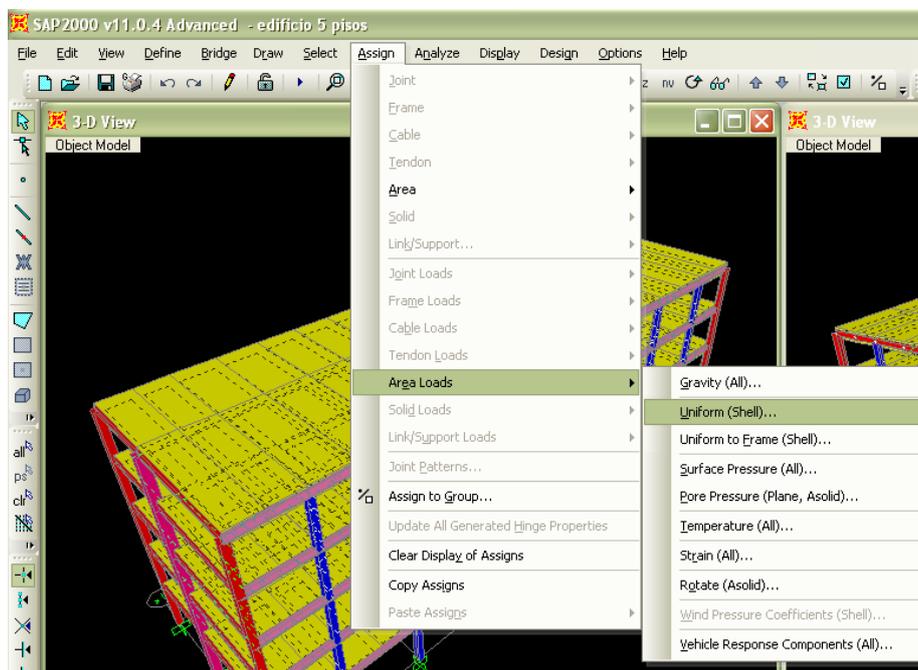
y en el cuadro de diálogo se escoge losa. Como se indica en la figura 3.23.

Figura 3.23



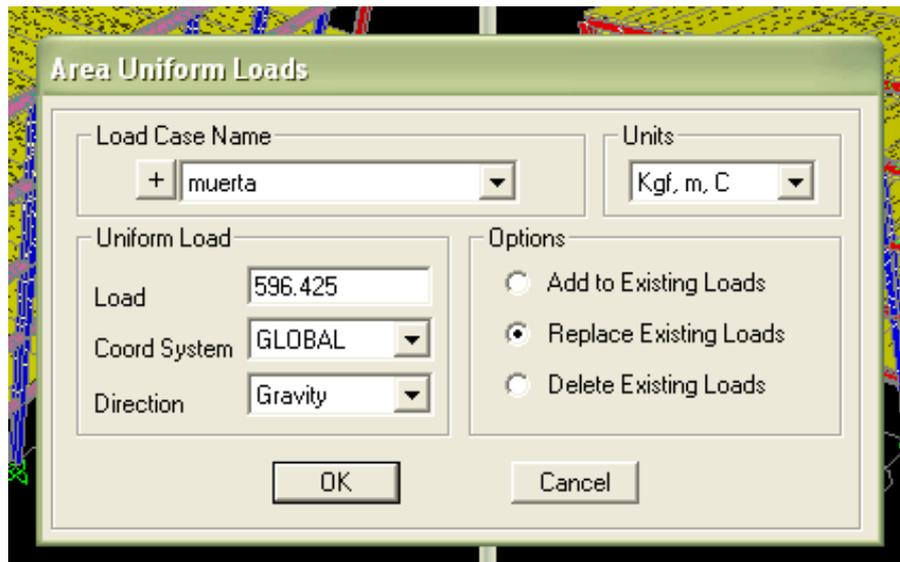
4. Para asignar la carga muerta: "Asign", "Assign loads", "Uniform (shells)". Como se indica en la figura 3.24.

Figura 3.24



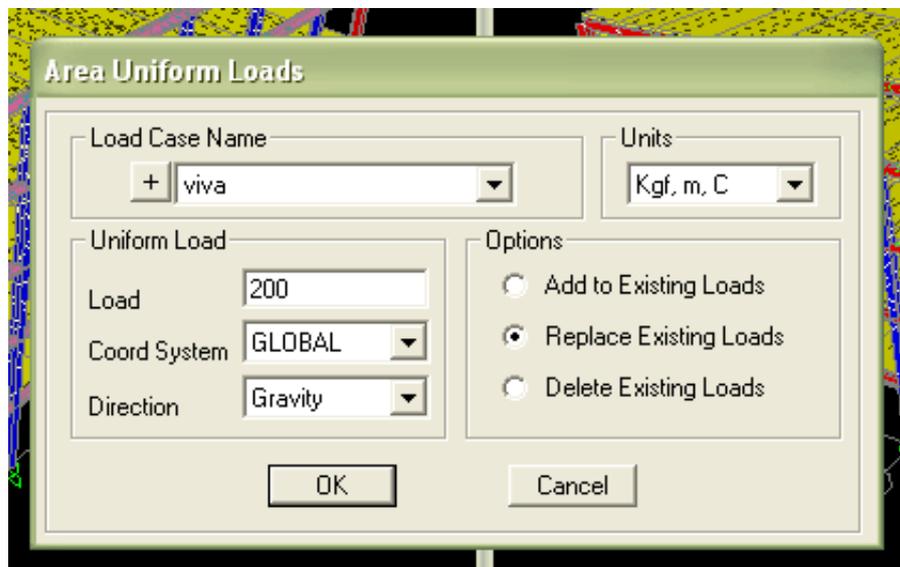
5. En el cuadro de diálogo de la figura 3.25 se muestra en ingreso de carga muerta en unidades congruentes a las usadas en el cálculo.

Figura 3.25



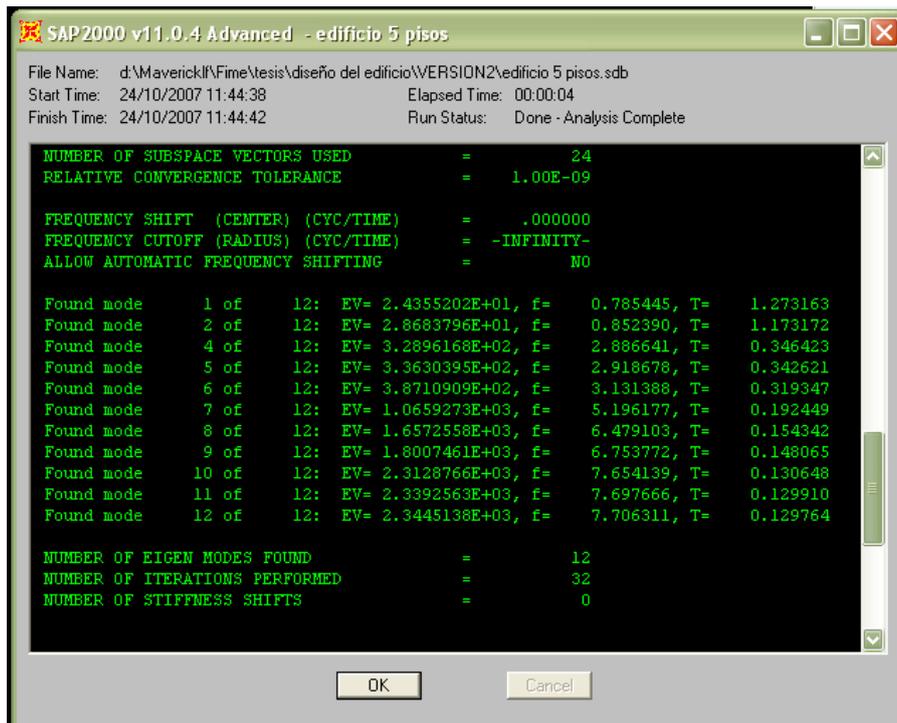
6. Para ingresar la carga viva se lo hace de la misma manera a los dos pasos anteriores cambiando el tipo de carga únicamente. Como se indica en la figura 3.26.

Figura 3.26



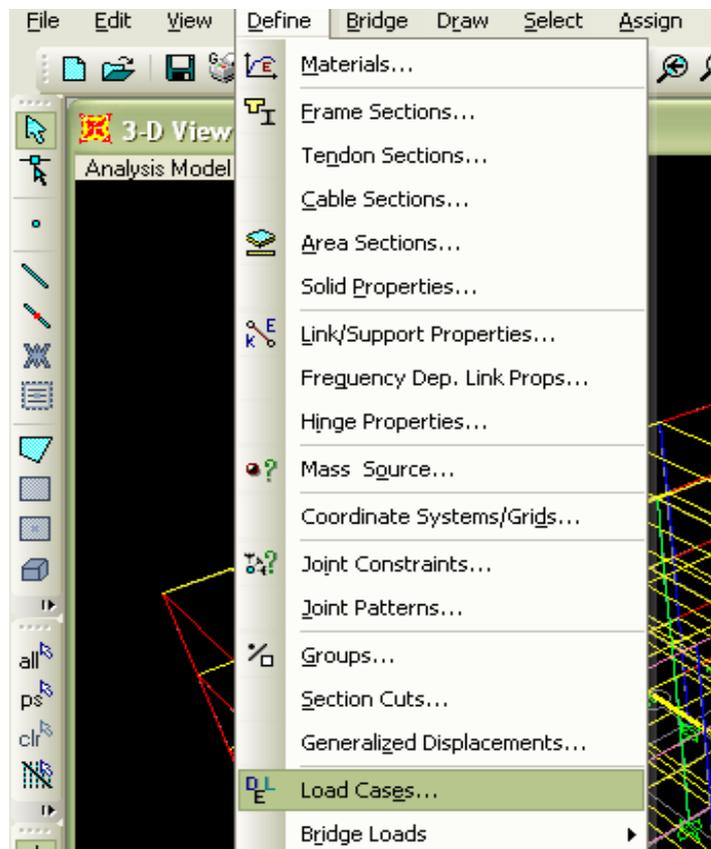
7. Para ingresar el sismo estático es necesario poner a correr el programa de la simulación para obtener el primer periodo de vibración y poder ingresar en las variables del cálculo del coeficiente V_{BASS} . Como se indica en la figura 3.27.

Figura 3.27



8. El coeficiente de sismo se ingresa: "Define", "Load Cases". Como se indica en la figura 3.28.

Figura 3.28



9. En el cuadro de diálogo mostrado en la figura 3.29 y 3.30 se debe modificar la carga lateral y en el siguiente cuadro se ingresa el coeficiente de V_{BASS} en C y la excentricidad de 5% en todos los diafragmas. Este paso debe ser repetido para sismo en eje X y Y.

Figura 3.29

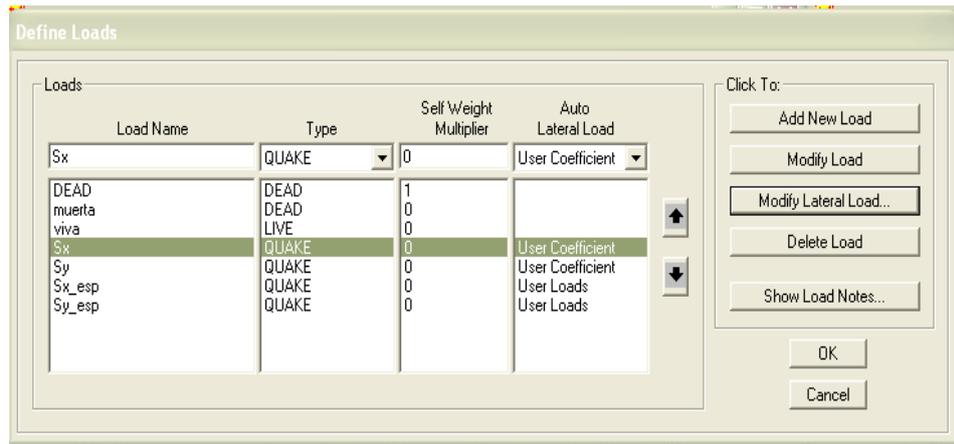
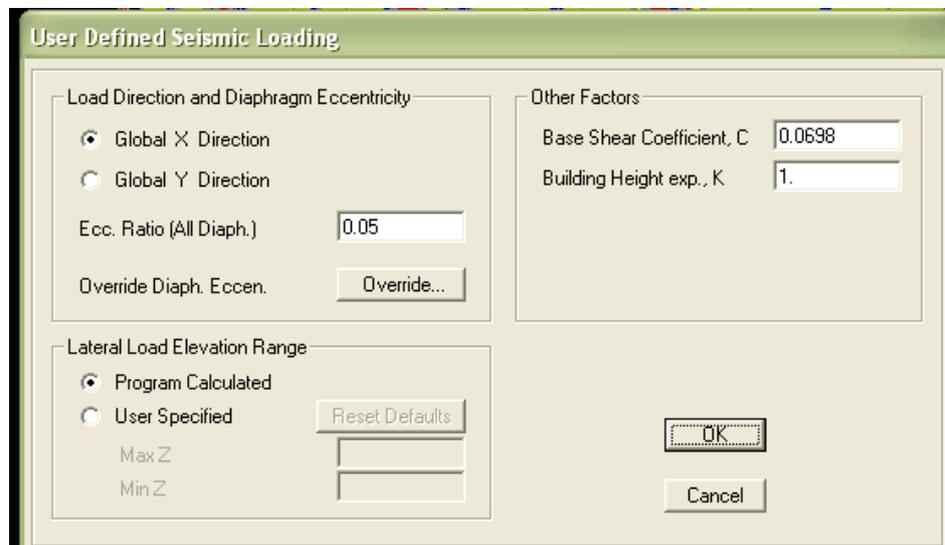
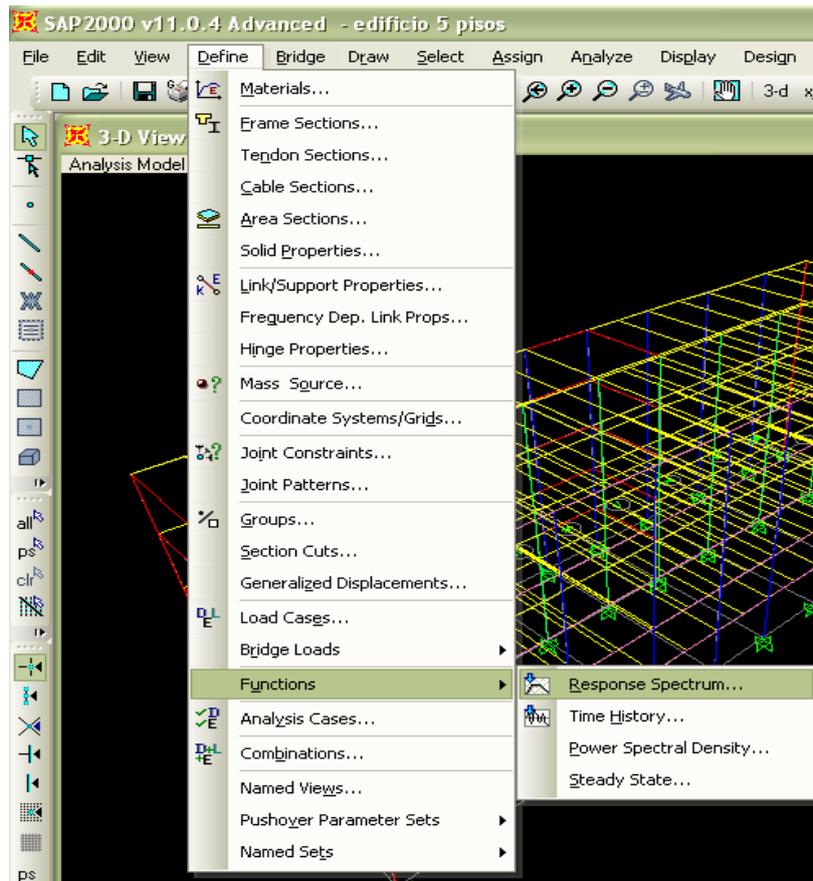


Figura 3.30



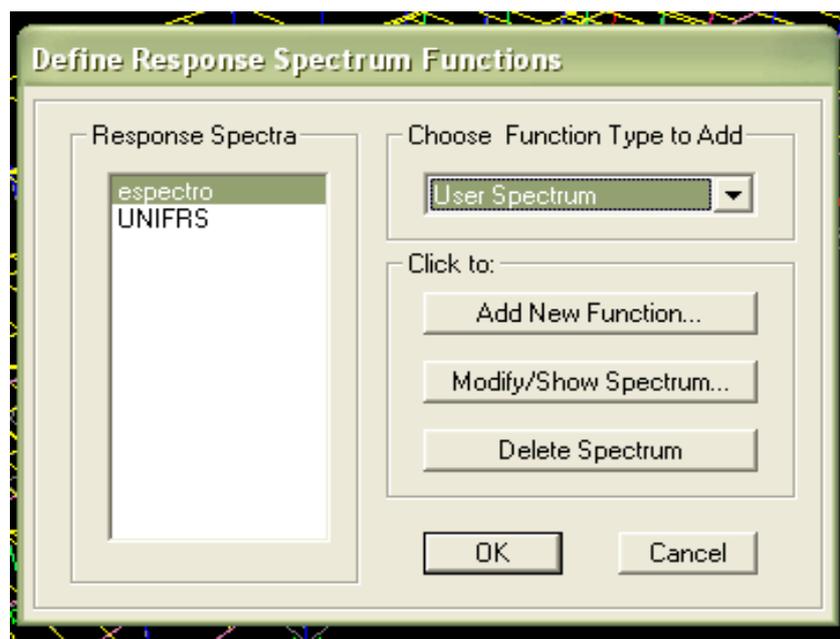
10. Para exportar el espectro de aceleraciones al SAP2000: "Define", "Functions" y "Response Spectrum". Como se indica en la figura 3.31.

Figura 3.31



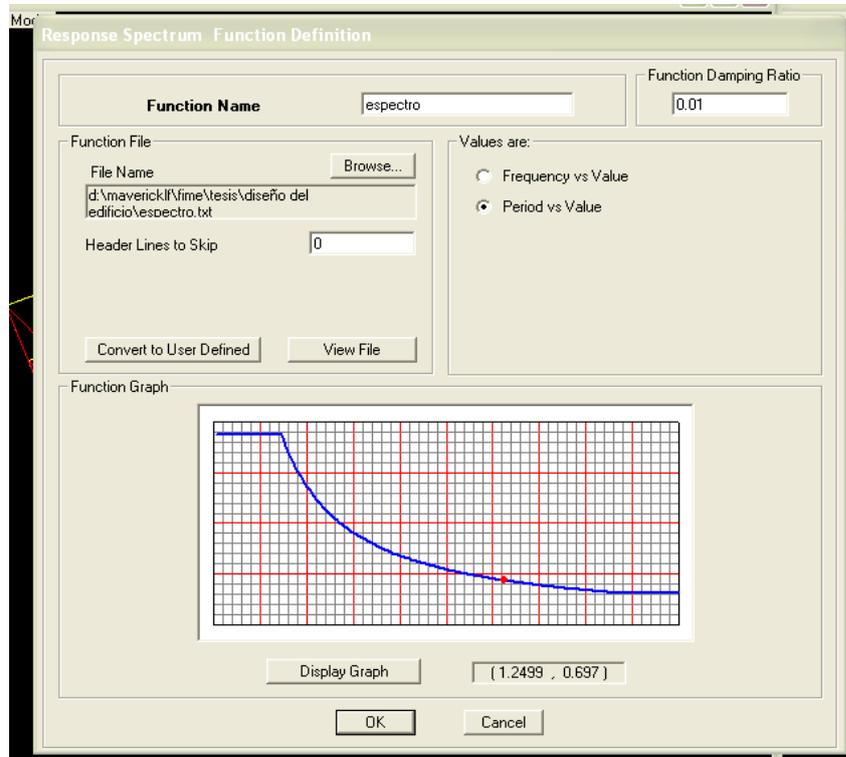
11. En el cuadro de diálogo se añade una nueva función desde un archivo. Como se indica en la figura 3.32.

Figura 3.32



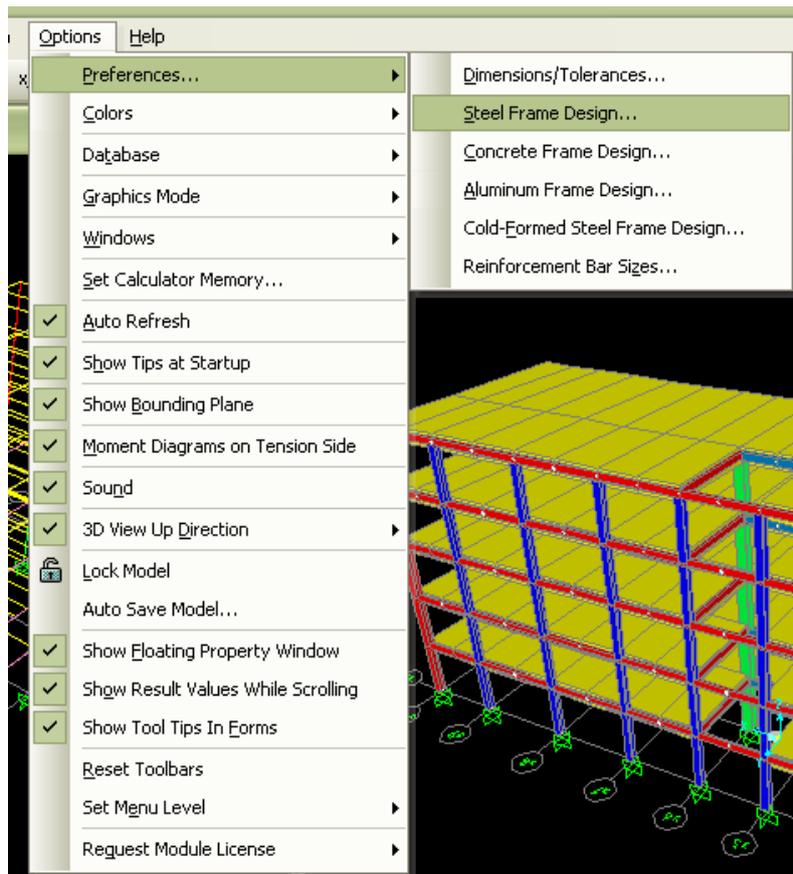
12. En el cuadro de diálogo de la figura 3.33 se selecciona el archivo del espectro y se lo nombra como espectro.

Figura 3.33



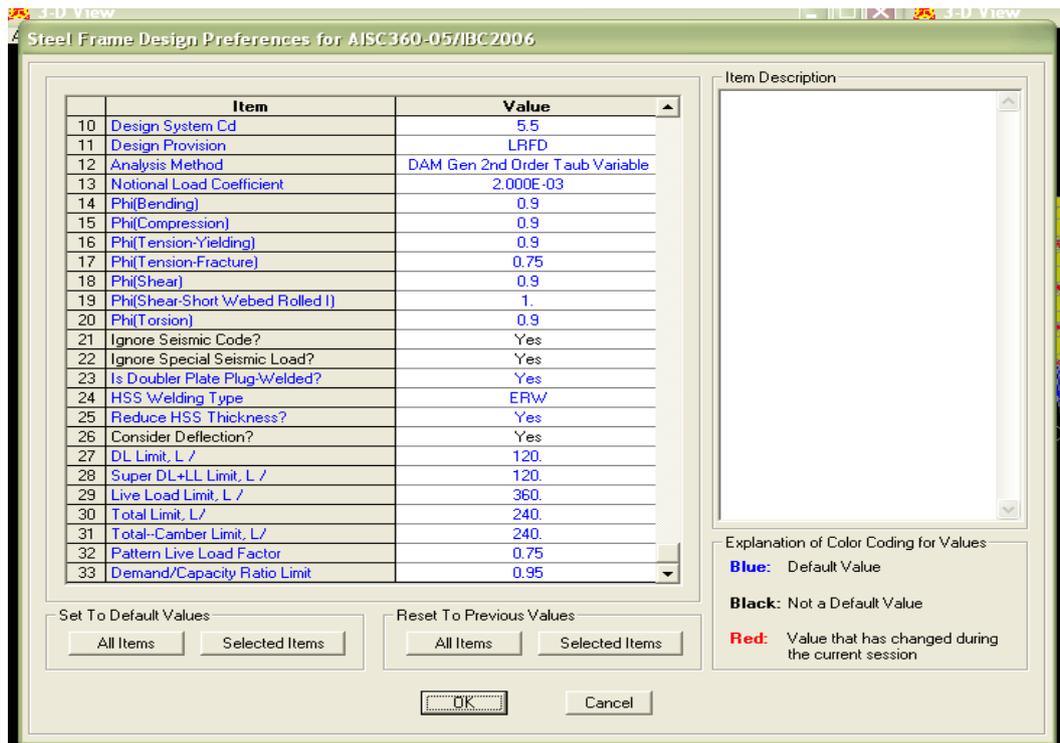
13. De esta manera queda totalmente definidas las cargas del sistema estructural. Para definir el código de diseño: "Options", "Preferences" y "Steel frame design". Como se indica en la figura 3.34.

Figura 3.34



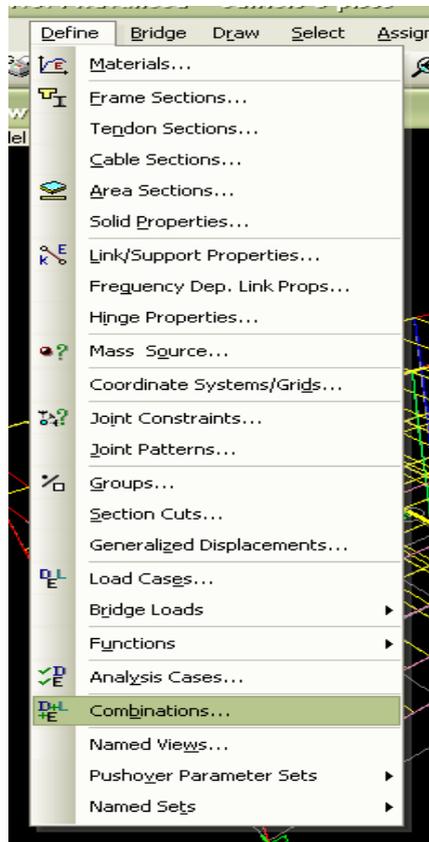
14. En el cuadro de la figura 3.35 se encuentran los parámetros del AISC 2005, se ignora todo respecto al sismo ya que se está utilizando el CEC para este estudio.

Figura 3.35



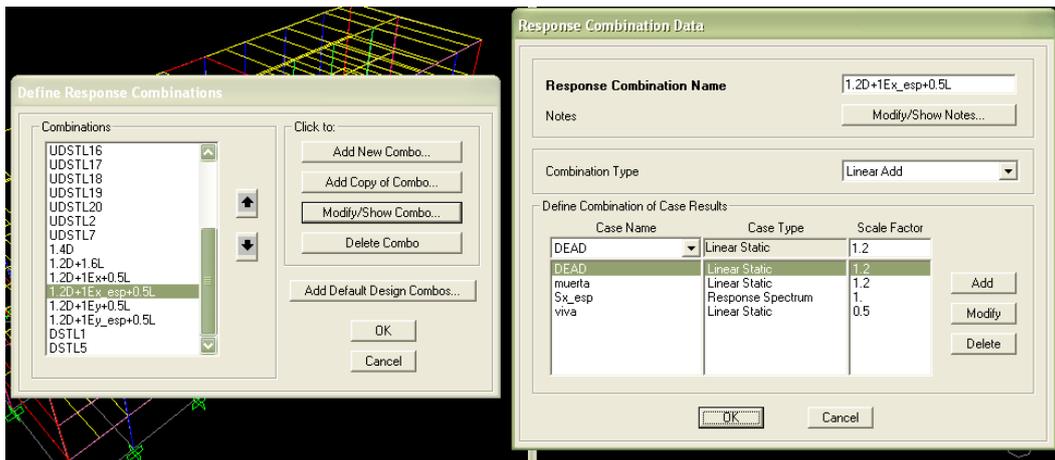
15. Para definir los combos de diseño: “Define” y “Combinations”. Como se indica en la figura 3.36.

Figura 3.36



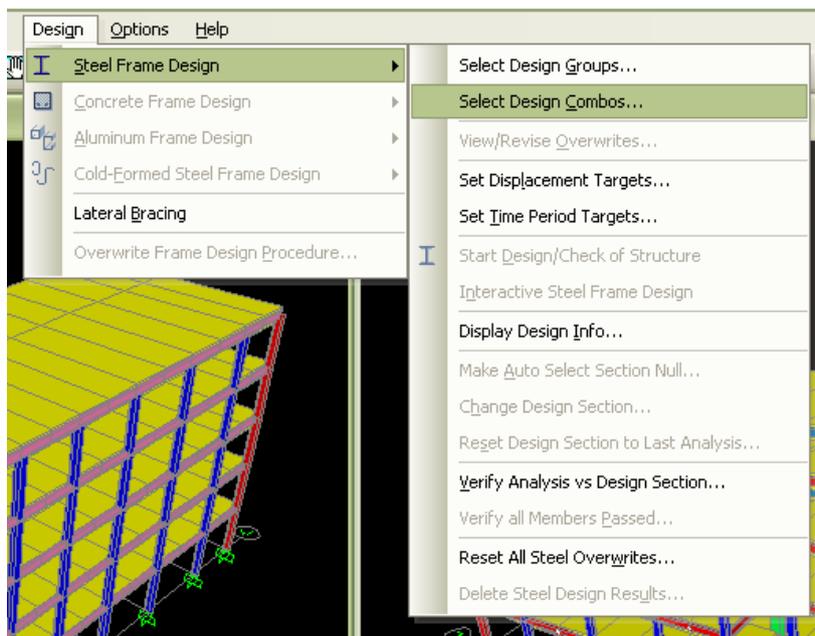
16. En el cuadro de diálogo existen combinaciones preestablecidas por el código pero no pueden ser usadas ya que no contemplan diseño por sismo; se definen otras combinaciones como las mostradas en la figura 3.37.

Figura 3.37



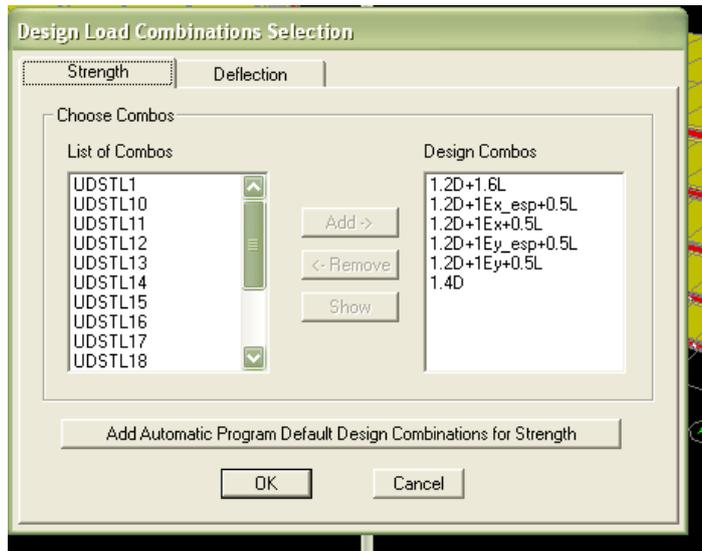
17. Para asignar las combinaciones establecidas al modelo en la simulación: "Design", "Steel Frame Design" y "Select Design Combos". Como se indica en la figura 3.38.

Figura 3.38



18. En el cuadro de diálogo se muestran los combos utilizados para la simulación. Como se indica en la figura 3.39.

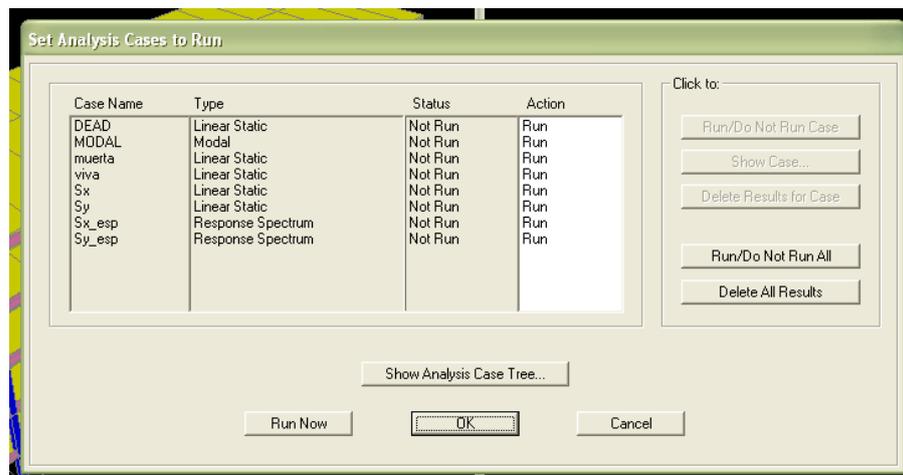
Figura 3.39



3.1.3 SIMULACIÓN DEL SISTEMA DE CINCO PISOS APLICADO CEC, EN SAP2000.

1. Para correr la simulación de la estructura se da click sobre el botón “play”, en el cuadro de diálogo mostrado en la figura 3.40 todos los casos deben ser puestos en marcha.

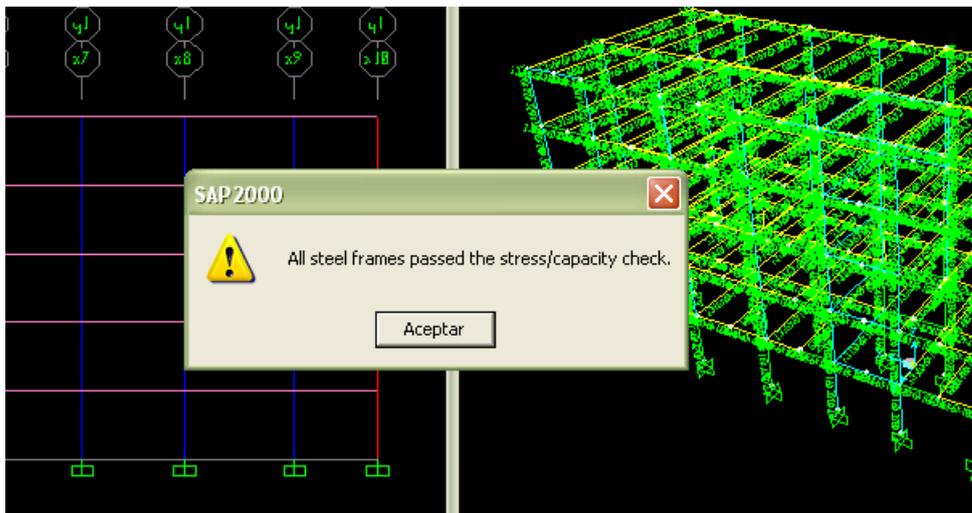
Figura 3.40



2. Para obtener la simulación final es necesario correr varias veces el programa cambiando los perfiles, tomando en cuenta criterios de

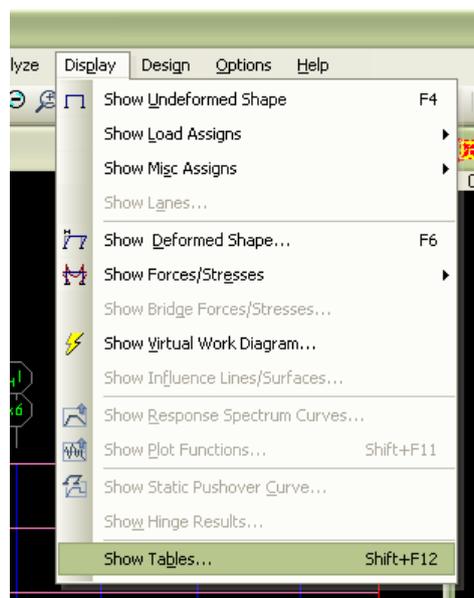
disponibilidad de material en el medio, las vigas deben tener un peralte mayor que la longitud de los patines, las columnas deben tener longitudes casi iguales de peralte y patín en espesores similares y considerablemente mayores a los de las vigas. Como se indica en la figura 3.41.

Figura 3.41



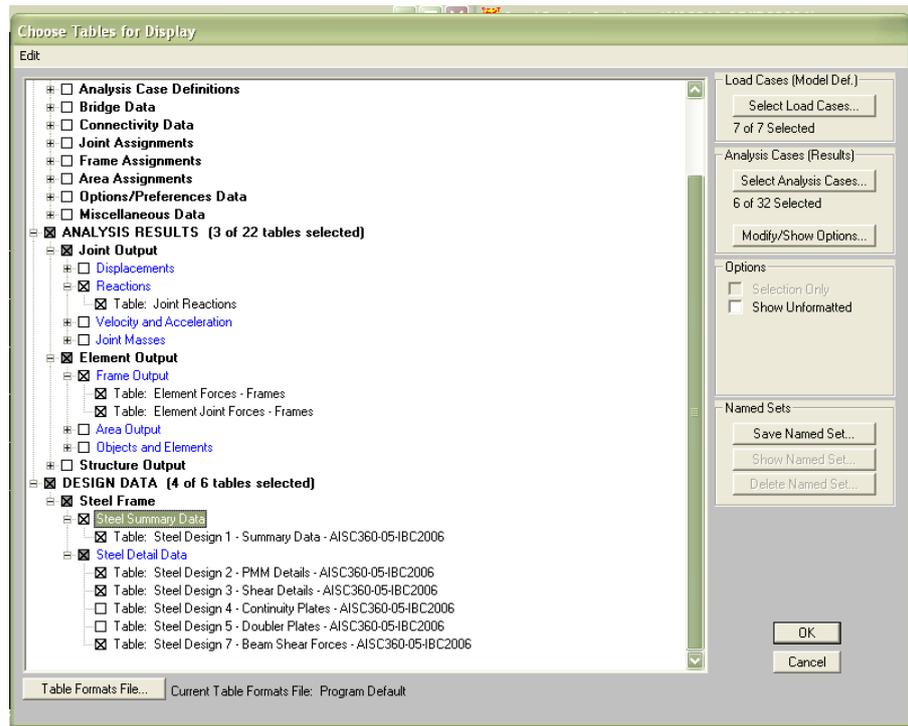
3. Las opciones de diseño para elementos de acero permiten verificar la correcta operatividad de la estructura. Los resultados pueden apreciarse en: “Display” y “Show Tables”. Como se indica en la figura 3.42.

Figura 3.42



4. En el cuadro de diálogo de la figura 3.43 se escogen los distintos resultados obtenidos del análisis de la estructura.

Figura 3.43



5. Los resultados se presentan como se indica en la figura 3.44.

Figura 3.44

Steel Design 2 - PMM Details - AISC360-05-IBC2006

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

	MMajRatio Unitless	MMinRatio Unitless	DCLimit Unitless	PrDgn Ton	PcComp Ton	PcTension Ton	MMajorDsgn	McMajor Ton-mm	MMinorDsgn	McMinor Ton-mm	XLMajor Unitless	XLMinor Unitless	XLLTB Unitless	K1Maj Unitless
0.051048	0.226175	0.95	-68.453	331.0645	364.4713	-2578.75	44902.86	4915.15	19316.98	1	1	1	1	
0.029621	0.231671	0.95	-54.7322	324.1795	364.4713	-1330.08	44902.86	4475.19	19316.98	1	1	1	1	
0.068099	0.322242	0.95	-112.8386	360.929	390.7132	-4380.45	57177.82	8409.07	23196.06	1	1	1	1	
0.037025	0.296289	0.95	-89.6342	352.0594	390.7132	-2381.65	57177.82	7794.02	23196.06	1	1	1	1	
0.057362	0.241048	0.95	-47.2876	328.016	364.4713	-2575.73	44902.86	4658.32	19316.98	1	1	1	1	
0.029013	0.180889	0.95	-37.7344	317.2558	364.4713	-1302.75	44902.86	3494.22	19316.98	1	1	1	1	
0.04059	0.253652	0.95	-137.7627	277.3172	303.2401	-1617.57	35423.33	4676.11	16386.83	1	1	1	1	
0.022643	0.272535	0.95	-109.6445	275.6672	303.2401	-902.37	35423.33	5024.22	16386.83	1	1	1	1	
0.057195	0.308957	0.95	-231.0829	478.7929	553.5408	-6093.55	94718.85	13656.04	39289.26	1	1	1	1	
0.027787	0.237197	0.95	-184.0162	459.9776	553.5408	-2960.96	94718.85	10484.22	39289.26	1	1	1	1	
0.04062	0.241513	0.95	-94.8518	275.0282	303.2401	-1618.74	35423.33	4452.34	16386.83	1	1	1	1	
0.022644	0.226144	0.95	-75.5499	270.8615	303.2401	-902.4	35423.33	4169.01	16386.83	1	1	1	1	
0.028383	0.231384	0.95	-149.7849	276.8884	303.2401	-1131.1	35423.33	-4265.6	16386.83	1	1	1	1	
0.016489	0.204273	0.95	-119.7659	274.3687	303.2401	-657.09	35423.33	-3765.81	16386.83	1	1	1	1	
0.039807	0.293214	0.95	-248.5874	476.6043	553.5408	-4241.82	94718.85	-12960.18	39289.26	1	1	1	1	
0.019618	0.188771	0.95	-198.6632	454.3848	553.5408	-2090.42	94718.85	-8343.77	39289.26	1	1	1	1	
0.028112	0.224326	0.95	-100.9717	274.2527	303.2401	-1120.28	35423.33	-4135.49	16386.83	1	1	1	1	
0.015481	0.174368	0.95	-80.8515	269.1787	303.2401	-616.94	35423.33	-3214.51	16386.83	1	1	1	1	
0.017134	0.234248	0.95	-135.6729	277.223	303.2401	-682.79	35423.33	-4318.4	16386.83	1	1	1	1	
0.010902	0.213325	0.95	-108.5034	275.4737	303.2401	-434.44	35423.33	-3932.68	16386.83	1	1	1	1	
0.023786	0.297261	0.95	-226.1802	478.4607	553.5408	-2634.57	94718.85	-13139.06	39289.26	1	1	1	1	
0.012197	0.202227	0.95	-180.6445	459.1422	553.5408	-1299.65	94718.85	-8938.53	39289.26	1	1	1	1	
0.016621	0.226883	0.95	-91.2668	274.9111	303.2401	-662.38	35423.33	-4182.64	16386.83	1	1	1	1	
0.009112	0.183987	0.95	-72.9151	270.6092	303.2401	-363.13	35423.33	-3391.84	16386.83	1	1	1	1	
0.006952	0.235235	0.95	-122.0038	277.763	303.2401	-277.06	35423.33	-4336.6	16386.83	1	1	1	1	
0.005437	0.215604	0.95	-97.5909	276.5802	303.2401	-216.67	35423.33	-3974.7	16386.83	1	1	1	1	
0.009339	0.309703	0.95	-167.4315	480.3912	553.5408	-995.2	94718.85	-13689	39289.26	1	1	1	1	
0.005054	0.238356	0.95	-133.9676	463.931	553.5408	-538.58	94718.85	-10535.41	39289.26	1	1	1	1	
0.006895	0.285292	0.95	-45.0175	275.589	303.2401	-244.24	35423.33	-4675.03	16386.83	1	1	1	1	
0.003078	0.293221	0.95	-36.1367	272.0594	303.2401	109.02	35423.33	-4804.96	16386.83	1	1	1	1	
0.006952	0.235235	0.95	-122.0038	277.763	303.2401	-277.06	35423.33	4336.6	16386.83	1	1	1	1	

Record: 1 of 605

Add Tables... Done

3.2 ESTABLECER ALTERNATIVAS DE JUNTAS EMPERNADAS VIGA-COLUMNA.

De acuerdo a lo explicado en el capítulo dos existen tres clases de conexiones viga-columna, de las cuales tenemos diferentes tipos de acuerdo a su capacidad de transmitir cargas, ya sean de momento, de cortante, de flexión o de compresión. Para este caso en particular las conexiones adecuadas para edificaciones son las capaces de transmitir y resistir cargas de momento y de cortante, las cuales mencionaremos a continuación.

3.2.1 CONEXIONES A MOMENTO

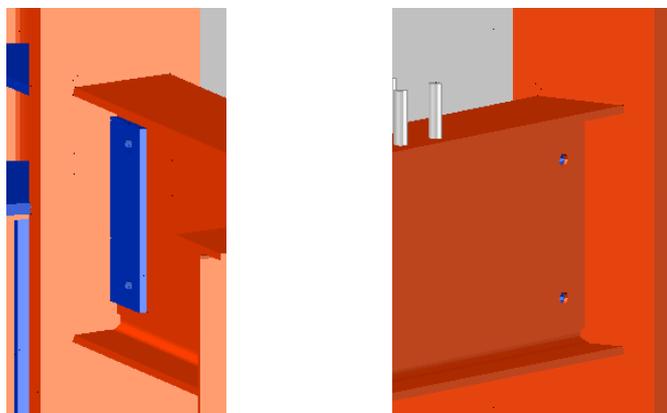
Como el mismo nombre lo indica son conexiones capaces de transmitir cargas que generen momento de flexión desde la viga al apoyo. Generalmente este tipo de conexiones, se usan en edificios entre las vigas principales y las columnas para proporcionar resistencia a las fuerzas laterales.

La idea fundamental en el diseño de conexiones de momento establece que el cortante vertical es soportado por una conexión del alma al apoyo, y el momento por conexiones de las aletas al apoyo.

A continuación describiremos algunas alternativas de conexiones capaces de transmitir momento.

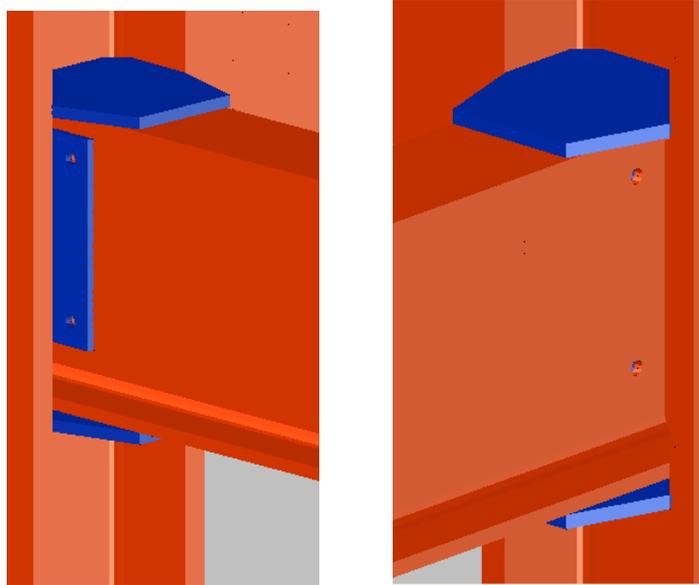
En la figura 3.45 aparece una conexión rígida con soldaduras y pernos de alta resistencia, en la que están soldados los patines de la viga a la columna y el alma se encuentra empernada a una placa que a su vez está soldada al patín de la columna.

Figura 3.45 Conexión de pórtico rígido con soldaduras y pernos (Patines soldados)



En la figura 3.46 aparece una conexión rígida con soldaduras y pernos de alta resistencia, a diferencia de la anterior los patines están soldados a una placa que conecta al alma de la columna.

Figura 3.46 Conexión de pórtico rígido con soldaduras y pernos (Patines soldados a placas)



En la figura 3.47, a diferencia de la conexión mostrada en la figura 3.46, los patines de la viga están empernados a una placa que conecta al alma de la columna. A continuación podremos observar en las figuras 3.48, 3.49 conexiones con geometrías distintas con capacidad de soportar cargas de momento.

Figura 3.47 Conexión de pórtico rígido con soldaduras y pernos (Patines empernados a placas)

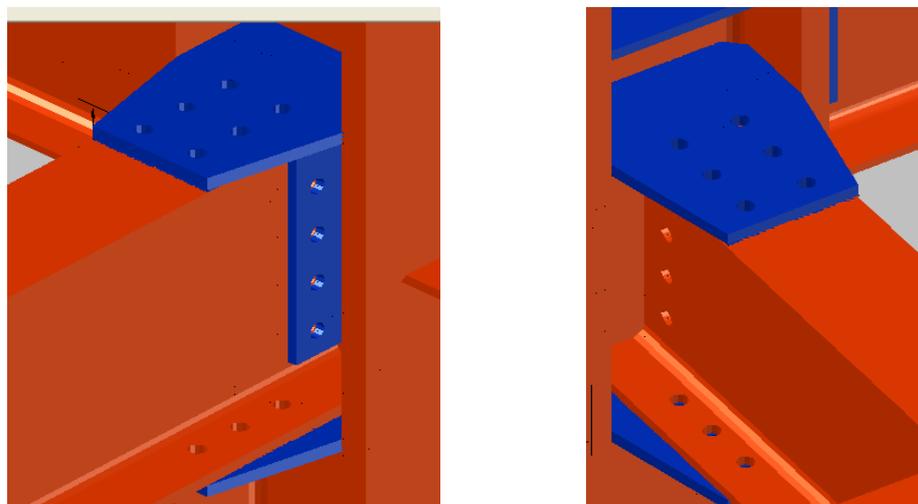


Figura 3.48 Conexión de pórtico rígido con soldaduras y pernos (Patines sujetos con tee)

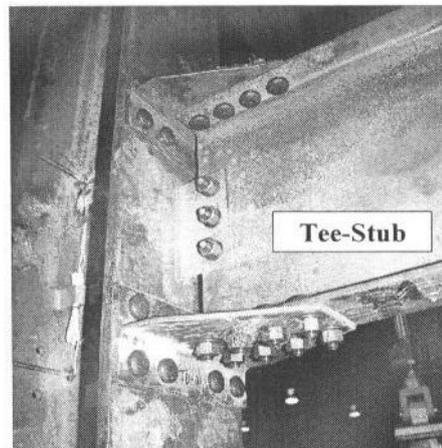
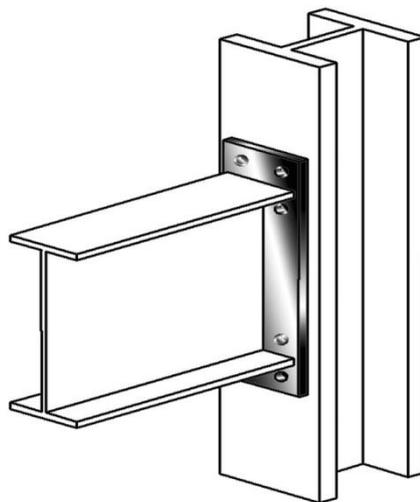


Figura 3.49 Conexión de pórtico rígido con soldaduras y pernos (Placa extendida)



3.2.2 CONEXIONES A CORTANTE

Como su mismo nombre lo indica poseen la capacidad de resistir fundamentalmente fuerza cortante transmitida desde la viga hacia los apoyos, donde la reacción o carga de cortante se distribuye uniformemente en los conectores que atraviesan el alma, se caracterizan por estar conectadas principalmente el alma de la viga, aunque en algunos casos se utilizan placas de apoyo para los patines como en la figura 3.55. A pesar de tener cierta

resistencia al momento, se supone que para éste caso de diseño se establece como despreciable.

A continuación se indican gráficamente diferentes alternativas de conexiones que poseen la capacidad de resistir cargas de cortante.

Figura 3.50 Conexión de pórtico simple empernada (Ángulo doble)

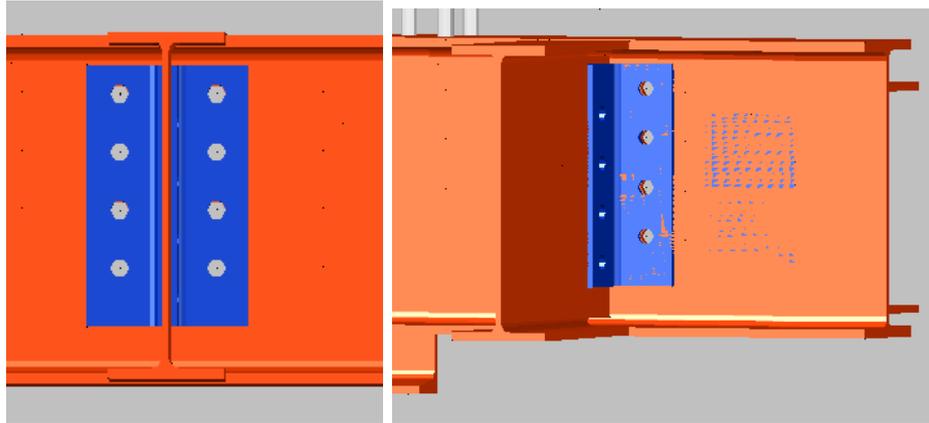


Figura 3.51 Conexión de pórtico simple empernada (Ángulo simple)

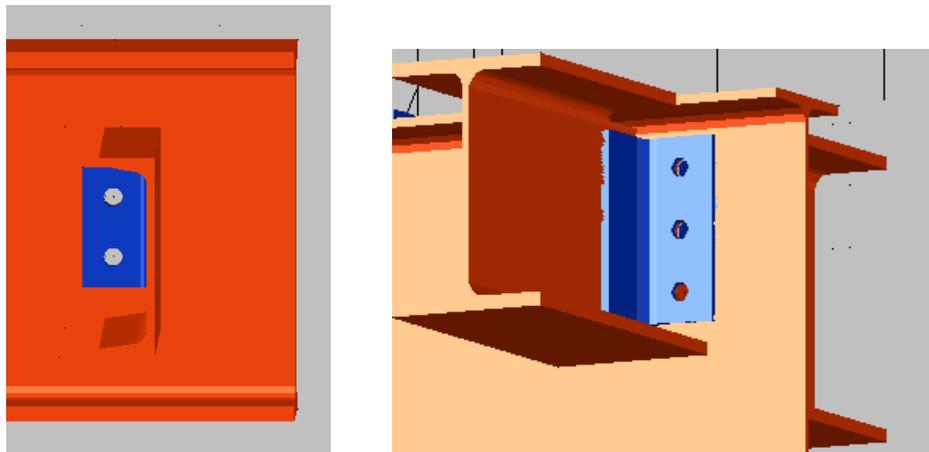


Figura 3.52 Conexión de pórtico simple empernada y soldadura (Placa de cortante)

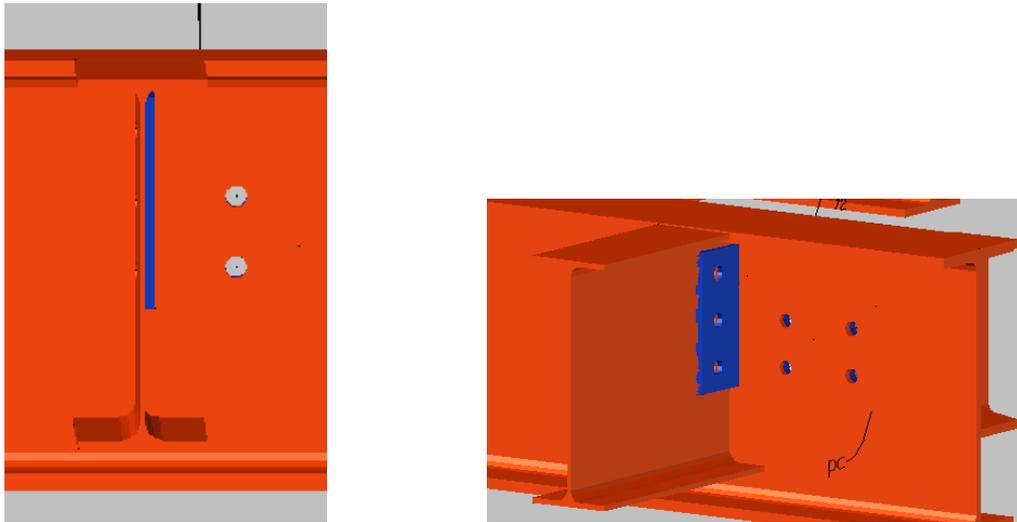


Figura 3.53 Conexión de pórtico simple empernada y soldadura (Placa cortante al final)

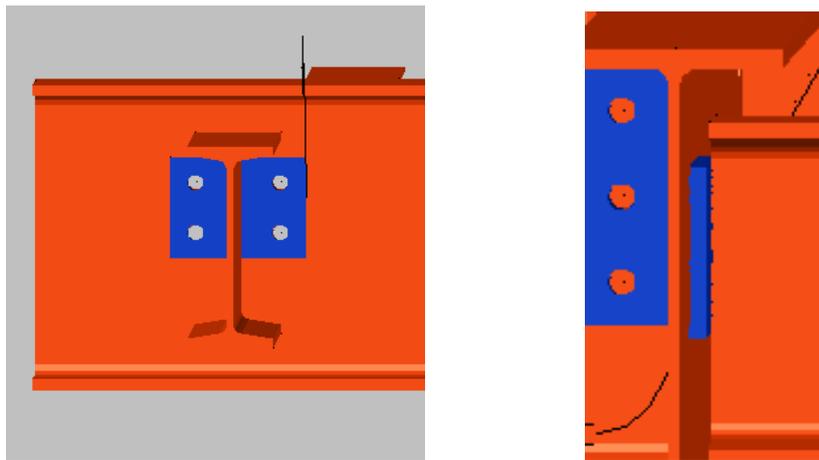


Figura 3.54 Conexión de pórtico simple empernada y soldadura (Conexión de tee)

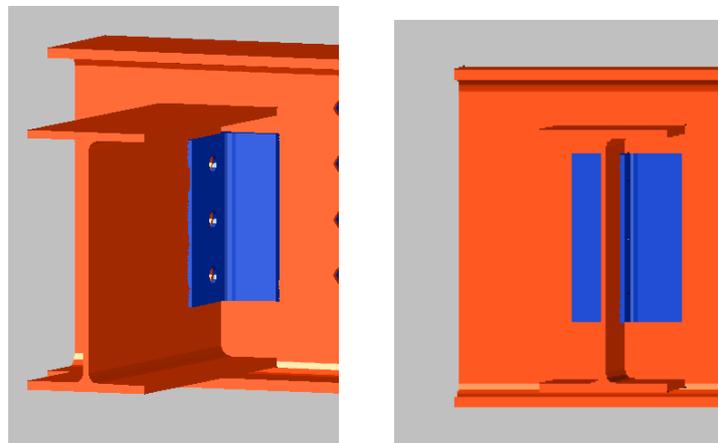
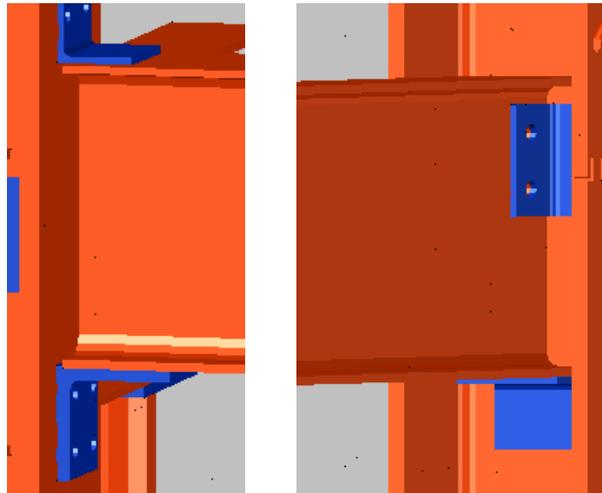


Figura 3.55 Conexión de pórtico simple emperrada y soldadura (Placas de asentamiento)



De acuerdo a lo explicado en el capítulo dos existen dos tipos de conexiones que pueden adaptarse para el edificio y al medio: Conexión de pórtico rígido con soldaduras y pernos (Patines emperrados a placas), Conexión de pórtico rígido con soldaduras y pernos (Placa extendida).

El tipo de conexión utilizada en la mayoría de edificios de estructura metálica en el país, consiste en soldadura total o parcial del perfil de la viga a la cara de la columna, éste tipo de conexión no es contemplada por el comité de la especificación AISC ya que la soldadura en campo resulta muy costosa por mano de obra e inspección.

3.3 SELECCIÓN DE ALTERNATIVA

Para la selección del tipo de conexión a estudiar en el presente proyecto se tomo en cuenta los criterios de la sección 2.1, 2.2 y 2.3 del documento Conexiones Precalificadas para Aplicación Sísmica del AISC 2005. Una de las principales características de la conexión es que sea de tipo totalmente restringido (FR), es decir que su rotación no puede ser mas allá de 0.02 radianes o $1,15^\circ$.

La conexión seleccionada es de pórtico rígido con soldaduras y pernos o comunmente llamada de placa extendida debido a su geometría, existen dos

tipos de conexión de placa extendida: con rigidizador y sin rigidizador, para el estudio aplica sin rigidizador.

Este tipo de conexión es muy usada en el entorno americano para construcciones con múltiples pisos, el añadir rigidizadores a la conexión ayuda a disminuir el espesor de la placa extendida.

Conexiones de tipo (PR) pueden ser usadas para miembros secundarios en construcción como es el caso de conexiones viga-vigueta.

3.3.1 VENTAJAS DE LA CONEXIÓN PLACA EXTENDIDA

- La conexión puede ser usada en montaje durante invierno ya que solo se requiere ajuste de pernos en campo.
- Todas las soldaduras son realizadas en taller, eliminando los problemas asociados con la soldadura de campo.
- Sin la necesidad de soldadura de campo, el montaje es relativamente fácil y rápido.
- Si la fabricación tiene la suficiente precisión, es muy fácil mantener nivelada la estructura.

3.3.2 DESVENTAJAS DE LA CONEXIÓN PLACA EXTENDIDA

- Las técnicas de fabricación son muy exigentes debido a la necesidad de precisión en la longitud y perpendicularidad al final de la viga.
- Columnas con baja perpendicularidad y demasiada tolerancia en el peralte pueden causar problemas en el montaje, pero pueden ser controlados fabricando vigas más cortas en 6mm hasta 9mm.
- La placa extendida a menudo se dobla debido al calor de la soldadura
- Las placas extendidas están sujetas a desgarramiento laminar en la región de la soldadura a tracción en el patín superior.
- Los pernos están en tensión, lo que puede resultar en fuerzas de tenaza debido a la excentricidad.

Muchos constructores en Estados Unidos han usado con éxito este tipo de conexión en edificios de hasta treinta pisos de altura en zonas de baja sismicidad y en edificios de hasta diez pisos en zonas de alta sismicidad.

CAPÍTULO 4

DISEÑO DE JUNTAS

4.1 SELECCIÓN DE MATERIALES.

Los materiales para la construcción de estructuras metálicas en este caso se basan en la aplicación, disponibilidad en el entorno de obra y precio.

- El acero estructural a usarse para placas y perfiles es A36 por facilidad de adquisición en el mercado nacional
- Los pernos de alta resistencia a recomendados en el diseño son A325 pero debido a la dificultad de adquisición en el entorno nacional se usan pernos de grado 5 de rosca gruesa equivalentes en material y por lo tanto en esfuerzo de resistencia a tracción.
- Los electrodos a usarse en las soldaduras son igual o superiores a las serie ER70S-XX por alcance de la norma AWS D1.8.

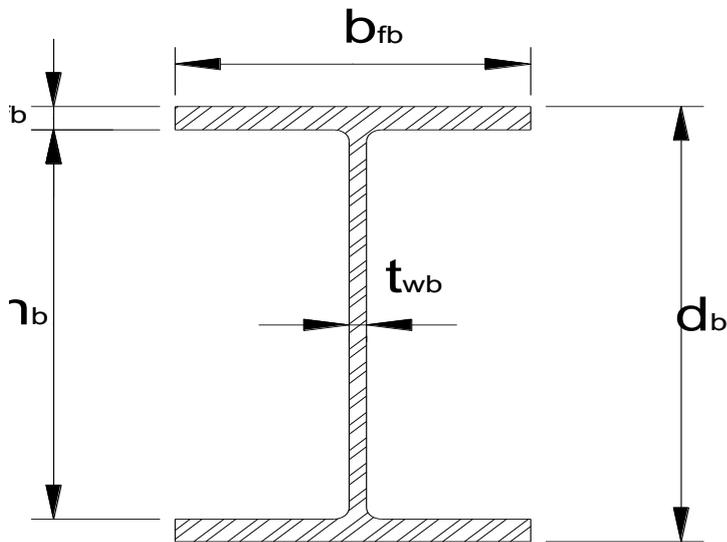
4.2 DISEÑO DE PERFILES PARA LA CONEXIÓN

Las dimensiones de las vigas y columnas que se utilizaran, fueron determinadas a partir del software Sap2000 y modificadas a partir de la disponibilidad de materiales y maquinas de pruebas.

Para realizar el diseño de la conexión, se escogió la que se encontraba sometida a menores esfuerzos, con la finalidad de elaborarla, y someterla a pruebas de laboratorio y software, que permitan demostrar de una manera más cercana a la realidad su resistencia a esfuerzos producidos por cargas vivas, muertas y sismos.

Las dimensiones y propiedades de la viga seleccionada I315x6x100x8, se indicaran en detalle con sus respectivas representaciones.

Figura 4.1



*I*315x6x100x8
 $h_b = 299 \text{ mm}$
 $t_{fb} = 8 \text{ mm}$
 $d_b = h_b + 2 \cdot t_{fb}$
 $t_{wb} = 6 \text{ mm}$
 $b_{fb} = 100 \text{ mm}$
 $A_{fb} = b_{fb} \cdot t_{fb}$
 $A_{fb} = 800 \text{ mm}^2$

Inercia del perfil respecto al eje x:

$$I_{.xb} = \frac{b_{fb} \cdot t_{fb}^3}{12} \cdot 2 + 2A_{fb} \cdot \left(\frac{h_b + t_{fb}}{2} \right)^2 + \frac{t_{wb} \cdot h_b^3}{12} \quad (4.1)$$

$$I_{.xb} = 51073582.833 \text{ mm}^4$$

$$V_{\max b} = 772.37 \text{ Kgf}$$

Diseño de soldaduras

Las especificaciones de las normas AISC 2005, establece el cálculo y valores mínimos de las soldaduras de filete para la conexión entre placas de diversos espesores.

Flujo de cortante a través de la soldadura:

$$F_{wwfb} = \frac{V_{\max b}}{I_{.xb}} \cdot t_{fb} \cdot t_{fb} \cdot \left(h_b + \frac{1}{2} \cdot t_{fb} \right) \quad (2.40)$$

$$F_{wwfb} = 3.666 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}}$$

$$\tau_{wwf} = 0.75 * 0.6 * F_{EEX} \quad (2.43)$$

$$F_{EX} = 49.21487 \frac{Kgf}{mm^2}$$

$$\tau_{wwfb} = \tau_{wwf}$$

$$\tau_{wwfb} = 22.147 \frac{Kgf}{mm^2}$$

$$g_{wfb} = \frac{F_{wwfb} \cdot \sqrt{2}}{\tau_{wwfb}} \quad (2.42)$$

$$g_{wfb} = 0.234 \text{ mm}$$

Por cálculo se establece el valor de 0.234mm como tamaño del filete de soldadura, pero se asume este valor siempre y cuando cumpla con lo establecido en la tabla 2.8, que determina el mínimo filete de soldadura. Por tanto se determina que el valor encontrado no cumple la condición mínima en la tabla, la cual determina que el mínimo valor a utilizar es 5mm.

$$g_{wfb} = 5 \text{ mm}$$

Se determino el uso soldadura de filete para unir patín y alma de la viga y columna, la cual se diseñará a continuación.

$$k_b = t_{fb} + g_{wfb} \quad (4.2)$$

$$k_b = 13 \text{ mm}$$

Para galga analógica a del perfil W6x16 $g_b = 57 \text{ mm}$.

$$Z_{xb} = 2 \cdot \left[b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot \left(\frac{h_b}{2} + \frac{t_{fb}}{2} \right) + t_{wb} \cdot \frac{h_b}{2} \cdot \frac{h_b}{4} \right] \quad (4.3)$$

$$Z_{xb} = 379701.5 \text{ mm}^3$$

El acero estructural seleccionado es el A36 por su disponibilidad en el medio y propiedades mecánicas adecuadas a esta aplicación las cuales se establecerán a continuación.

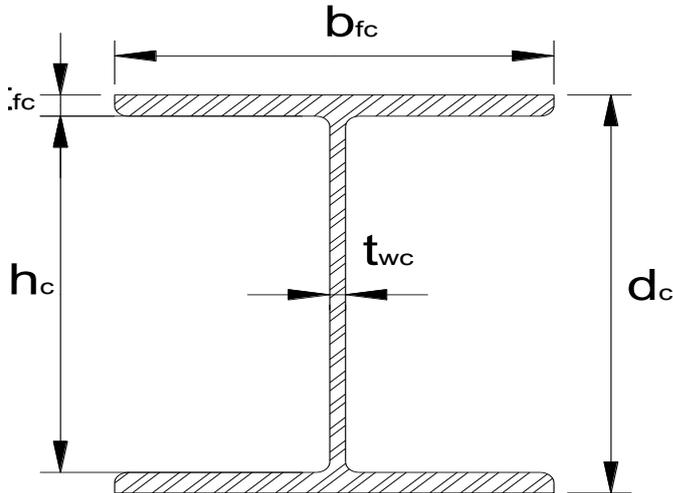
$$F_{yb} = 25.3105 \frac{Kgf}{mm^2}$$

$$F_{ub} = 43.23878 \frac{Kgf}{mm^2}$$

Columna

Las dimensiones y propiedades de la columna seleccionada I300x16x320x14, se indicaran en detalle con sus respectivas representaciones.

Figura 4.2



I300x16x320x14
 $h_c = 272 \text{ mm}$
 $t_{fc} = 14 \text{ mm}$
 $d_c = h_c + 2 t_{fc}$
 $t_{wc} = 6 \text{ mm}$
 $b_{fc} = 320 \text{ mm}$
 $A_{fc} = b_{fc} \cdot t_{fc}$
 $A_{fc} = 4480 \text{ mm}^2$

$$I_{xc} = \frac{b_{fc} \cdot t_{fc}^3}{12} \cdot 2 + 2A_{fc} \cdot \left(\frac{h_c + t_{fc}}{2} \right)^2 + \frac{t_{wc} \cdot h_c^3}{12} \quad (4.1)$$

$$I_{xb} = 210200917.333 \text{ mm}^4$$

$$V_{\max c} = 124053 \text{ Kgf}$$

Diseño de soldaduras

Las especificaciones de las normas AISC 2005, establece el cálculo y valores mínimos de las soldaduras de filete para la conexión entre placas de diversos espesores.

$$F_{wwfc} = \frac{V_{\max c}}{I_{xc}} \cdot t_{fc} \cdot t_{fc} \cdot \left(h_c + \frac{1}{2} \cdot t_{fc} \right) \quad (2.40)$$

$$F_{wwfb} = 30.359 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}}$$

$$\tau_{wwf} = 0.75 * 0.6 * F_{EEX} \quad (2.43)$$

$$F_{EEX} = 49.21487 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{wwfc} = \tau_{wwf}$$

$$\tau_{wwfb} = 22.147 \frac{Kgf}{mm^2}$$

$$g_{wfb} = \frac{F_{wwfc} \cdot \sqrt{2}}{\tau_{wwfc}} \quad (2.42)$$

$$g_{wfb} = 1.939 \text{ mm}$$

Por cálculo se establece el valor de 1.939mm como tamaño del filete de soldadura, pero se asume este valor siempre y cuando cumpla con lo establecido en la tabla 2.8, que determina el mínimo filete de soldadura. Por tanto se determina que el valor encontrado no cumple la condición mínima en la tabla, la cual determina que el mínimo valor a utilizar es 6mm.

$$g_{wfc} = 6 \text{ mm}$$

Se determino el uso soldadura de filete para unir patín y alma de la viga y columna, la cual se diseñará a continuación.

$$k_c = t_{fc} + g_{wfc} \quad (4.2)$$

$$k_c = 20 \text{ mm}$$

Para galga analógica a del perfil W12x152 $g_c = 140mm$.

$$Z_{xc} = 2 \cdot \left[b_{fc} \cdot t_{fc} \cdot \left(\frac{h_c}{2} + \frac{t_{fc}}{2} \right) + t_{wc} \cdot \frac{h_c}{2} \cdot \frac{h_c}{4} \right] \quad (4.3)$$

$$Z_{xc} = 1577216 \text{ mm}^3$$

El acero estructural seleccionado es el A36 por su disponibilidad en el medio y propiedades mecánicas adecuadas a esta aplicación las cuales se establecerán a continuación.

$$F_{yc} = 25.3105 \frac{Kgf}{mm^2}$$

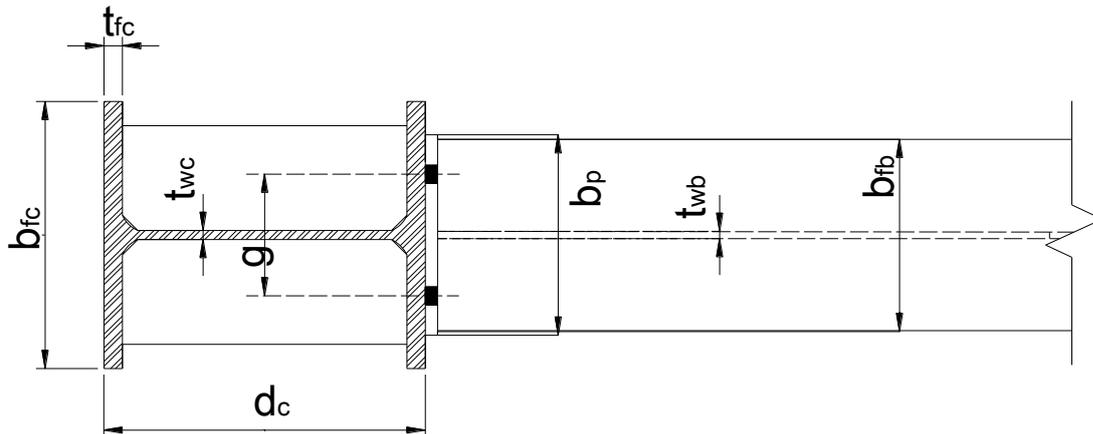
$$F_{uc} = 43.23878 \frac{Kgf}{mm^2}$$

4.3 JUNTA EMPERNADA

4.3.1 DISEÑO DE LA CONEXIÓN A MOMENTO PLACA EXTENDIDA

Se realizara el diseño a continuación bajo cuatro parámetros primarios, que se plasmaran en distintos pasos que se establecerán en el proceso.

Figura 4.3



1. Momento de diseño para la conexión

$$M_{pe} = 1.2 \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb} \quad (2.15)$$

$$M_{pe} = 17298782.668 \text{ Kgf} \cdot \text{mm}$$

Localización del punto plástico de articulación

$$\frac{d_b}{2} = 157.5 \text{ mm} \quad \text{El mínimo de estos valores } L_{pb} = 157.5 \text{ mm} \quad (2.16)$$

$$3b_{fb} = 300 \text{ mm}$$

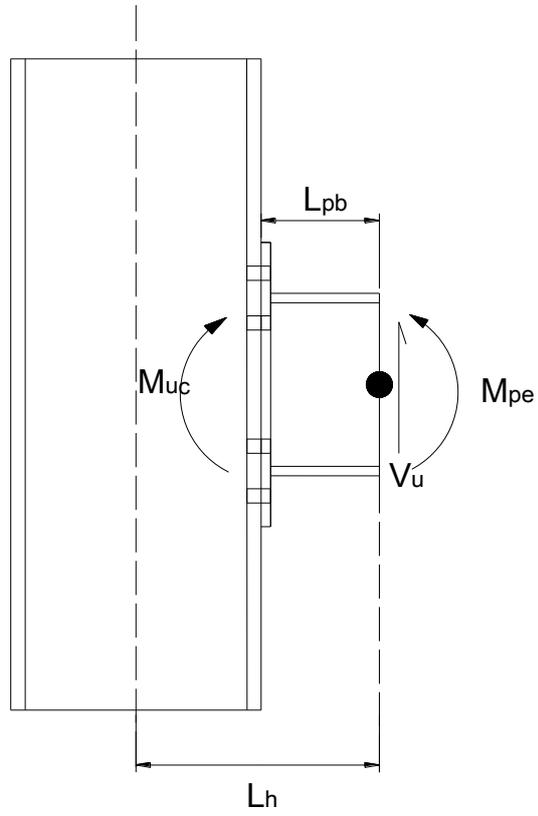
Vu en el punto plástico de articulación de SAP2000 $V_{ub} = 767.33 \text{ Kgf}$

Momento en la cara de la columna (Momento de diseño para la conexión).

$$M_{uc} = M_{pe} + V_{ub} \cdot L_{pb} \quad (2.14)$$

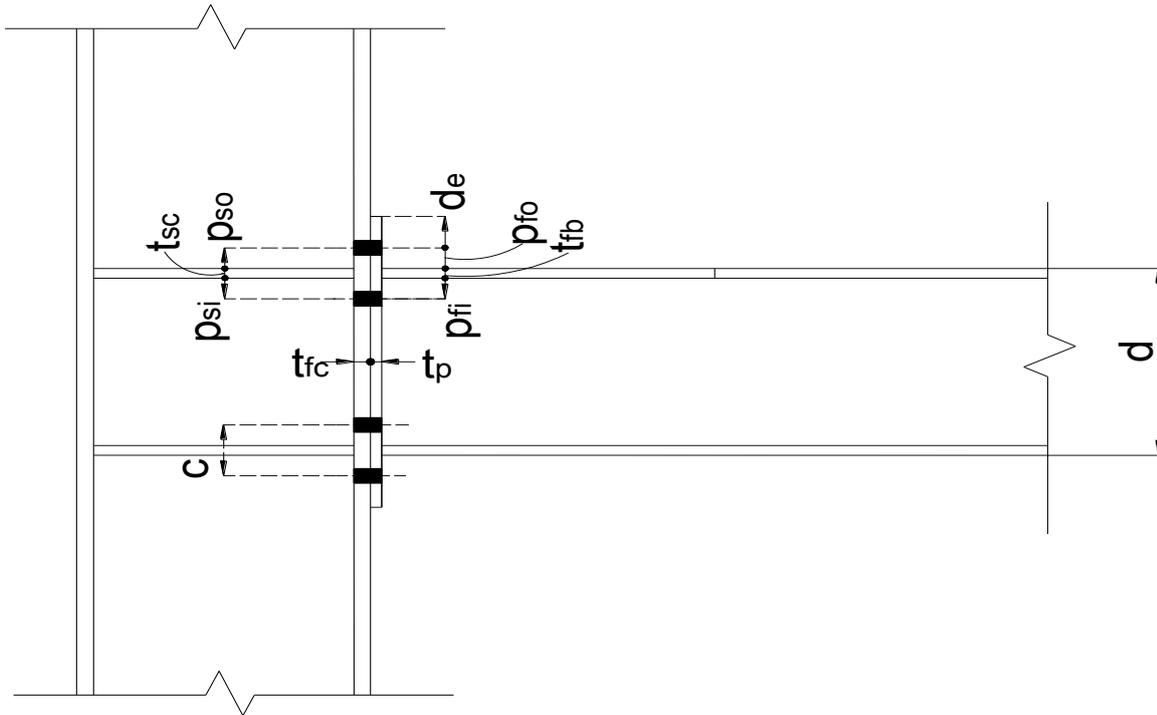
$$M_{uc} = 17419637143 \text{ Kgf} \cdot \text{mm}$$

Figura 4.4



2. Establecer los valores preliminares de la geometría de la conexión y el tipo de perno.

Figura 4.5



$$b_p = b_{fb} + 50$$

$$b_p = 150 \text{ mm}$$

$$g = \frac{g_c + g_b}{2}$$

$$g = 98.5 \text{ mm}$$

$$g = 90 \text{ mm}$$

$$p_{fi} = 30 \text{ mm}$$

$$p_{fo} = 30 \text{ mm}$$

$$d_e = 30 \text{ mm}$$

$$F_t = 63.27626 \frac{\text{Kgf}}{2} \quad \text{Determinado en la Tabla J3.2 de las normas AISC 2005.}$$

$$h_0 = d_b + p_{fo} - \frac{t_{fb}}{2} \quad (4.4)$$

$$h_0 = 341 \text{ mm}$$

$$h_1 = d_b - t_{fb} - p_{fi} - \frac{t_{fb}}{2} \quad (4.5)$$

$$h_1 = 273 \text{ mm}$$

3. Determinar el diámetro requerido del perno (ASTM grado 5).

$\phi = 0.75$ Factor de seguridad a tracción.

$$diam_{bReq'd} = \sqrt{\frac{2M_{uc}}{\pi\phi F_t (d_0 + h_1)}} \quad (2.17)$$

$$diam_{bReq'd} = 19.509 \text{ mm}$$

$$\frac{diam_{bReq'd}}{25.4} = 0.768 \text{ mm}$$

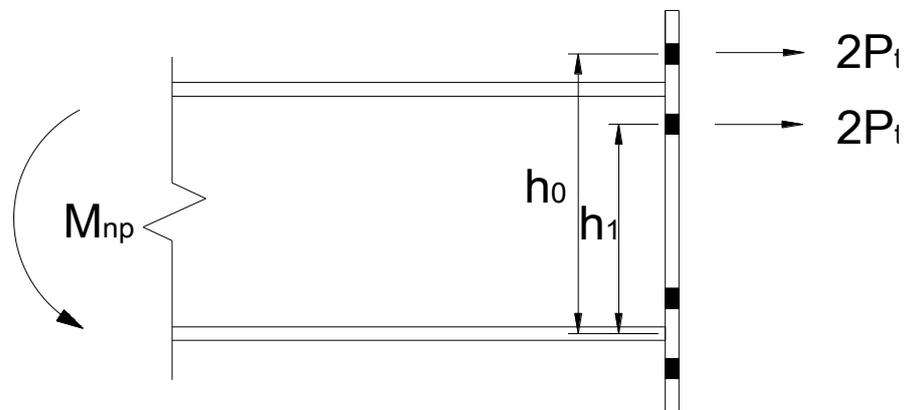
La dimensión de los pernos existentes en el mercado que se acerca más al valor de 0.768mm es el de 7/8 in o 0.875mm.

4. Seleccionar un diámetro existente de perno mayor al requerido en el paso 3

y calcular el esfuerzo de momento distinto al brazo de palanca, M_{np} .

$$diam_b = \frac{7}{8} \cdot 25.4 = 22.225 \text{ mm}$$

Figura 4.6



Determinación del esfuerzo de tensión en el perno:

$$A_b = \pi \cdot \frac{diam_b^2}{4} = 387.948 \text{ mm}^2$$

$$P_t = F_t \cdot A_b \quad (2.19)$$

$$P_t = 24547893 \text{ Kgf}$$

$$M_{np} = 2 \cdot P_t \cdot (d_0 + h_1) \quad (2.18)$$

$$M_{np} = 30144812.669 \text{ Kgf} \cdot \text{mm}$$

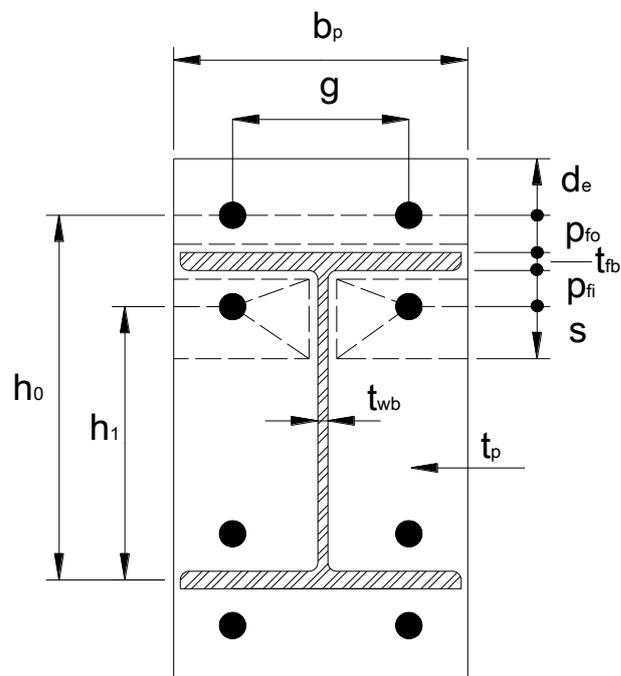
$$\phi M_{np} = 22608609.502 \text{ Kgf} \cdot \text{mm}$$

$$M_{uc} = 17419637143 \text{ Kgf} \cdot \text{mm}$$

$\phi M_{np} > M_{uc}$ Se cumple esta condición, pero no gobierna el diseño.

5. Determinar el espesor de placa extendida, $t_{p \text{ Req'd}}$.

Figura 4.7



$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_p \cdot g}$$

Tabla 6.2 Juntas precalificadas de la AISC. (4.6)

$$s = 58.095 \text{ mm} \quad p_{fi} = 30 \text{ mm}$$

$$s = 59 \text{ mm}$$

Si $p_{fi} > s$ usar $p_{fi} = s$.

$$s = 59 \text{ mm}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \cdot \frac{1}{p_{f0}} - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} \cdot h_1 \cdot p_{fi} + s \quad (2.21)$$

$$Y_p = 2384.467 \text{ mm}$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$t_{p \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_{np}}{\phi_b \cdot F_{yp} \cdot Y_p}} \quad (2.20)$$

$$t_{p \text{ Req'd}} = 21.495 \text{ mm}$$

6. Seleccionar un espesor de placa mayor al valor calculado de acuerdo a disponibilidad en el mercado.

$$t_p = 22 \text{ mm} \text{ Siendo } t_p = \frac{7}{8} \text{ in}$$

7. Calculo de la fuerza factorada en el patín de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_{uc}}{d_b - t_{fb}} \quad (2.22)$$

$$F_{fu} = 56741.489 \text{ Kgf}$$

8. Revisar la resistencia de fluencia por cortante de la porción de placa extendida fuera del perfil de la viga.

$\phi = 1.0$ Factor de diseño por cortante AISC sección J4.2.

$$R_n = 0.6 \cdot F_{yp} \cdot b_p \cdot t_p \quad (2.23)$$

$$\phi R_n = 5011479 \text{ Kgf}$$

$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n$ Se cumple con la condición, pero no gobierna el diseño.

9. Revisar de rotura por cortante de la porción de placa extendida fuera del perfil de la viga.

$$A_n = \left[\sum_p - 2 \left(\text{diam}_b + 3 \right) t_p \right] \quad (2.25)$$

$$A_n = 2190.1 \text{ mm}^2$$

$\phi = 0.75$ Factor de diseño por cortante AISC sección J4.2.

$$R_n = \phi 0.6 F_{up} A_n \quad (2.24)$$

$$\phi R_n = 42613763 \text{ Kgf}$$

$\frac{F_v}{2} < \phi R_n$ Se cumple con la condición.

10. Revisión del esfuerzo de rotura de los pernos que estarán sometidos a compresión.

$$V_{ub} = 767.33 \text{ Kgf}$$

$$V_{ub} \leq \phi R_n$$

$F_v = 33.74734 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2}$ Resistencia nominal al cortante de la tabla J3.2 de la especificación AISC 2005.

$n_b = 4$ Numero de pernos en el patín de compresión.

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = n_b F_v A_b \quad (2.26)$$

$$\phi R_n = 49095817 \text{ Kgf}$$

$V_{ub} < \phi R_n$ Cumple, es decir este estado limite no gobierna el diseño.

11. Revisión del aplastamiento/desgarre de los pernos en la placa extendida y patín de la columna.

Placa extendida

$$\phi R_n = \phi_i R_{ni} \text{ (Pernos internos)} + \phi_o R_{no} \text{ (Pernos externos)} \quad (2.27)$$

$$n_i = 2$$

$$n_o = 2$$

Estas variables establecen el número de pernos internos y externos tomando como referencia el patín de la viga.

Sección J3.10 Especificación AISC 2005.

$$\phi = 0.75$$

Esfuerzo de aplastamiento

$$2.4 \cdot \text{diam}_b \cdot t_p \cdot F_{up} = 50739.844 \text{ Kgf}$$

Desgarramiento de los pernos externos

$$L_c = p_{fi} + t_{fb} + p_{fo} - (\text{diam}_b + 3) \quad (4.7)$$

$$L_c = 42.775 \text{ mm}$$

$$R_{n0} = 1.2 \cdot L_c \cdot t_p \cdot F_{up} \quad (4.8)$$

$$R_{n0} = 48827.825 \text{ Kgf}$$

Desgarramiento de los pernos internos

$$L_c = d_e - \left(\frac{\text{diam}_b}{2} + 1.5 \right) \quad (4.9)$$

$$L_c = 42.775 \text{ mm}$$

$$R_{ni} = 1.2 \cdot L_c \cdot t_p \cdot F_{up} \quad (4.10)$$

$$R_{ni} = 19847.897 \text{ Kgf}$$

$$R_n = \phi_i R_{ni} + \phi_o R_{no} \quad (2.27)$$

$$R_n = 137351444 \text{ Kgf}$$

$$\phi R_n = 103013583 \text{ Kgf}$$

$V_{ub} < \phi R_n$ Se cumple la condición, pero no gobierna el diseño.

Patín de la columna

$$R_n = 137351444 \left(\frac{t_{fc}}{\text{diam}_b} \right) \left(\frac{F_{yp}}{F_{yc}} \right) = 86520595 \text{ Kgf} \quad (4.11)$$

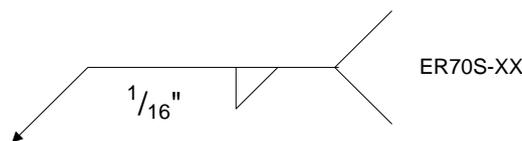
$$\phi R_n = 64890446 \text{ Kgf}$$

$\phi R_n > V_{ub}$ Cumple la condición, pero no gobierna el diseño.

12. Diseño de la soldadura

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo de resistencia al cortante para $1/16$ " o 1.5 mm de soldadura de filete usado posteriormente como referencia para otros cálculos:

Figura 4.8



Especificación AISC 2005 tabla J2.5.

$$\phi = 0.75$$

$$F_{E_{xx}} = 49.21487 \frac{\text{Kg}}{\text{mm}^2}$$

$$F_w = 0.6 F_{E_{xx}}$$

$$A_w = \text{sen}(45^\circ) \frac{1}{16} 25.4 = 1.123 \text{ mm}^2$$

$$R_n = A_w F_w = 33.147 \frac{\text{Kg}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi R_n = 24.86 \frac{\text{Kg}}{1.587 \text{ mm}}$$

El valor antes calculado es el esfuerzo que la soldadura puede soportar en el rango elástico por cada 1.587 mm de garganta efectiva

a) Soldadura del patín de la viga a la placa

Esta soldadura se hace de acuerdo a la junta precalificada del AWS D1.1:2006 AWS TC-U4b-GF; en el Anexo A se muestra el WPS que respalda ésta.

La soldadura de la viga a la placa se diseña tomando en cuenta la sección 6.9.7 de las juntas precalificadas del AISC 2005 donde se aplican recomendaciones de los fabricantes de EEUU y del Virginia Tech.

b) Soldadura del alma de la viga a la placa

El tamaño mínimo para la soldadura de filete en espesor 22 es de 8mm pero el espesor del alma de la viga es 6mm; la soldadura necesaria para desarrollar el esfuerzo de momento en el alma de la viga cercana a los pernos en tracción usando ER70S-XX es:

Se multiplica por dos la resistencia de la soldadura ya que son cordones en ambos lados del alma: $R_n = 2D(24.86)$

La resistencia del material afectado del alma se toma de la sección J4.2:

$$R_n = 0.6 \cdot F_{yb} \cdot t_{wb}$$

$$D = \frac{0.6 \cdot F_{yb} \cdot t_{wb}}{2(24.86)} = \frac{0.6(25.311)(6)}{2(24.86)} = 1.8333$$

$$\frac{1}{16} 1.8333(25.4) = 2.909 \text{ mm de garganta efectiva}$$

El cortante aplicado es resistido por el cordón de soldadura mínimo entre la altura del alma y el patín de compresión o la columna de pernos internos a tracción mas dos diámetros a tracción y el patín de compresión En este caso la primera condición es aplicable.

$$\text{Longitud efectiva de soldadura: } \frac{d_b}{2} - t_{fb} = 149.5 \text{ mm}$$

$$D = \frac{V_{ub}}{2(149.5)24.86} = 0.103$$

$$\frac{1}{16} 0.103(25.4) = 0.164 \text{ mm}$$

Es necesario utilizar un filete de 8mm por recomendación de tabla J2.4 de la especificación AISC 2005

Diseño del lado de la columna

13. Revisión del esfuerzo de flexión en el patín de la columna.

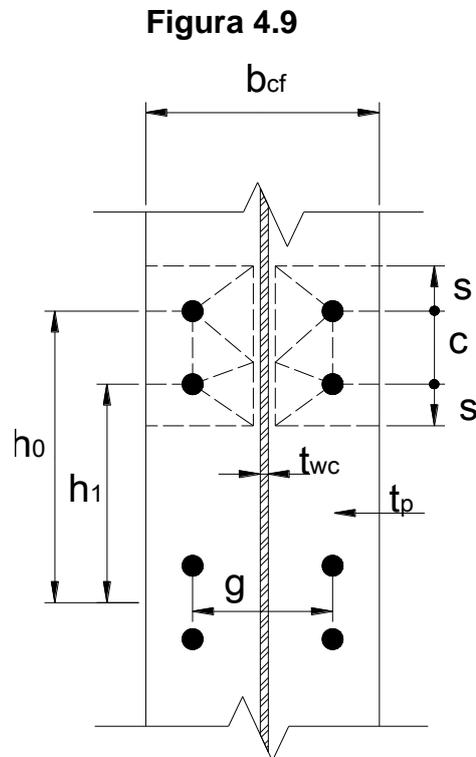


Tabla 6.5 Conexiones precalificadas de la AISC 2005.

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{fc} \cdot g} \quad (4.12)$$

$$s = 84.853 \text{ mm}$$

$$c = p_{f0} + t_{fb} + p_{fi}$$

$$c = 68 \text{ mm}$$

$$Y_{cu} = \frac{b_{fc}}{2} \cdot \left[h_1 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \cdot \left[h_1 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot c}{4} \right) + h_0 \cdot \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{4} \right] + \frac{g}{2} \quad (4.13)$$

$$Y_{cu} = 2850.139 \text{ mm}$$

Espesor del patín de columna sin rigidizador

$$\phi = 0.75$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$t_{fc \text{ Req'du}} = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_{np}}{\phi_b \cdot F_{yc} Y_{cu}}} \leq t_{fc}$$

$$(2.28)$$

$$t_{fc \text{ Req'du}} = 19.66 \text{ mm}$$

$t_{fc \text{ Req'du}} > t_{fc}$ Al no cumplir la condición es necesario añadir rigidizadores.

Se asume la utilización de rigidizadores de un espesor de 6mm.

$$t_s = 6 \text{ mm}$$

$$p_{so} = \frac{c - t_s}{2}$$

$$p_{so} = 31 \text{ mm}$$

$$p_{si} = p_{so}$$

$$p_{si} = 31 \text{ mm}$$

Para la columna con rigidizadores en el patín

$$Y_{cs} = \frac{b_{fc}}{2} \cdot \left[h_1 \cdot \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \cdot \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} \cdot \left[h_1 \cdot \left(s + p_{si} \right) + h_0 \cdot \left(s + p_{so} \right) + \frac{c^2}{2} \right] \quad (4.14)$$

$$Y_{cs} = 5958.927 \text{ mm}$$

Espesor del patín de columna con rigidizador

$$t_{fcReq'ds} = \sqrt{\frac{1.11\phi M_{np}}{\phi_b \cdot F_{yc} Y_{cs}}}$$

$$t_{fcReq'ds} = 13.597 \text{ mm}$$

$t_{fcReq'ds} < t_{fc}$ Cumple la condición con la utilización de rigidizadores.

14. Si los rigidizadores son necesarios para el patín a flexión de la columna se debe determinar la fuerza que éste necesite.

El esfuerzo de diseño de flexión para el patín de la columna es:

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi M_{cf} = \phi_b F_{yc} Y_{cu} t_{fc}^2 \quad (2.29)$$

$$\phi M_{cf} = 12725221.401 \text{ Kg.mm}$$

Entonces, la fuerza equivalente para la columna:

$$\phi R_n = \frac{\phi M_{cf}}{l_b - t_{fb}} \quad (2.30)$$

$$\phi R_n = 41450233 \text{ Kg}$$

$$F_{fu} = 56741.489 \text{ Kg}$$

$$\phi_b R_n < F_{fu}$$

15. Revisión del esfuerzo de fluencia local del alma de la columna sin rigidizador, a la altura de los patines de la viga.

Condición de esfuerzo: $\phi R_n > F_{fu}$

$$N = t_{fb} + 2 \cdot g_{wfc} \quad (4.15)$$

$$\phi = 1$$

$$\phi R_n = \phi C_t \left(k_c + N + 2t_p \right) \bar{F}_{yc} t_{wc} \quad \text{Ecuación 6.9-24 de conexiones precalificadas AISC 2005.} \quad (2.31)$$

$$\phi R_n = 37257.056 \text{ Kg}$$

$\phi.R_n > F_{fu}$ No se cumple la condición, por tal razón es necesaria la utilización de rigidizadores de profundidad completa.

16. Cálculo del esfuerzo de pandeo del alma

$$\phi = 0.9$$

$$E = 2039432 \frac{Kg}{mm^2} \quad \text{Modulo de elasticidad del acero.}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 12 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h_c} \quad \text{Ecuación 6.9-27 de conexiones precalificadas AISC 2005.} \quad (2.33)$$

$$\phi R_n = 116847.595 \quad Kg$$

$\phi.R_n > F_{fu}$ Cumple la condición con la utilización de rigidizadores.

17. Cálculo del esfuerzo de arrugamiento del alma

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad \text{Ecuación J10.4 de las Especificaciones de la AISC 2005.} \quad (2.34)$$

$$\phi R_n = 128452886 \quad Kg$$

$\phi.R_n > F_{fu}$ Cumple la condición por tanto no necesita de rigidizadores en el alma de la columna.

18. Determinar la fuerza de diseño para el rigidizador

$$F_{uc} = F_{fu} - \min \phi R_n \quad (2.37)$$

El valor de ϕR_n debe ser el mínimo de los valores obtenidos en los pasos anteriores desde el 14 al 17.

$$\min \phi R_n = 41450233 \quad Kg$$

$$F_{uc} = 15291256 \quad Kg$$

4.4 JUNTA SOLDADA

La conexión soldada viga-columna se diseña tomado como ejemplo el tipo de conexiones usados en el entrono de edificaciones de estructuras metálicas, en el cual se realiza cordones de soldadura alrededor del perfil de la viga usando procedimientos (WPS) precalificados por la norma AWS D1.1; además se debe tomar en cuenta la norma AWS D1.8 para aplicaciones sísmicas.

4.4.1 DISEÑO DE LA CONEXIÓN

El diseño de soldadura de la viga a la columna se basa en el mismo criterio usado en el paso doce del procedimiento de diseño de la conexión de placa extendida.

4.4.1.1 Soldadura del patín de la viga a la columna

Esta soldadura se hace de acuerdo a la junta precalificada del AWS D1.1:2006 AWS TC-U4b-GF; en el Anexo A se muestra el WPS que respalda ésta.

4.4.1.2 Soldadura del alma de la viga a la columna

El tamaño mínimo para la soldadura de filete en espesor 15mm es de 6mm pero el espesor del alma de la viga es 6mm; la soldadura necesaria para desarrollar el esfuerzo de momento en el alma de la viga cercana a los pernos en tracción usando ER70S-XX es:

Se multiplica por dos la resistencia de la soldadura ya que son cordones en ambos lados del alma; $R_n = 2D(24.86)$

La resistencia del material afectado del alma se toma de la sección J4.2:

$$R_n = 0.6 \cdot F_{yb} \cdot t_{wb}$$

$$D = \frac{0.6 \cdot F_{yb} \cdot t_{wb}}{2(24.86)} = \frac{0.6(25.311)(6)}{2(24.86)} = 1.8333$$

$$\frac{1}{16} 1.8333(25.4) = 2.909 \text{ mm de garganta efectiva}$$

El cortante aplicado es resistido por el cordón de soldadura mínimo entre la altura del alma y el patín de compresión o la columna de pernos internos a tracción mas dos diámetros a tracción y el patín de compresión En este caso la primera condición es aplicable.

Longitud efectiva de soldadura: $\frac{d_b}{2} - t_{fb} = 149.5 \text{ mm}$

$$D = \frac{V_{ub}}{2(149.5)24.86} = 0.103$$

$$\frac{1}{16} 0.103(25.4) = 0.164 \text{ mm}$$

Es necesario utilizar un filete de 6mm por recomendación de tabla J2.4 de la especificación AISC 2005

CAPÍTULO 5

CONSTRUCCIÓN Y PRUEBAS DEL PROTOTIPO

5.1 INTRODUCCIÓN

El prototipo a ensayar debe mantener la geometría de la conexión ya que se desea obtener resultados cercanos a la realidad de este tipo de conexión; construir un prototipo a escala no es factible para el estudio ya que no existe un método validado para amplificar los resultados a un modelo a tamaño real.

Las restricciones encontradas en el laboratorio de Resistencia de Materiales para el ensayo del prototipo van orientadas a las longitudes de los elementos viga y columna, por lo que se adoptaron las siguientes longitudes: 1500 mm para la viga y 775mm. Otra restricción encontrada es la dificultad de anclaje del modelo al piso por lo que se acordó simplemente apoyar la columna.

5.2 SELECCIÓN DE MATERIALES

Los materiales a usar en la construcción del prototipo van de acuerdo a la disponibilidad en el mercado nacional, a continuación se detalla en la tabla 5.1 los materiales utilizados

Tabla 5.1 Selección de materiales

Elemento	Material
Viga	A36
Columna	A36
Placa Extendida	A36
Rigidizadores	A36
Pernos	Grado 5
Electrodo	ER70S-6

5.3 CONSTRUCCIÓN DEL PROTOTIPO

El prototipo fue construido en Zitro Ingeniería y Servicios, a cargo del Ingeniero Pablo Ortiz, la fabricación duró aproximadamente cuatro días, en el anexo B se presenta una copia de la cotización del producto; a continuación se muestran algunas fotografías del proceso constructivo.

La figura 5.1 muestra el perfil de la columna armado antes de rematar la soldadura.

Figura 5.1



La figura 5.2 muestra la placa extendida trazada y perforada antes de soldarla al final de la viga, también se observa algunos rigidizadores de la viga.

Figura 5.2



La figura 5.3 muestra la viga y la placa extendida armadas y listas para rematar la soldadura

Figura 5.3



La figura 5.4 muestra el bisel del patín de la viga para la junta viga placa extendida de acuerdo al WPS No CON-2008-01.

Figura 5.4



La figura 5.5 muestra el procedimiento de soldadura GMAW alma-patín en la viga.

Figura 5.5



La figura 5.6 muestra la forma de deposición de material de aporte en el procedimiento GMAW

Figura 5.6



La figura 5.7 muestra como se controla la perpendicularidad en el perfil armado.

Figura 5.7



La figura 5.8 muestra como se suelda los rigidizadores en la viga.

Figura 5.8



La figura 5.9 muestra el procedimiento GMAW de soldadura alma patín de la columna.

Figura 5.9



La figura 5.10 muestra el proceso de soldadura GMAW entre la placa de apoyo y la columna.

Figura 5.10



La figura 5.11 muestra el procedimiento de soldadura GMAW del rigidizador de la columna a la altura de los patines de la viga.

Figura 5.11



La figura 5.12 muestra el procedimiento para taladrar la placa extendida al diámetro requerido por especificación AISC 2005.

Figura 5.12



La figura 5.13 muestra el procedimiento de ajuste de los pernos en la conexión a 450 lb-pie, de acuerdo a las tablas del fabricante de pernos basada en el AISC.

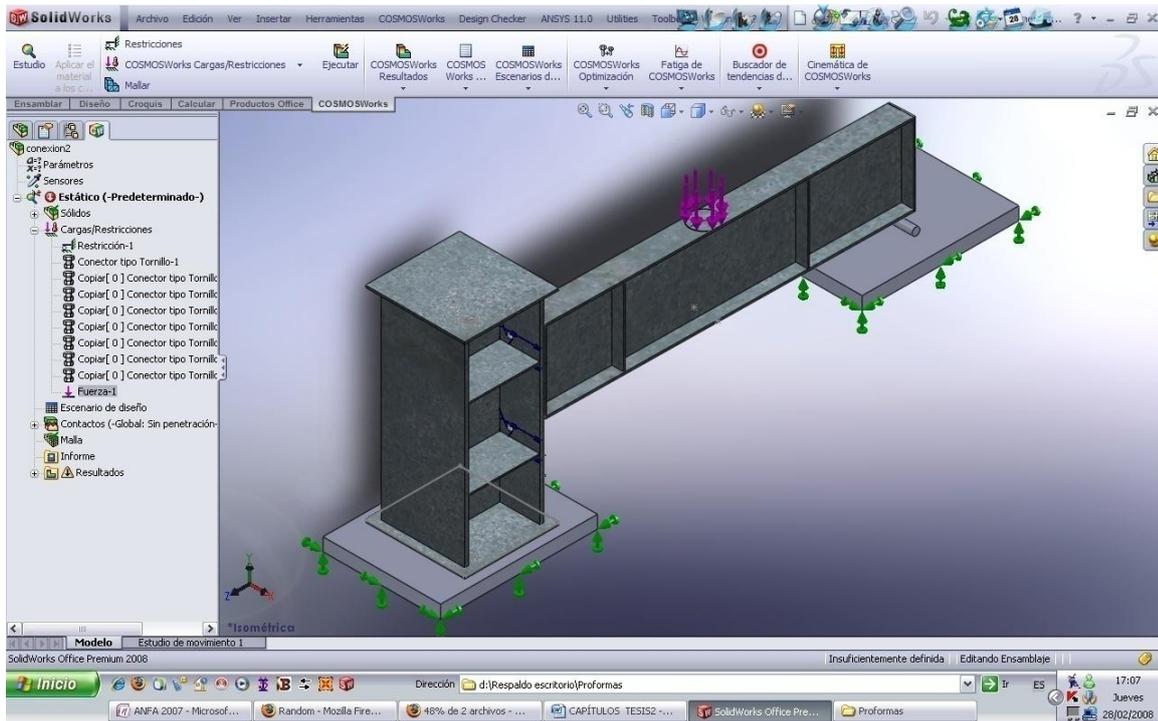
Figura 5.13



5.4 PRUEBAS DEL PROTOTIPO

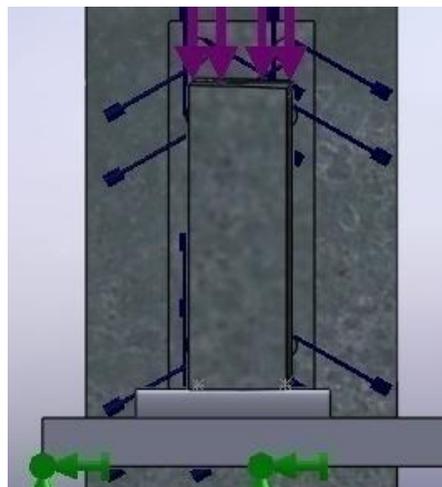
Las pruebas del prototipo se realizaron en el Laboratorio de Resistencia de Materiales de ESPE, se utilizó el Vibroforo de Baja Frecuencia, con nomenclatura MRM-28; además se realizó un estudio de tipo estático en el software CosmosWorks, modelando la viga, columna y conexión en el software SolidWorks 2008. A continuación se presentan capturas de pantalla de la simulación.

Figura 5.14



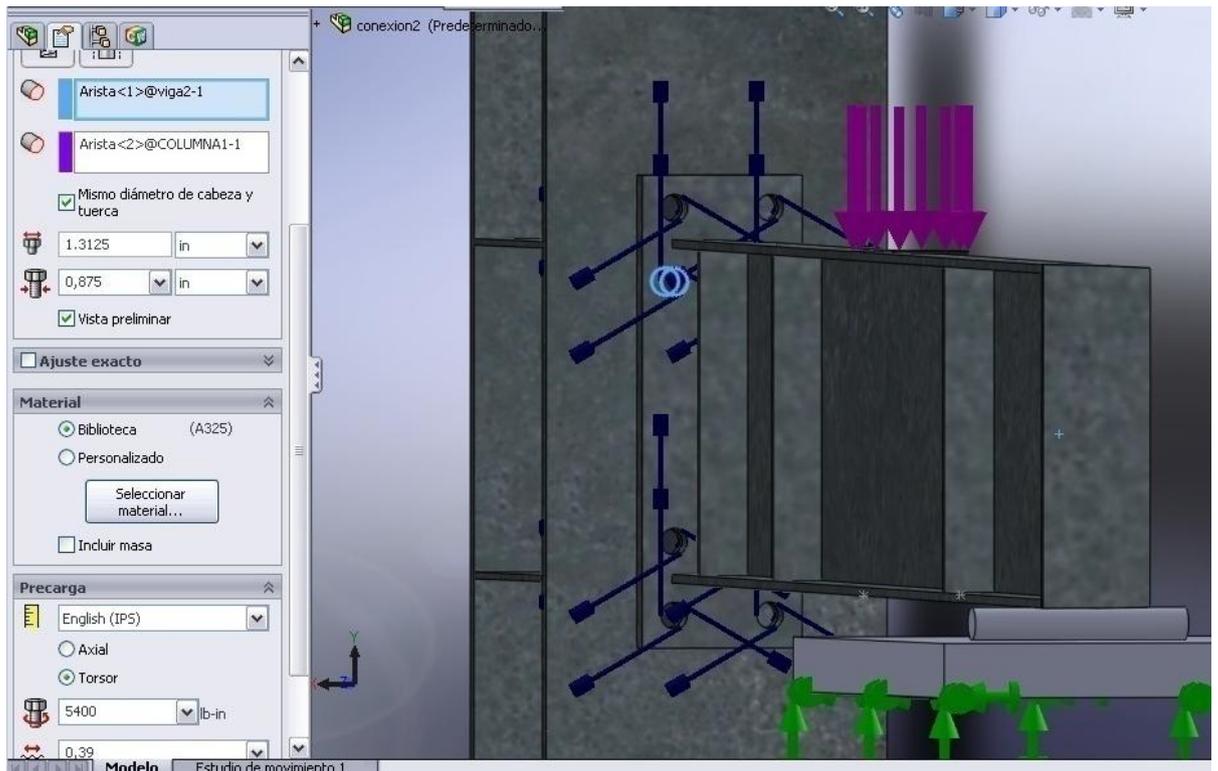
La figura 5.14 muestra la modelación del sistema ensayado en el laboratorio, se aplican las cargas y restricciones, con la mayor aproximación a lo ocurrido en la realidad.

Figura 5.15



La figura 5.15 muestra la desviación longitudinal presentada en la viga por procesos constructivos y efectos de deformación por el calor producido en el procedimiento de soldadura GMAW.

Figura 5.16



La figura 5.16 muestra la manera como son simulados los pernos por el software CosmosWorks 2008.

El contacto entre los diferentes componentes se define como elementos sin penetración de superficie a superficie debido al aplastamiento propio de los materiales, y especialmente el acero; el coeficiente de rozamiento global se toma como 0,39 definido para acero-acero.

El procedimiento seguido para realizar el ensayo es:

1. Colocar el modelo debajo del cilindro hidráulico del vibroforo.
2. Alinear la viga y la columna con el vástago.
3. Medir 750mm desde el extremo libre de la viga y trazar una señal.
4. Centrar la marca de la viga con la rótula del cilindro hidráulico.
5. Realizar procedimiento dos, tres y cuatro algunas veces hasta lograr centrar adecuadamente el prototipo.

6. En el extremo libre de la viga colocar un cilindro apoyado sobre algunas placas de acero hasta lograr que el patín superior este totalmente horizontal.
7. Colocar dos comparadores de reloj a 750mm del extremo libre de la viga, uno a cada lado.
8. Aplicar carga a velocidad moderada en el modelo en intervalos de 1000 Kgf y tomar nota de los valores de deformación. Llegar hasta 95% de capacidad del equipo para evitar daños en éste.

A continuación se presentan algunas fotografías del ensayo realizado en el laboratorio de Resistencia de Materiales.

Figura 5.17



La figura 5.17 muestra el ensayo del prototipo, en éste caso se uso una celda de carga para comprobar la carga que mostraba el equipo.

Figura 5.18



La figura 5.18 muestra la correcta alineación de la viga respecto a la horizontal.

Figura 5.19



La figura 5.19 muestra el primer comparador de reloj justo debajo del punto de aplicación de la carga.

El ensayo se realizó tres veces para obtener una media de las deformaciones a cada lado de la viga.

5.5 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados fueron tabulados en Microsoft Excel, la tabla 5.2 muestra los datos del primer ensayo.

Tabla 5.2 Resultados de ensayo 1

Ensayo 1		
Carga (ton)	Comparador derecho (in)	Comparador izquierdo (in)
1	0,020	0,020
2	0,037	0,022
3	0,047	0,027
4	0,057	0,030
5	0,065	0,035
6	0,073	0,041
7	0,080	0,045
8	0,086	0,049
9	0,092	0,054
9,5	0,096	0,057

La tabla 5.3 muestra los datos del segundo ensayo.

Tabla 5.3 Resultados ensayo 2

Ensayo 2		
Carga (ton)	Comparador derecho (in)	Comparador izquierdo (in)
1	0,021	0,019
2	0,034	0,025
3	0,046	0,033
4	0,056	0,040
5	0,066	0,045
6	0,076	0,051
7	0,085	0,055
8	0,093	0,060
9	0,102	0,065
9,5	0,107	0,068

La tabla 5.4 muestra los datos del tercer ensayo

Tabla 5.4 Resultados ensayo 3

Ensayo 3		
Carga (ton)	Comparador derecho (in)	Comparador izquierdo (in)
1	0,028	0,021
2	0,040	0,029
3	0,050	0,035
4	0,060	0,042
5	0,071	0,049
6	0,081	0,055
7	0,088	0,059
8	0,098	0,063
9	0,104	0,067
9,5	0,107	0,069

La tabla 5.5 y 5.6 muestra la media de los datos obtenidos en el laboratorio, los datos del estudio estático de CosmosWorks y los errores encontrados

Tabla 5.5 Resumen de datos comparador derecho

Resumen de datos del Comparador Derecho				
Carga (Ton)	Comparador derecho (in)	Comparador derecho (mm)	Estudio Estático Cosmos (mm)	Error Estudio Estático (mm)
1	0,023	0,5842	0,08278	85,83%
2	0,037	0,9398	0,1821	80,62%
3	0,048	1,2107	0,2007	83,42%
4	0,058	1,4647	0,6084	58,46%
5	0,067	1,7103	0,4484	73,78%
6	0,077	1,9473	0,5599	71,25%
7	0,084	2,1421	0,644	69,94%
8	0,092	2,3453	0,7345	68,68%
9	0,099	2,5231	0,8206	67,48%
9,5	0,103	2,6247	0,8845	66,30%

Tabla 5.6 Resumen de datos comparador izquierdo

Resumen de Datos del Comparador Izquierdo				
Carga (Ton)	Comparador izquierdo (in)	Comparador izquierdo (mm)	Estudio Estático Cosmos (mm)	Error Estudio Estático (mm)
1	0,020	0,5080	0,0989	80,53%
2	0,025	0,6435	0,1782	72,31%
3	0,032	0,8043	0,1971	75,50%
4	0,037	0,9483	0,5975	36,99%
5	0,043	1,0922	0,4395	59,76%
6	0,049	1,2446	0,5492	55,87%
7	0,053	1,3462	0,6302	53,19%
8	0,057	1,4563	0,719	50,63%
9	0,062	1,5748	0,8026	49,03%
9,5	0,065	1,6425	0,8649	47,34%

La figura 5.20 y 5.21 muestra las tendencias de los errores en los ensayos de laboratorio.

Figura 5.20

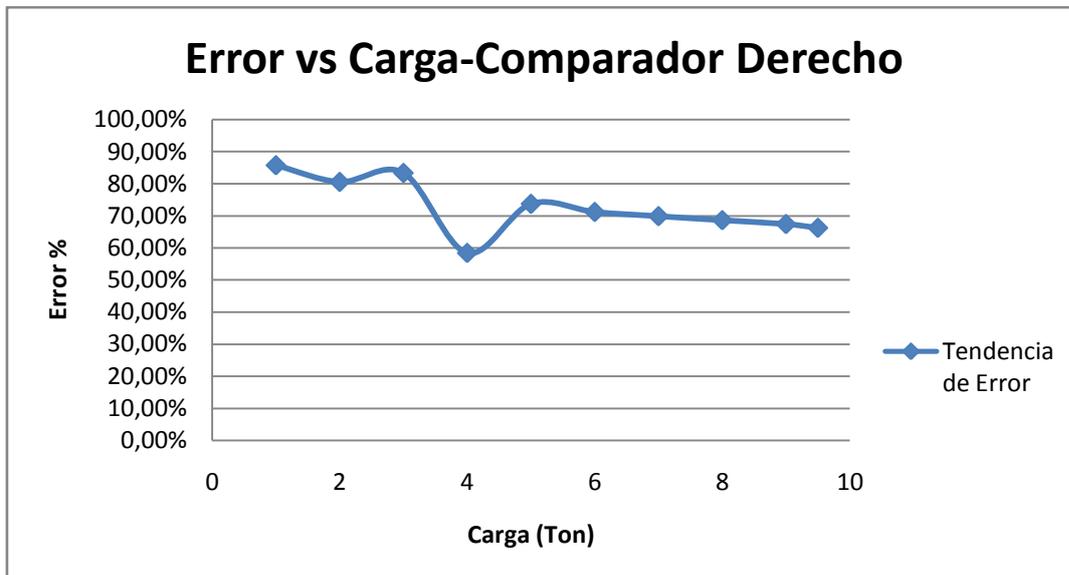
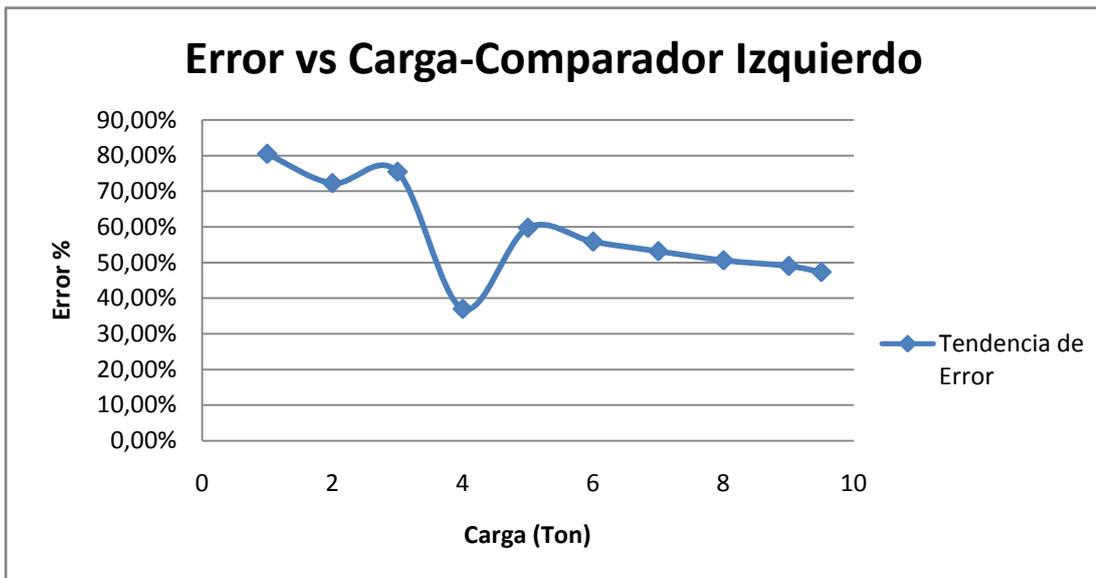


Figura 5.21



La figura 5.20 y 5.21 muestran como el error decrece a medida que la carga aplicada es mayor, esto se debe a los equipos de laboratorio presentan un comportamiento no lineal en el diagrama Esfuerzo vs. Deformación Unitaria como se muestra en el Anexo C.

Otro factor importante a tomar en cuenta en los errores altos encontrados es la apreciación de los comparadores de reloj usados durante la prueba, la apreciación es de 0,001 pulgada que equivale a 0,025 milímetros, lo cual introduce cierto margen de error al comparar los resultados ya que solo se pueden apreciar valores múltiples respecto a la apreciación del equipo mencionado.

La figura 5.22 y 5.23 muestra la desviación de los valores obtenidos por análisis de elementos finitos y los valores medidos en el laboratorio

Figura 5.22

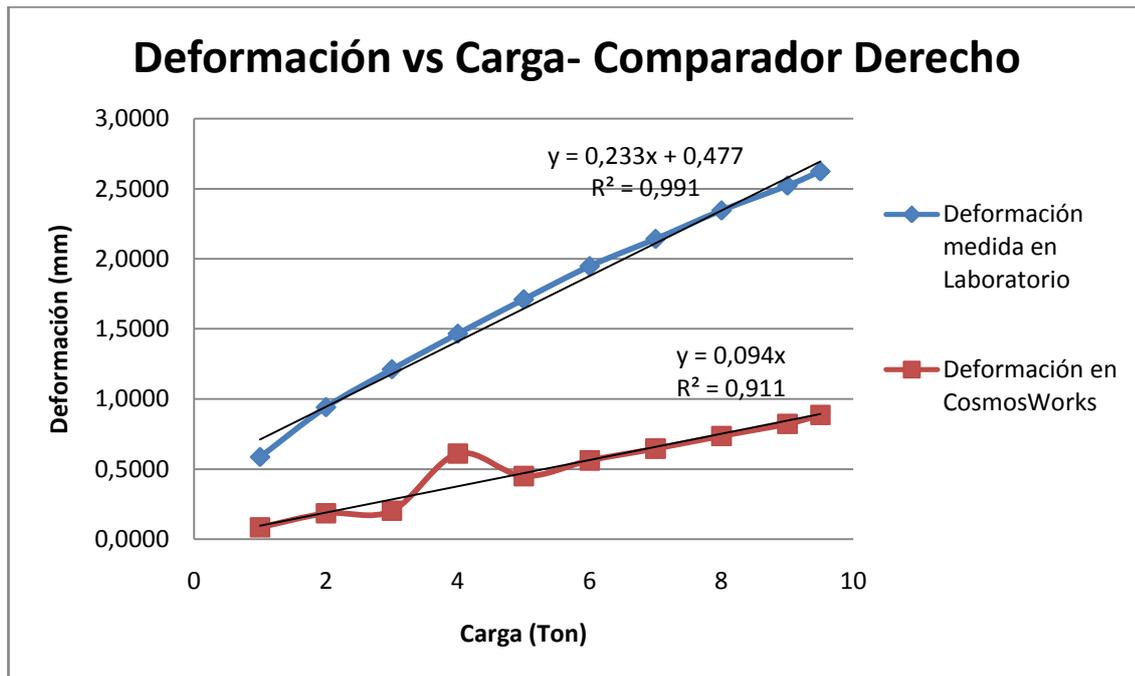
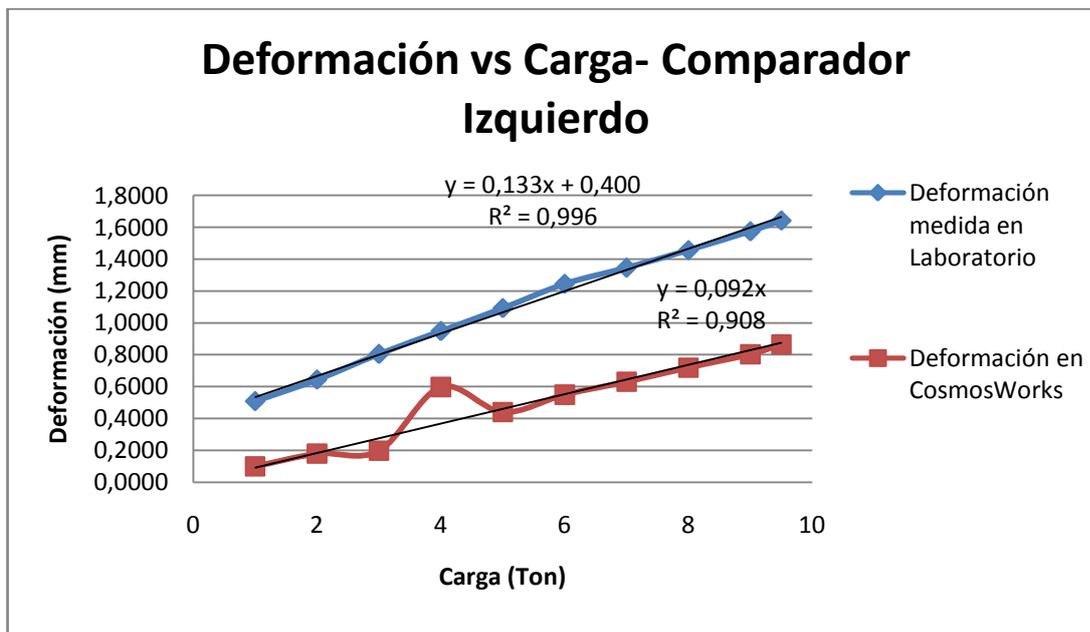


Figura 5.23



La figura 5.22 y 5.23 muestra la manera como se relacionan los valores de deformación medidos en el laboratorio y los obtenidos del Estudio Estático del CosmosWorks, las dos curvas presentan un comportamiento lineal al encontrarse en el rango elástico del material, la curva que representa los datos de laboratorio se asume que no parte del origen de acuerdo a lo explicado anteriormente y la

curva que representa los datos adquiridos del software se asume que parte del origen ya que es un comportamiento ideal.

La tabla 5.7 muestra los errores obtenidos en las pendientes de las curvas de datos tomados en laboratorio.

Tabla 5.7

	Comparador Derecho	Comparador Izquierdo
Pendiente Línea de tendencia de Datos reales	0.2334	0.1331
Pendiente Línea de tendencia de Datos software	0.094	0.092
Error %	59.73%	44.67%

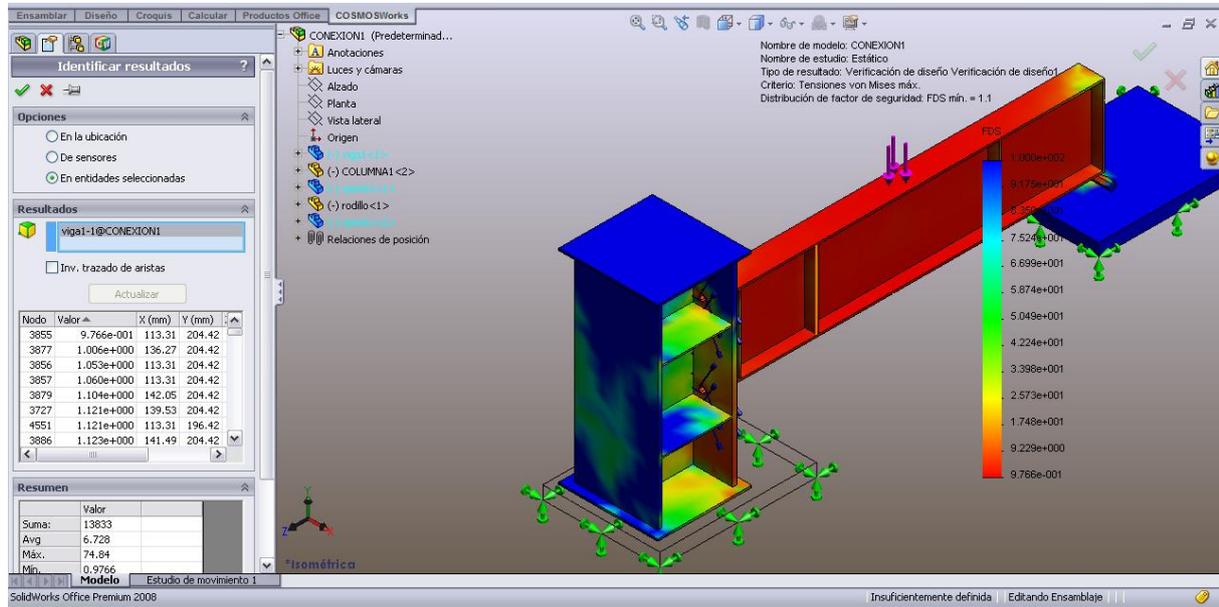
Los errores obtenidos en el cálculo de la pendiente son altos debido a que los valores comparados tienden a cero; al restar dos valores cercanos a cero y dividirlos por cero, el resultado es infinito, es decir se obtiene un error infinito.

Otro factor importante de tomar en cuenta es la presencia de esfuerzos residuales por soldadura en los perfiles armados, se produce debido a la expansión térmica que sufre el acero en el proceso de soldadura; al depositarse el material de aporte en temperatura de fusión del metal, éste ocupa mayor espacio del que ocupa a temperatura ambiente, ésta es la primera forma de inducir la formación de esfuerzos residuales; otra forma de provocar este tipo de esfuerzos es cuando el acero de placa base, en procesos de calentamiento o enfriamiento es restringido de expandirse o contraerse quedando el material sometido a un estado de carga permanente, éste es el caso de los perfiles armados. Para evitar este tipo de efectos en piezas soldadas se usa procesos de precalentamiento y tratamientos térmicos de alivianamiento de esfuerzos

La figura 5.24 muestra una pantalla del Análisis en CosmosWorks de SolidWorks 2008, en la que se aprecia la distribución del factor de seguridad tomando como falla el límite elástico del material, en este caso Acero Estructural A36. La carga

de prueba es 22500 Kg, lo que indica que la carga aplicada en laboratorio está por debajo de la mitad de la carga a la cual se asume una falla.

Figura 5.24



CAPÍTULO 6

ANÁLISIS ECONÓMICO-FINANCIERO DEL PROYECTO

6.1 DETERMINACIÓN DE COSTOS

Se establecen elementos fundamentales para la determinación del costo de fabricación de la conexión viga-columna, ya sea esta empernada o soldada, los cuales son materia prima, mano de obra directa y carga fabril. A continuación se especificaran los costos de fabricación del prototipo construido y de cada una de las posibles alternativas de conexión entre una viga y una columna, los cuales están establecidos de acuerdo al valor actual del mercado.

6.1.1 DEPRECIACIÓN DE EQUIPOS Y MAQUINAS

Es vital indicar la importancia que tiene la utilización de equipos y maquinas en el proceso de transformación de la materia prima, lo cual establece que se incluyan en el valor del costo de fabricación de la viga, la columna y los elementos de la conexión. Se ha determinado los valores de depreciación de las maquinas y equipos de acuerdo a su vida útil, y en diferentes periodos de tiempo que se indican en la tabla 6.1 con la finalidad de incluir su utilización en el costo de fabricación indirecta de cada elemento.

Tabla 6.1 Depreciación de equipos y maquinas

Depreciación						
Descripción	Costo equipo	Periodo de depreciación en años	USD/Año	USD/Mes	USD/Día	USD/h
Oxicorte	500	3	166,667	13,889	0,631	0,079
Amoladora	350	1	350	29,167	1,326	0,166
Taladro	278	2	139	11,583	0,527	0,066
Soldadora	1176	3	392	32,667	1,485	0,186
Torcometro	1550	1	1550	129,167	5,871	0,734

6.1.2 COSTO DE FABRICACIÓN DE PROTOTIPO

Se establecerá de forma independiente el costo de fabricación de cada uno de los elementos componentes de la conexión empernada viga-columna, en los cuales se detalla de forma clara los valores constituyentes que determinan la inversión que fue necesario para la elaboración del prototipo.

6.1.2.1 Costo de fabricación de viga prototipo

Como está establecido con anterioridad el costo de fabricación de la viga para el prototipo dependerá exclusivamente de los elementos constituyentes en sus cantidades y valores lo más exacto posible, como son de materia prima, mano de obra y costos indirectos de fabricación.

Se determinará a continuación el tiempo de corte de cada uno de los elementos constituyentes, a través de la longitud de sus perímetros, los cuales dependen de la geometría establecida en los planos de diseño y la velocidad que está en función del espesor de las placas. A continuación en la tabla 6.2 se indican los tiempos de la materia prima de los elementos de la viga.

Tabla 6.2 Determinación del tiempo de corte para la viga.

Elementos	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Long. de corte(mm)	Long. de corte(plg)	V. de corte (plg/min)	Tiempo corte (min)	Tiempo(h)
Patin superior	1500	100	8	3200	125,98	24	5,249	0,087
Patin inferior	1500	100	8	3200	125,98	24	5,249	0,087
Alma	1500	299	6	3598	141,65	26	5,448	0,091
Rigidizador 1	299	47	6	692	27,24	26	1,048	0,017
Rigidizador 2	299	47	6	692	27,24	26	1,048	0,017
Rigidizador 3	299	47	6	692	27,24	26	1,048	0,017
Rigidizador 4	299	47	6	692	27,24	26	1,048	0,017
Rigidizador 5	299	47	6	692	27,24	26	1,048	0,017
Rigidizador 6	299	47	6	692	27,24	26	1,048	0,017
Placa rigidizadora	315	100	6	830	32,68	26	1,257	0,021
Placa extendida	435	150	22	1170	46,06	19	2,424	0,040
TIEMPO TOTAL DE CORTE PARA ELEMENTOS DE LA VIGA								0,344

Se establecerá el peso en Kg de acero estructural A36 de las placas necesarias para la construcción de la viga, en función a las dimensiones y espesores establecidos. Se determinaran a continuación en la tabla 6.3.

Tabla 6.3 Peso de elementos de viga

Cantidad	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Peso aprox. (Kg)
Patín superior	1500	100	8	9,42
Patín inferior	1500	100	8	9,42
Alma	1500	299	6	21,124
Rigidizador 1	299	47	6	0,661
Rigidizador 2	299	47	6	0,661
Rigidizador 3	299	47	6	0,661
Rigidizador 4	299	47	6	0,661
Rigidizador 5	299	47	6	0,661
Rigidizador 6	299	47	6	0,661
Placa rigidizadora	315	100	6	1,483
Placa extendida	435	150	22	11,268
TOTAL				56,688

En la tabla 6.4 se establece el tiempo necesario para realizar todos los cordones de soldadura que constituyen la estructura de la viga, así como el tiempo de armado que incluye todas las actividades complementarias.

Tabla 6.4 Tiempo de soldadura y armado para la viga

Elemento	Talón soldadura(mm)	Long. Soldadura(mm)	Long.(pie)	h/pie suelda	Tiempo soldadura(h)	Tiempo armado(h)
Patín superior	5	3000	9,843	0,076	0,748	2,992
Patín inferior	5	3000	9,843	0,076	0,748	2,992
Alma	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Placa para pernos	8	986	3,235	0,153	0,495	1,980
Placa respaldo	5	798	2,618	0,076	0,199	0,796
Rigidizador	5	393	1,289	0,076	0,098	0,392
Rigidizador	5	393	1,289	0,076	0,098	0,392
Rigidizador	5	393	1,289	0,076	0,098	0,392
Rigidizador	5	393	1,289	0,076	0,098	0,392
Rigidizador	5	393	1,289	0,076	0,098	0,392
Rigidizador	5	393	1,289	0,076	0,098	0,392
TIEMPO TOTAL					2,778	11,112

La cantidad de consumible o electrodo para soldadora MIG necesarios para la fabricación de las soldaduras de la viga, se determinan a través del talón que depende del espesor de las placas a juntar y la longitud de la soldadura, las cuales se establecen en el Anexo A, a este valor encontrado se incrementa el 10% por efecto de la eficiencia de deposición del electrodo, que se determina como el desperdicio de consumible en el momento de la soldadura. Se indica a continuación en la tabla 6.5 la cantidad de consumible y el peso de soldaduras.

Tabla 6.5 Cantidad de consumible y peso de soldadura

Cantidad de electrodos						
Nº. cordones	Long. Cord. (m)	Long. total (m)	Altura cordón (m)	A. transv. (m2)	Volumen (m3)	masa(Kg)
4	1,5	6	0,005	0,0000125	0,000075	0,59
8	0,299	2,392	0,005	0,0000125	0,0000299	0,23
6	0,047	0,282	0,005	0,0000125	0,000003525	0,03
1	0,986	0,986	0,008	0,000032	0,000031552	0,25
2	0,1	0,2	0,005	0,0000125	0,0000025	0,02
					Subtotal	1,12
					Eficiencia 10%	0,11
					Total	1,23

Luego de establecer de forma clara a través de tablas los tiempos utilizados para las distintas actividades en la fabricación de la viga, determinaremos el tiempo total acumulado, el cual se indicará en la tabla 6.6.

Tabla 6.6 Tiempo de fabricación de la viga

Elemento	Tiempo corte (h)	Tiempo soldadura(h)	Tiempo armado(h)	Tiempo acumulado(h)
Patin superior	0,087	0,748	2,992	3,828
Patin inferior	0,087	0,748	2,992	3,828
Alma	0,091	n/a	n/a	0,091
Placa para pernos	0,017	0,495	1,980	2,492
Placa respaldo	0,017	0,199	0,796	1,012
Rigidizador	0,017	0,098	0,392	0,507
Rigidizador	0,017	0,098	0,392	0,507
Rigidizador	0,017	0,098	0,392	0,507
Rigidizador	0,017	0,098	0,392	0,507
Rigidizador	0,021	0,098	0,392	0,511
Rigidizador	0,040	0,098	0,392	0,530
TOTAL				14,322

Finalmente se indicará de forma detallada en la tabla 6.7 los costos de fabricación para la viga que incluye la placa extendida con perforaciones de una pulgada de diámetro para ocho pernos de 7/8 pulg.

Tabla 6.7 Costo total de fabricación de la viga

Denominación	Unidad de medida	Cantidad	Valor unitario(USD)	Valor total(USD)	
Materia Prima					61,61
Suministro Acero A36	Kg	56,688	1,04	58,956	
Electrodo MIG	Kg	1,230	2,16	2,657	
Mano de obra directa					82,64
Soldador	Horas	14,322	3,5	50,126	
Operario	Horas	14,322	2,27	32,510	
Costo indirecto fabricación					8,79
Mano de obra indirecta (6%MP)	U	1	3,697	3,697	
Materiales indirectos	U	1	3,697	3,697	
Utilización de equipos					
Oxicorte	Horas	0,432	0,079	0,034	
Amoladora	Horas	2,148	0,166	0,356	
Taladro	Horas	1,074	0,066	0,071	
Soldadora	Horas	2,778	0,186	0,516	
Consumo eléctrico					
Amoladora	1,65	2,148	0,07	0,150	
Taladro	0,66	1,074	0,07	0,075	
Soldadora	6,6	2,778	0,07	0,194	
COSTO TOTAL FABRICACION (USD)					153,04
COSTO FABRICACION / kg (USD)					2,70

6.1.2.2 Costo de fabricación de columna prototipo

Luego de haber establecido de forma detallada y clara el costo de fabricación de la viga para el prototipo, utilizaremos la misma metodología para establecer el de la columna, el cual detallaremos a través de las siguientes tablas.

Tabla 6.8 Determinación del tiempo de corte para la columna.

Elemento	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Long de corte(mm)	Long de corte(plg)	V. de corte (plg/min)	Tiempo corte (min)	Tiempo(h)
Patín superior	775	320	15	2190	86,22	21	4,11	0,068
Patín inferior	775	320	15	2190	86,22	21	4,11	0,068
Alma	775	272	15	2094	82,44	21	3,93	0,065
Placa de asiento1	380	360	8	1480	58,27	24	2,43	0,040
Placa de asiento2	380	360	8	1480	58,27	24	2,43	0,040
Placa de refuerzo1	272	152,5	6	849	33,43	24	1,39	0,023
Placa de refuerzo2	272	152,5	6	849	33,43	24	1,39	0,023
Placa de refuerzo3	272	152,5	6	849	33,43	24	1,39	0,023
Placa de refuerzo4	272	152,5	6	849	33,43	24	1,39	0,023
TOTAL								0,37606

Tabla 6.9 Peso de elementos para la columna

Elemento	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Peso aprox. (Kg)
Patín superior	775	320	15	29,20
Patín inferior	775	320	15	29,20
Alma	775	272	15	24,82
Placa de asiento1	380	360	8	8,59
Placa de asiento2	380	360	8	8,59
Placa de refuerzo1	272	152,5	6	1,95
Placa de refuerzo2	272	152,5	6	1,95
Placa de refuerzo3	272	152,5	6	1,95
Placa de refuerzo4	272	152,5	6	1,95
PESO TOTAL				108,22

Tabla 6.10 Tiempo de soldadura y armado para la columna

Elemento	Talón soldadura(mm)	Long. Soldadura(mm)	Long. Soldadura(pie)	h/pie suelda	Tiempo soldadura(h)	Tiempo armado(h)
Patín superior	6	1550	5,09	0,09	0,46	1,86
Patín inferior	6	1550	5,09	0,09	0,46	1,86
Alma	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Placa respaldo	5	1854	6,08	0,08	0,46	1,85
Placa respaldo	5	1854	6,08	0,08	0,46	1,85
Rigidizador	5	501	1,64	0,08	0,12	0,50
Rigidizador	5	501	1,64	0,08	0,12	0,50
Rigidizador	5	501	1,64	0,08	0,12	0,50
Rigidizador	5	501	1,64	0,08	0,12	0,50
TOTAL					2,35	9,41

Tabla 6.11 Cantidad de consumible y peso de soldadura para la columna

Nº. Cordones	Long. cordón (m)	Long. total (m)	Altura cordón (m)	A. transv. (m2)	Volumen (m3)	masa(Kg)
4	0,775	3,1	0,006	0,000018	0,0000558	0,438
2	1,854	3,708	0,005	0,0000125	0,00004635	0,364
4	0,501	2,004	0,005	0,0000125	0,00002505	0,197
					Subtotal	0,999
					Eficiencia10%	0,100
					Total	1,098

Tabla 6.12 Tiempo de fabricación de la columna

Elemento	Tiempo corte (h)	Tiempo soldadura(h)	Tiempo armado(h)	Tiempo acumulado(h)
Patín superior	0,068	0,464	1,855	2,387
Patín inferior	0,068	0,464	1,855	2,387
Alma	0,065	n/a	n/a	0,065
Placa respaldo	0,040	0,462	1,849	2,352
Placa respaldo	0,040	0,462	1,849	2,352
Rigidizador	0,023	0,125	0,500	0,648
Rigidizador	0,023	0,125	0,500	0,648
Rigidizador	0,023	0,125	0,500	0,648
Rigidizador	0,023	0,125	0,500	0,648
TOTAL				12,135

Tabla 6.13 Costo total de fabricación de la columna

Denominación	Unidad de medida	Cantidad	Valor unitario(USD)	Valor total(USD)	
Materia Prima					114,92
Suministro Acero A36	Kg	108,223	1,040	112,552	
Electrodo MIG	Kg	1,098	2,160	2,372	
Mano de obra directa					70,020
Soldador	Horas	12,135	3,500	42,473	
Operario	Horas	12,135	2,270	27,547	
Costo indirecto fabricación					14,95
Mano de obra indirecta (6%MP)	U	1	6,89544	6,89544	
Materiales indirectos	U	1	6,89544	6,89544	
Utilización de equipos					
Oxicorte	Horas	0,376	0,079	0,030	
Amoladora	Horas	1,820	0,166	0,302	
Taladro	Horas	0,728	0,066	0,048	
Soldadora	Horas	2,352	0,186	0,437	
Consumo eléctrico					
Amoladora	1,65	1,820	0,070	0,127	
Taladro	0,66	0,728	0,070	0,051	
Soldadora	6,6	2,352	0,070	0,165	
COSTO TOTAL PRODUCCIÓN (USD)					199,89
COSTO PRODUCCIÓN / kg (USD)					1,85

6.1.2.3 Costo de pernos para prototipo

Con la finalidad de complementar la determinación del costo total de fabricación del prototipo, se determinará en la tabla 6.15 el costo de los pernos seleccionados ASTM grado 5 de diámetro 7/8 pulg y el costo de utilización del torcometro que es la herramienta para ajustar.

Tabla 6.14 Costo de pernos e instalación

Denominación	Unidad de medida	Cantidad	Valor unitario(USD)	Valor total(USD)
Materia Prima				
Pernos	U	8	1,27	10,16
Arandelas	U	8	0,2	1,6
Tuercas	U	8	0,7	5,6
Utilización de equipos				
Torcometro	Horas	1,333	0,367	0,489
COSTO TOTAL				17,85

Luego de establecerse los costos de fabricación de cada uno de los elementos que componen el prototipo, determinaremos con estos en la tabla 6.15 el valor total invertido.

Tabla 6.15 Costo de producción del prototipo

Denominación	Cantidad	Valor unitario(USD)	Valor total(USD)
Viga	1	153,04	153,039
Columna	1	199,89	199,893
Pernos	1	17,85	17,849
Total			370,781

6.1.3 COSTO DE FABRICACIÓN DE UNA CONEXIÓN EMPERNADA

Siguiendo la metodología para la determinación de costos, utilizada anteriormente, determinaremos el costo de la fabricación e instalación de una conexión emperrada para una viga y columna. A continuación en las siguientes tablas se mostraran detalladamente los costos de cada proceso.

Tabla 6.16 Tiempo de corte y perforación de la placa para pernos

Elemento	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Long. de corte(mm)	Long. de corte(plg)	V. de corte (plg/min)	Tiempo corte (min)	Tiempo perforación Placa(min)	Tiempo perforación Columna(min)	Tiempo corte-perforación(h)
Placa para pernos	435	150	22	1170	46,063	19	2,424	64	40	1,774

Tabla 6.17 Peso de placa extendida para pernos

Elemento	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Peso aprox. (Kg)
Placa para pernos	435	150	22	11,26
Total			11,26	

Tabla 6.18 Tiempo de soldadura y armado de conexión emperrada

Elemento	Talón soldadura(mm)	Long. Soldadura(mm)	Long. Soldadura(pie)	h/pie suelda	Tiempo soldadura(h)	Tiempo armado(h)
Placa para pernos	8	986	3,235	0,153	0,495	1,98

Tabla 6.19 Tiempo de fabricación acumulado de conexión emperrada.

Elemento	Tiempo corte-perforación (h)	Tiempo soldadura(h)	Tiempo armado(h)	Tiempo acumulado(h)
Placa para pernos	1,774	0,495	1,980	4,248

Tabla 6.20 Cantidad de consumible y peso de soldadura

Nº. cordones	Long. Cord. (m)	Long. total (m)	Altura cordón (m)	A. transv. (m2)	Volumen (m3)	masa(Kg)
1	0,986	0,986	0,008	0,000032	0,000031552	0,248
					Subtotal	0,248
					Eficiencia10%	0,025
					Total	0,272

Tabla 6.21 Costo total de fabricación de la conexión emperrada

Denominación	Unidad de medida	Cantidad	Valor unitario(USD)	Valor total(USD)	
Materia Prima					12,308
Suministro Acero A36	Kg	11,269	1,040	11,719	
Electrodo MIG	Kg	0,272	2,160	0,588	
Mano de obra directa					24,514
Soldador	Horas	4,248	3,500	14,870	
Operario	Horas	4,248	2,270	9,644	
Costo indirecto fabricación					2,971
Mano de obra indirecta (6%MP)	U	1	0,738	0,738	
Materiales indirectos	U	1	0,738	0,738	
Utilización de equipos					
Oxicorte	Horas	0,040	0,079	0,003	
Amoladora	Horas	0,637	0,166	0,106	
Taladro	Horas	1,733	0,066	0,114	
Soldadora	Horas	0,495	0,186	0,092	
Torcometro	Horas	1,333	0,734	0,979	
Consumo eléctrico					
Amoladora	KW	1,65	0,637	0,070	0,045
Taladro	KW	0,66	1,733	0,070	0,121
Soldadora	KW	6,6	0,495	0,070	0,035
COSTO TOTAL PRODUCCIÓN (USD)					39,79
COSTO PRODUCCIÓN / kg (USD)					3,53

6.1.4 COSTO DE FABRICACIÓN DE UNA CONEXIÓN SOLDADA

Siguiendo la metodología para la determinación de costos, utilizada anteriormente para conexión emperrada, determinaremos el costo de la fabricación e instalación de una conexión soldada para una viga y columna. A continuación en las siguientes tablas se mostraran detalladamente los costos de cada proceso.

Tabla 6.22 Tiempo de soldadura conexión viga-columna

Elemento	Talón soldadura(mm)	Long. Soldadura(mm)	Long. Soldadura(pie)	h/pie suelda	Tiempo soldadura(h)
Perfil viga	8	986	3,235	0,153	0,495

Se considerará un incremento del 60% en el peso calculado de soldadura por efecto de la eficiencia de deposición de los electrodos. A la cantidad de electrodos determinados, se le debe incrementar en un 15% de su peso debido a que no es totalmente consumido durante en proceso.

Se menciona a un solo cordón de soldadura en la tabla 6.23, el mismo que se describe como aquel que cursa por todo el perímetro del perfil de la viga permitiéndole de esta manera conectarse al patín de la columna.

Tabla 6.23 Cantidad de electrodos y peso de soldadura

Nº. cordones	Long. Cord. (m)	Long. total (m)	Altura cordón (m)	A. transv. (m2)	Volumen (m3)	masa(Kg)
1	0,986	0,986	0,008	0,000032	0,000031552	0,248
					Subtotal	0,248
					Eficiencia60%	0,149
					Desperdicio 15%	0,037
					Total	0,433

Tabla 6.24 Costo total de fabricación de la conexión soldada

Denominación	Unidad de medida	Cantidad	Valor unitario(USD)	Valor total(USD)
Materia Prima				
Electrodo Smaw	Kg	0,433	2,160	0,936
Utilización de equipos				
Soldadora	Horas	0,495	0,186	0,092
Mano de obra directa				
Soldador	Horas	0,495	5,250	2,598
Operario	Horas	0,495	3,405	1,685
Costo indirecto fabricación				
Mano de obra indirecta (6%MP)	U	1,000	0,056	0,056
Materiales indirectos	U	1,000	0,056	0,056
Utilización de equipos				
Soldadora	Horas	0,495	0,186	0,092
Consumo eléctrico				
Soldadora	6,6	0,495	0,070	0,035
COSTO TOTAL(USD)				5,55
COSTO PRODUCCIÓN / kg (USD)				22,41

6.2 COMPARACIÓN DE COSTOS ENTRE CONEXIÓN EMPERNADA Y SOLDADA.

Definitivamente en los subcapítulos anteriores 6.1.3 y 6.1.4 se determinó el costo neto de fabricación de las conexiones empernada y soldada, a través de las tablas de costos, en las que se detalla de forma clara y precisa los rubros correspondientes a materias primas, mano de obra y cargas fabriles acordes a valores del mercado nacional ecuatoriano actuales, y esto es importante indicar, ya que se va a establecer una comparación entre los costos de fabricación y montaje de una conexión, ya sea soldada o empernada bajo las condiciones de este medio.

Para establecer cuál de las conexiones desde el punto de vista de costos totales es más conveniente, citaremos los valores correspondientes de las tablas 6.21 y 6.24, las cuales determinan lo siguiente:

- Costo total de fabricación de la conexión empernada (Tabla 6.21) es igual a 39,79 dólares estadounidenses, que incluye los valores correspondientes al montaje en campo.
- Costo total de fabricación de la conexión soldada (Tabla 6.21) es igual a 5,55 dólares estadounidenses, que incluye los correspondientes valores al montaje en campo.

De acuerdo a lo establecido en los literales anteriores, es más conveniente la elaboración de conexiones soldadas entre vigas y columnas para el medio nacional.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- El uso de conexiones pre-calificadas por el AISC garantiza un comportamiento apropiado del sistema estructural y propone el estudio de determinados estados límite a tomar en cuenta dentro del diseño.
- Tomar en cuenta el comportamiento inelástico de la junta empernada Viga-Columna es necesario ya que al alcanzar el punto de plastificación se endurece el nodo pero no pierde la capacidad de absorber energía.
- El punto de plastificación en las vigas del sistema estructural es alcanzado únicamente al sobrecargar la estructura o en eventos sísmicos de alto impacto, sin que la estructura colapse, por lo que una vez ocurrido el suceso es necesario derrocar el edificio y construir uno nuevo
- El uso de conexiones soldadas en nuestro medio se lo hace irresponsablemente, el nodo Viga-Columna merece una atención especial ya que es el encargado de pasar todas las cargas aplicadas en la viga hacia la columna, existen juntas calificadas por AWS D1.1:2006, pero ciertas soldaduras consideradas como de demanda crítica deben ser diseñadas bajo AISC LRFD o ASD según sea el caso.
- Los resultados obtenidos en laboratorio no son comparables con los obtenidos en el software debido a la generación de esfuerzos residuales y las múltiples restricciones encontradas en el laboratorio como la falta de empotramiento del equipo de laboratorio MTS y la falta de una prensa que aplique la carga en el sentido de la gravedad.
- La deficiencia en infraestructura, mano de obra calificada y materias primas, dificulta la elaboración de una conexión empernada que cumpla las condiciones de diseño.
- Acorde a los costos actuales de mano de obra, equipos, maquinarias, herramientas y materias primas, es más conveniente la elaboración de conexiones soldadas que empernadas.
- Para determinar la capacidad de resistencia de una conexión empernada prototipo, se requiere cumplir con exactitud y precisión el proceso de

manufactura, para así garantizar la geometría real que permitan efectuar los debidos ensayos con resultados esperados.

- Producto del desconocimiento de las ventajas que ofrecen las conexiones empernadas, es la poca o nula utilización por parte de los constructores en sus diseños.

7.2 RECOMENDACIONES

- Realizar una observación al Instituto Ecuatoriano de Normalización sobre el alcance del Código Ecuatoriano de la Construcción a las estructuras de acero, ya que éste no contempla el análisis de la conexión Viga-Columna ni los efectos provocados en ésta durante el sismo, el Ecuador se encuentra una zona de alta Sismicidad.
- Realizar cursos dirigidos a profesionales, constructoras y estudiantes tanto de Ingeniería Mecánica y Civil, que contemplen el estudio de la conexión Viga-Columna, para que de esta manera el diseño de estructuras metálicas en el campo profesional no se limite únicamente al estudio de esfuerzos en vigas y columnas.
- Se recomienda realizar un proyecto de tesis orientado al estudio de los esfuerzos residuales por soldadura en perfiles de acero armados.
- Se recomienda anclar el equipo MTS del Laboratorio de Resistencia de Materiales para evitar problemas en ensayos posteriores.
- Es de vital importancia mejorar la infraestructura de todos los talleres dedicados a la elaboración de elementos componentes en la construcción de edificios, a través de la compra de equipos, maquinarias y herramientas de precisión de última tecnología.
- Es de vital importancia la concientización a todos los ingenieros constructores de los beneficios que brinda una conexión empernada en casos de presentarse sismos de alta intensidad, que pondría en grave peligro la vida de muchos seres humanos, para de esta manera construir edificios más seguros y no necesariamente beneficiosos desde el punto de vista económico.

BIBLIOGRAFÍA

Brockenbrough L. Roger y Merritt Frederick S.,(1997), *Manual de Diseño de Estructuras de Acero*, Editorial Mc Graw Hill, Segunda Edición, 5.1-5.4, 5.78, 5,79, 6.3-6.5 p, Bogotá, Colombia.

Mc Cormac (2005),*Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD*, Editorial Alfaomega, Segunda Edición, 353-380, 512 p, D.F., México.

CPE INEN 5 Parte 1 Capítulo 12, (2000), Código Ecuatoriano de la Construcción, 1 – 38p, Quito, Ecaudor.

ANSI/AISC 358-05, (2005), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Primera edición, 6.2-5 – 6.2-10, 6.2-23 – 6.2-45, Illinois, Chicago, Estados Unidos de América.

AISC LRDF (2005), Steel Construction Manual, Décima tercera edición, 1-20 – 1-24, 7-3 – 7-5, 7-16 – 7-20, 8-43, 12-1 – 12-20, 16.1-90 – 16.1-121, Illinois, Chicago, Estados Unidos de América.

Leon Roberto T., Hoffman Jerod J. y Staeger Tony, (2003), *Partially Restrained Composite Connections – Steel Design Guide 8*, Editorial AISC, Primera edición, 1 - 5p, Illinois, Chicago, Estados Unidos de América.

Murray Thomas M. y Shoemaker W. Lee, (2003), Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections – Steel Design Guide 16, Editorial ASIC, Primera edición, 7 – 9p, Illinois, Chicago, Estados Unidos de América.

ANEXO A

PROCEDIMIENTO DE SOLDADUDRA ESTANADARIZADO

1. IDENTIFICACION																			
No WPS		CON-2008-01		Norma de referencia		AWS D1.1: 2006 - Cap. III													
PQR de soporte:		n/a		Fecha:		05 - Abril - 2007													
				Nombre Compañía:		Luis Cadena y Aso.													
2. DATOS DE SOLDADURA																			
8 DISEÑO DE JUNTA UTILIZADA				PROCESO															
Tipo de junta:		Junta a tope		Proceso de soldadura:		GMAW													
Preparar junta:		si <input checked="" type="checkbox"/> no <input type="checkbox"/>		Tipo de transferencia:		Spray													
Pase de respaldo:		si <input type="checkbox"/> no <input checked="" type="checkbox"/>		Tipo:		Semi-automático													
Soldadura a:		Un lado <input checked="" type="checkbox"/> Dos lados <input type="checkbox"/>		POSICION DE SOLDADURA															
Material de respaldo:		ASTM A36		Posición de soldadura:		2G													
Tipo de bisel:		Bisel "V" (TC-U4b-GF)		Progresión de soldadura:		n/a													
Abertura de raíz (R)		6 (+6, -2) mm		TECNICA DE SOLDADURA															
Cara de raíz, talón (f)		0		No. De pases:		Un pase <input type="checkbox"/> Varios pases <input checked="" type="checkbox"/>													
Ángulo de ranura (a)		45° (+10°, -5°)		No. De electrodos		1													
METAL BASE				Espaciamiento de electrodos		Longitudinal n/a													
Especificación:		ASTM A36 (Aceros del grupo I)		Lateral		n/a													
Espesores:		Ranura: 3 a 20 mm		Angulo		n/a													
		Filete: n/a		Cordón oscilado / recto:		Oscilado													
Diámetro tubería:		n/a		Stick out :		15 mm													
METAL DE APORTE				CARACTERISTICAS ELECTRICAS															
Especificación AWS:		AWS A 5.18		Tipo de corriente		CCEP (DC+)													
Clasificación AWS:		ER70S-6		Electrodo de tungsteno (GTAW)		Tamaño n/a													
Diámetro:		1.2 mm		Tipo		n/a													
MEDIO DE PROTECCION				LIMPIEZA															
FUNDENTE		GAS		Entre pases:		Cepillo metálico (grata) o piqueta													
Tipo		Tipo		Con pase de respaldo:		n/a													
n/a		Agamix 20																	
Clase		Composición		TRATAMIENTO TÉRMICO															
n/a		80%CO ₂ , 20%Ar		Precalentamiento:		n/a, Temperatura ambiente > a 0 °C													
		Flujo (l/min.)		Tiempo entre pases:		n/a													
		Tamaño de copa		PWHT		n/a													
		4		CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO ELECTRODO															
NOTAS				Soldar en un lugar cerrado. Velocidad del viento máxima permitida 8 Km/h.															
- Verificar alineación de las juntas																			
- Asegurar limpieza de las partes																			
DETALLE DE LA JUNTA																			
				<p>El refuerzo de filete puede usarse en soldaduras de ranura en "T" debe ser igual a t1/4 pero no debe exceder 10 mm</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Variable</th> <th>Dimensión</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>T1</td> <td>3 - 20 mm</td> </tr> <tr> <td>a</td> <td>45° (+10°, -5°)</td> </tr> <tr> <td>R</td> <td>6 (+2, +0) mm</td> </tr> <tr> <td>f</td> <td>0 a 3</td> </tr> <tr> <td>Rc</td> <td>--</td> </tr> </tbody> </table>				Variable	Dimensión	T1	3 - 20 mm	a	45° (+10°, -5°)	R	6 (+2, +0) mm	f	0 a 3	Rc	--
Variable	Dimensión																		
T1	3 - 20 mm																		
a	45° (+10°, -5°)																		
R	6 (+2, +0) mm																		
f	0 a 3																		
Rc	--																		
3. REGISTRO DE VARIABLE DEL PROCESO																			
No de pase	Metal de aporte		Corriente		Tensión de trabajo (Voltios)	Velocidad de avance (mm/min.)	Velocidad de alimentación del electrodo (m/min)												
	Clase	Diámetro (mm)	Tipo y polaridad.	Amperaje (amp).															
1 - n (rellenos)	ER70S-6	1.2	DC+	200-450	24-30	--	--												
6. FIRMAS DE RESPONSABILIDAD																			
Elaborado por			Revisado por			Autorizado por:													

1. IDENTIFICACION																			
No WPS CON-2008-02			Norma de referencia		AWS D1.1: 2006 - Cap. III														
PQR de soporte: n/a			Fecha:		05 - Abril - 2007														
			Nombre Compañía:		Luis Cadena & Asoc.														
2. DATOS DE SOLDADURA																			
9 DISEÑO DE JUNTA UTILIZADA				PROCESO															
Tipo de junta:		Junta a tope		Proceso de soldadura:		GMAW													
Preparar junta:		si <input type="checkbox"/> no <input checked="" type="checkbox"/>		Tipo de transferencia:		n/a													
Pase de respaldo:		si <input type="checkbox"/> no <input checked="" type="checkbox"/>		Tipo:		Manual													
Soldadura a:		Un lado <input type="checkbox"/> Dos lados <input checked="" type="checkbox"/>		POSICION DE SOLDADURA															
Material de respaldo:		n/a		Posición de soldadura:		2G y 3G													
Tipo de bisel:		n/a		Progresión de soldadura:		n/a													
Abertura de raíz (R)		0		TÉCNICA DE SOLDADURA															
Cara de raíz, talón (f)		n/a		No. De pases:		Un pase <input type="checkbox"/> Varios pases <input checked="" type="checkbox"/>													
Ángulo de ranura (a)		n/a		No. De electrodos		1													
METAL BASE				Espaciamiento de electrodos		Longitudinal n/a													
Especificación:		Aceros del grupo II		Lateral		n/a													
Espesores:		Ranura: n/a		Angulo		n/a													
		Filete: 3 a 20 mm		Cordón oscilado / recto:		Oscilado													
Diámetro tubería:		n/a		Stick out :		15 mm													
METAL DE APORTE				CARACTERISTICAS ELECTRICAS															
Especificación AWS:		AWS A 5.18		Tipo de corriente		CCEP (DC+)													
Clasificación AWS:		ER70S-6		Electrodo de tungsteno (GTAW)		Tamaño n/a													
Diámetro:		1.2 mm		Tipo		n/a													
MEDIO DE PROTECCION				LIMPIEZA															
FUNDENTE		GAS		Entre pases:		Cepillo metálico (grata)													
Tipo		Tipo n/a		Con pase de respaldo:															
n/a		Composición n/a		TRATAMIENTO TERMICO															
Clase		Flujo (l/min.) n/a		Pre calentamiento:		N/A, Temperatura ambiente > a 0 °C													
n/a		Tamaño de copa n/a		Tiempo entre pases:		N/A													
NOTAS				PWHT		N/A													
- Verificar alineación de las juntas				CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO ELECTRODO															
- Asegurar limpieza de las partes																			
- Los flejes a soldarse con soldadura de filete deben estar en contacto.																			
DETALLE DE LA JUNTA																			
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Variable</th> <th>Dimensión</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>T1</td> <td>3 - 20 mm</td> </tr> <tr> <td>L1, L2</td> <td>0.8 x T2 (T2<T1) min min 3 mm cargas estáticas, min 5 mm cargas dinámicas</td> </tr> <tr> <td>R</td> <td>6 (+2,+0)mm</td> </tr> <tr> <td>c</td> <td>3 mm max.</td> </tr> <tr> <td>b</td> <td>2 mm si T1>6mm</td> </tr> </tbody> </table>				Variable	Dimensión	T1	3 - 20 mm	L1, L2	0.8 x T2 (T2<T1) min min 3 mm cargas estáticas, min 5 mm cargas dinámicas	R	6 (+2,+0)mm	c	3 mm max.	b	2 mm si T1>6mm
Variable	Dimensión																		
T1	3 - 20 mm																		
L1, L2	0.8 x T2 (T2<T1) min min 3 mm cargas estáticas, min 5 mm cargas dinámicas																		
R	6 (+2,+0)mm																		
c	3 mm max.																		
b	2 mm si T1>6mm																		
3. REGISTRO DE VARIABLE DEL PROCESO																			
No de pase	Metal de aporte		Corriente		Tensión de trabajo (Voltios)	Velocidad de avance (CM/min.)	Velocidad de alimentación del electrodo (m/min)												
	Clase	Diámetro (mm)	Tipo y polaridad.	Amperaje (amp).															
1 - n (rellenos)	ER70S-6	1.2	DC+	200-450	24-30	5-10	n/a												
6. FIRMAS DE RESPONSABILIDAD																			
Elaborado por			Revisado por			Autorizado por:													

ANEXO B

PROFORMA DE PROTOTIPO – ZITRO INGENIERÍA Y SERVICIOS

PRO FORMA No. 08-007

Quito, enero 15 del 2008

Señor Ingeniero:
Luis Felipe Cadena

FABRICACIÓN DE COLUMNA Y VIGA METÁLICAS DE ACUERDO A ESPECIFICACIONES ENTREGADAS.

En la siguiente oferta pongo a consideración la fabricación de los elementos solicitados.

CARACTERÍSTICAS:

MATERIAL	ACERO A 36
SOLDADURA	PROCESO MIG (GMAW)

DETALLES:

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD (Kg)	PRECIO UNITARIO USD	PRECIO TOTAL USD
1	COLUMNA DE ACERO A36 TIPO I 302 x 320 x 15 x 15 x 775 mm	113.73	2.04	232.00
2	VIGA DE ACERO A36 TIPO I 315 x 100 x 6 x 8 x 1500 mm	59.40	2.04	121.18
			TOTAL USD	353.18

CONDICIONES:

PRECIO TOTAL:	USD. 353.18 (SON TRES CIENTOS CINCUENTA Y TRES CON 18/100 DÓLARES)
FORMA DE PAGO:	50 % ANTICIPO; 50 % CONTRA ENTREGA
TIEMPO DE ENTREGA:	4 días desde la orden de compra
VALIDEZ DE LA OFERTA:	15 días.

Notas:

- El precio no incluye el IVA.
- La estructura se entregará en negro y con cordones de soldadura de presentación.

Agradeciendo su confianza y esperando una respuesta favorable me suscribo.

Atentamente,

Pablo Ortiz Castillo
PROYECTOS

Calle Eías Almeida 1 – 48 y Juan de Dios Navas
Telf.: 062 950 690 ; Cel: 099 210 677
zitrocastillo@hotmail.com

ANEXO C

DIAGRAMA ESFUERZO VS DEFORMACION DE LABORATORIO

ANEXO D

PLANOS DE FABRICACIÓN DEL PROTOTIPO

