

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

DISEÑO DE UN PUENTE DE 30 METROS DE LUZ PARA PASO DE FLUIDOS Y ENERGÍA ENTRE LA CASA DE FUERZA ACTUAL Y LA NUEVA PLANTA DE PREFORMADOS CONGELADOS EN PRONACA EMBUTIDOS

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

LUIS ALEJANDRO ARIAS MANCIATI

(garing005@gmail.com)

DIRECTOR: ING. CARLOS OSWALDO BALDEÓN VALENCIA

(carlos.baldeón@epn.edu.ec)

Quito, Octubre 2012

DECLARACIÓN

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

A través de la presente declaración cedo mi derecho de propiedad intelectual correspondiente a este trabajo a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Luis Alejandro Arias Manciatí

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado por Luis Alejandro Arias Manciati bajo nuestra dirección y colaboración

Ing. Carlos Baldeón

DIRECTOR

Ing. Washington Altuna

COLABORADOR

Ing. Jaime Vargas

COLABORADOR

AGRADECIMIENTO

Sobre todas las cosas, agradezco a Dios por darme la fuerza y perseverancia necesarias para lograr los objetivos que me he propuesto.

Agradezco a mi esposa Eliana Barreto, por ser mi apoyo y complemento en esta vida, además de su colaboración durante la realización de este trabajo, y a mi hija Francesca Arias por iluminar mis días con su inocencia y ternura.

Agradezco a mis padres Gonzalo Arias y Lizeth Manciatí, por estar siempre a mi lado y ofrecerme su incondicional ayuda y sus palabras de aliento en cada momento de la carrera.

Agradezco a quienes, además de ser mis profesores, han sido verdaderos amigos, por tener la paciencia, sabiduría y destreza para impartir sus valiosos conocimientos.

Agradezco a todos mis compañeros por hacer del paso por la universidad, una experiencia maravillosa, y por ser personas auténticas que han enriquecido mi espíritu.

Luis Alejandro

DEDICATORIA

A mi amada esposa Priscila Eliana Barreto,
y mi hija Ilena Francesca Arias Barreto.

A mis padres Gonzalo y Lizeth,
mis hermanos, abuelos,
tíos, primos y compañeros.

Luis Alejandro

INDICE GENERAL

RESUMEN	1
PRESENTACIÓN	3
CAPÍTULO 1	4
1.1 INTRODUCCIÓN	4
1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS	5
1.2.1 ESTRUCTURAS TIPO CASCARÓN	5
1.2.2 ESTRUCTURAS RETICULARES.....	8
1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES	11
1.3.1 TENSORES	11
1.3.1.1 Barras y Varillas	11
1.3.1.2 Cables	12
1.3.1.2 Perfiles Laminados	14
1.3.2 COLUMNAS	15
1.3.3 VIGAS O TRABES	17
1.3.4 EJES O FLECHAS	18
1.4 PROPIEDADES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES	19
1.4.1 VENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL	19
1.4.1.1 Alta Resistencia por unidad de peso	19
1.4.1.2 Uniformidad	19
1.4.1.3 Elasticidad	20
1.4.1.4 Ductilidad	20
1.4.1.5 Durabilidad	20
1.4.1.6 Versatilidad estética	22
1.4.1.7 Grandes Vanos y Luces	22
1.4.2 DESVENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL	23
1.4.2.1 Costo de mantenimiento	23
1.4.2.2 Costo de Protección contra Incendio	23
1.4.2.3 Susceptibilidad de Pandeo	24

1.4.3	PROPIEDADES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES	24
1.4.3.1	Diagrama Esfuerzo-Deformación	24
1.5	CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES DE ACERO	29
1.5.1	PUENTES SEGÚN EL PASO	29
1.5.1.1	Puentes de Paso Inferior	29
1.5.1.2	Puentes de Paso Superior	30
1.5.1.3	Puentes de Paso A Través	31
1.5.2	PUENTES SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA UTILIZADA	31
1.5.2.1	Puentes de Viguetas Simplemente Apoyadas	31
1.5.2.2	Puentes con Trabe de Alma llena	31
1.5.2.3	Puentes de Armadura para claros medianos y Armadura subdivididas	32
1.5.2.4	Puentes de Arco de Acero	34
1.5.2.5	Puentes colgantes	37
CAPÍTULO 2	38
2.1	INTRODUCCIÓN	38
2.2	CÓDIGO A.I.S.C.: CONCEPTO FUNDAMENTAL SEGÚN A.S.D. (ALLOWABLE STRESS DESIGN)	38
2.2.1	FACTOR DE SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS	39
2.2.2	NOMENCLATURA DE LA A.I.S.C.	42
2.3	CRITERIOS DE DISEÑO Y FÓRMULAS PARA CÁLCULO Y SELECCIÓN DE LOS DIFERENTES MIEMBROS	44
2.3.1	ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN	44
2.3.1.1	Pandeo Elástico de Miembros Prismáticos cargados axialmente	46
2.3.1.2	Pandeo Inelástico de Miembros Prismáticos cargados axialmente	48
2.3.1.3	Longitud Efectiva de los miembros en compresión	49
2.3.1.4	Pandeo de miembros a compresión en Marcos	51
2.3.1.5	Diseño de Columnas	54
2.3.2	ELEMENTOS SOMETIDOS A TENSIÓN	56
2.3.3	ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN	57

2.3.3.1	Teoría Plástica Simple: Secciones Compactas y No Compactas	60
2.3.3.2	Esfuerzo Flexionante Permisible según A.I.S.C.	63
CAPÍTULO 3	67
3.1	INTRODUCCIÓN	67
3.2	REQUERIMIENTOS FUNCIONALES Y PARÁMETROS DE DISEÑO	68
3.2.1	REQUERIMIENTOS FUNCIONALES	68
3.2.2	PARÁMETROS DE DISEÑO	69
3.3	CARGAS CONSIDERADAS EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS	72
3.3.1	TIPOS DE CARGAS UTILIZADAS EN ESTRUCTURAS	72
3.3.1.1	Códigos de Construcción	72
3.3.1.2	Combinaciones de Carga	74
3.3.1.3	Carga Muerta (D)	75
3.3.1.4	Carga Viva de Piso (L)	77
3.3.1.5	Carga Viva de Techo (Lr, S , R)	79
3.3.1.6	Carga de Viento (W)	82
3.3.1.7	Carga por Restricciones (T)	86
3.3.1.8	Carga de Sismo (E)	86
3.3.2	CARGAS APLICADAS EN EL CÁLCULO DEL PUENTE PARA PASO DE FLUIDOS Y ENERGÍA ENTRE LA CASA DE FUERZA ACTUAL Y LA NUEVA PLANTA DE PREFORMADOS CONGELADOS EN PRONACA EMBUTIDOS	97
3.3.2.1	Cargas Muertas aplicadas en el puente (D)	98
3.3.2.2	Cargas Vivas aplicadas en el puente (L)	98
3.3.2.3	Cargas de sismo aplicadas en el puente (E)	110
3.4	APLICACIÓN DEL PAQUETE COMPUTACIONAL SAP 2000	111
3.4.1	ENTORNO DE TRABAJO DEL PROGRAMA SAP 2000	113
3.4.1.1	Crear un Nuevo Modelo	113
3.4.1.2	Crear una Cuadrícula (Grid)	115
3.4.1.3	Definir secciones para los miembros de la estructura	119
3.4.1.4	Dibujar miembros dentro de la cuadrícula	122

3.4.1.5	Estructura del puente	122
3.4.1.6	Aplicación de cargas sobre el Modelo del puente	129
3.4.1.7	Análisis del Modelo del puente	134
3.4.1.8	Presentación Gráfica de Resultados	138
3.5	UTILIZACIÓN DE TABLAS DE RESULTADOS PARA ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA	147
3.5.1	EJEMPLO DE CÁLCULO	150
3.6	ANÁLISIS DE RESULTADOS Y MEJORAMIENTO DE DISEÑOS	154
3.7	DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS	157
3.7.1	GENERALIDADES	157
3.7.2	EJEMPLO DE CÁLCULO PARA SOLDADURA DEL PUENTE DE PASO DE FLÚIDOS	159
3.8	DISEÑO DE ANCLAJES Y PLACAS BASE	163
3.8.1	DISEÑO DEL APOYO EN CASA DE FUERZA	167
3.8.2	DISEÑO DEL APOYO EN PARED DE PLANTA DE PREFORMADOS	175
CAPÍTULO 4	179
4.1	INTRODUCCIÓN	179
4.1.1	FABRICACIÓN	179
4.1.1.1	Influencia de la resistencia del Acero	179
4.1.1.2	Exactitud y tolerancias	180
4.1.1.3	Rigidez de los miembros grandes	180
4.1.1.4	Métodos de enderezado del material y miembros fabricados	180
4.1.1.5	Proceso de Fabricación en Taller	181
4.1.2	MONTAJE	183
4.2	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA FABRICACIÓN, MONTAJE Y RECEPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	185
4.2.1	PARA LA FABRICACIÓN	185
4.2.1.1	Responsabilidades	186
4.2.1.2	Condiciones Generales de los materiales	187

4.2.1.3	Diseño y planos de Fabricación y montaje	188
4.2.1.4	Cortes	188
4.2.1.5	Doblado	189
4.2.1.6	Orificios	192
4.2.1.7	Soldadura	192
4.2.1.8	Pintura y Galvanizado	199
4.2.2	PARA EL MONTAJE	199
4.2.2.1	Trabajos de Campo	200
4.2.2.2	Ensamble de Elementos	201
4.2.2.3	Izaje de la estructura	201
4.2.2.4	Proceso de Montaje de la estructura	204
4.2.2.5	Indicaciones generales para Elevación de carga	209
4.3	FOTOS DEL PUENTE INSTALADO	211
 CAPÍTULO 5		 215
5.1	INTRODUCCIÓN	215
5.2	FORMAS DE CONTRATACIÓN	215
5.2.1	DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN	215
5.2.2	PRECIO FIJO	217
5.2.3	PRECIOS UNITARIOS	217
5.3	ANÁLISIS DE COSTOS	218
5.3.1	MANO DE OBRA	219
5.3.2	UTILIDAD, GASTOS ADMINISTRATIVOS, SERVICIOS E IMPREVISTOS	222
5.3.3	HOJAS DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	222
5.3.3.1	Estructura Metálica del puente	222
5.3.3.2	Apoyos en Acero A-36	225
5.3.3.3	Pernos de anclaje (Epóxico)	225
5.3.3.4	Montaje	228
5.3.4	VOLÚMENES DE OBRA	230
5.3.4.1	Estructura Metálica del puente	230

5.3.4.2 Apoyos en Acero A-36	230
5.3.4.3 Pernos de anclaje (Epóxico)	231
5.3.5 CUADRO RESUMEN DE COSTOS Y CRONOGRAMA VALORADO	232
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	234
BIBLIOGRAFÍA	236
APÉNDICES	237

INDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1: Silos de Almacenamiento de granos	6
Fig. 1.2: Tanques de almacenamiento de Cemento	7
Fig. 1.3: Estructura de un bote de madera	7
Fig. 1.4: Estructura interna de un avión	8
Fig. 1.5: Estructura Reticular de Bodega Techada	9
Fig. 1.6: Torre para cableado eléctrico de Alta Tensión	10
Fig. 1.7: Estructura metálica para planta de generación eléctrica con Carbón	10
Fig. 1.8: Conexiones para miembros en tensión	12
Fig. 1.9: Ejemplos de uniones de cables	13
Fig. 1.10: Partes de un cable	13
Fig. 1.11: Conexiones de extremo para perfiles	14
Fig. 1.12: Ángulos de Acero Laminado, Catálogo IPAC	15
Fig. 1.13: Ejemplo de columna metálica y plinto	16
Fig. 1.14: Ejemplo de Detalle de placa base de columna	17
Fig. 1.15: Esquema de Deformación producida por una carga central en una viga	18
Fig. 1.16: Ejemplo de barra rectangular sometida a torsión	18
Fig. 1.17: Torre Eiffel, París, Francia	21
Fig. 1.18: Puente Golden Gate, San Francisco, EEUU	21
Fig. 1.19: Palacio de Cristal en Quito	22
Fig. 1.20: Ejemplo de Aislamiento contra fuego en columnas	23
Fig. 1.21: Esquema del pandeo producido por fuerzas de compresión	24
Fig. 1.22: Diagrama Esfuerzo-Deformación de materiales dúctiles	28
Fig. 1.23: Puente sobre el Río Chiche, Puenbo, Ecuador	29
Fig. 1.24: Puente “Arcos de Alconétar”, Alcántara, España	30
Fig. 1.25: Armaduras para puentes	33
Fig. 1.26: Armaduras con subdivisiones para puentes	34
Fig. 1.27: Puentes de Arco de Acero	35
Fig. 1.28: Puente de Arco: Puente Lupu en Shanghai, China	36

Fig. 1.29: Puente Colgante: Akashi-Akaikyo en Kobe, Japón	37
Fig. 2.1: Diagrama de cuerpo libre de elemento a compresión que se deforma por pandeo	45
Fig. 2.2: Diagrama de Euler para el Acero (f_{cr} vs. λ)	47
Fig. 2.3: Diagrama Esfuerzo-Deformación: sobre el límite de proporcionalidad cambia el Modulo de Elasticidad E	48
Fig. 2.4: Diagrama f_{cr} vs. λ para el Acero	49
Fig. 2.5: Nomograma para Longitud Efectiva de Columnas en Marcos Continuas, con desplazamiento lateral permitido	53
Fig. 2.6: Esfuerzos permisibles A.I.S.C. para elementos cargados Axialmente	56
Fig. 2.7: Perfil tipo W, extracto de la tabla de dimensiones y propiedades	58
Fig. 2.8: Esfuerzos producidos en una viga a flexión	59
Fig. 2.9: Aplicación de un Momento M_1 tal que: $f_b < f_{b_{MAX}}$	60
Fig. 2.10: Aplicación de un Momento M_2 tal que: $f_b = f_{b_{MAX}} = S_y$	60
Fig. 2.11: Aplicación de un Momento $M_3 > M_y$ tal que: $f_b = f_{b_{MAX}} = S_y$	61
Fig. 2.12: Aplicación de un Momento $M_4 = M_p$ de plastificación	61
Fig. 2.13: Área de sección transversal considerada para el radio de giro mínimo del patín de compresión	65
Fig. 3.1: Instalación de tuberías en columpios METALECTRO.....	70
Fig. 3.2: Ejemplo de tuberías instaladas utilizando columpios METALECTRO	71
Fig. 3.3: Pendiente recomendada en tuberías de transporte de Vapor	72
Fig. 3.4: Cargas expuestas al viento en edificaciones	84
Fig. 3.5: Zonas Sísmicas para propósitos de diseño en Ecuador	87
Fig. 3.6: Sección transversal del puente: Disposición General de tuberías	99
Fig. 3.7: Codificación METALECTRO para Escalerillas Porta cables	107
Fig. 3.8: SAP 2000 Advanced V12.0.0, Pantalla de inicio	111
Fig. 3.9: Lista desplegable para selección de unidades	113
Fig. 3.10: Ventana "Nuevo Modelo" (New Model) de SAP 2000	115
Fig. 3.11: Configuración de la cuadrícula inicial	116

Fig. 3.12: Configuración de la cuadrícula final	117
Fig. 3.13: Cuadrícula final para puente de conducción de fluidos	118
Fig. 3.14: Ventana para definir propiedades de Secciones	119
Fig. 3.15: Ventana Crear Nueva sección (Add New Property)	120
Fig. 3.16: Ventana de Propiedades de sección antes de cambiar los valores	121
Fig. 3.17: Ventana de Propiedades de sección después de cambiar los valores	121
Fig. 3.18: Ventana de creación de miembro en una cuadrícula	122
Fig. 3.19: Armadura tipo Pratt utilizada en puentes	122
Fig. 3.20: Vista lateral de la cercha del puente en el eje Y1	123
Fig. 3.21: Vista lateral de la cercha del puente en el eje Y3	123
Fig. 3.22: Vista lateral de la cercha del puente en el eje Y1 con Vista Extruída	124
Fig. 3.23: Vista lateral de la cercha del puente en el eje Y3 con Vista Extruída	124
Fig. 3.24: Vista superior del puente con Vista Extruída (Extrude View)	125
Fig. 3.25: Vistas superior del puente funcionando como cercha tipo Pratt Doble e intercalada	126
Fig. 3.26: Procedimiento de izaje de tuberías de 6m	128
Fig. 3.27: Vista superior del Nivel inferior del puente	129
Fig. 3.28: Ventana de Patrones de carga (Load Patterns)	130
Fig. 3.29: Aplicación de carga “Tuberías” en travesaños superiores del puente	131
Fig. 3.30: Aplicación de carga “Tuberías” en un travesaño tipo	131
Fig. 3.31: Aplicación de carga “Piso Live” en el centro del Puente	132
Fig. 3.32: Aplicación de carga “Piso Live” en el centro del Puente	132
Fig. 3.33: Ventana de dialogo para SISY según UBC-94	134
Fig. 3.34: Definición de Combinaciones de carga en SAP 2000	135
Fig. 3.35: Ejemplo de factores de una combinación de carga	136
Fig. 3.36: Ventana de “Set Load Cases to Run” en SAP 2000	137
Fig. 3.37: Vista del modelo del puente bajo aplicación de cargas, con Vista Extruída	137

Fig. 3.38: Ventana para obtener Diagramas de Fuerzas para Miembros	138
Fig. 3.39: Diagrama de Fuerza axial para Miembros del puente	139
Fig. 3.40: Diagrama de Fuerza Cortante en el eje de Mayor Inercia para los elementos	140
Fig. 3.41: Diagrama de Fuerza Cortante en el eje de Menor Inercia para los elementos	140
Fig. 3.42: Diagrama de Torsión para los elementos del puente	141
Fig. 3.43: Diagrama de Momentos alrededor del eje de menor inercia de los elementos	141
Fig. 3.44: Diagrama de Momentos alrededor del eje de Mayor inercia de los elementos	142
Fig. 3.45: Reacciones en los apoyos del puente	142
Fig. 3.46: Diagrama de Momento 2-2 y Cortante 3-3 para el Elemento 248 del puente	143
Fig. 3.47: Ventana de configuración de colores para presentación de Resultados	144
Fig. 3.48: Resultados P.M. Ratio para todo el puente	145
Fig. 3.49: Resultados P.M. Ratio para Plano Y1	145
Fig. 3.50: Resultados P.M. Ratio para Plano Y2	145
Fig. 3.51: Resultados P.M. Ratio para Plano Y3	145
Fig. 3.52: Resultados P.M. Ratio para Plano Z1	146
Fig. 3.53: Resultados P.M. Ratio para Plano Z3	146
Fig. 3.54: Cuadro de Mensaje de Verificación de Esfuerzo/Capacidad para el modelo	146
Fig. 3.55: Listado de tablas creadas con el análisis de las estructuras	147
Fig. 3.56: Ubicación del miembro crítico en la estructura	148
Fig. 3.57: Ejes de los elementos tipo Canal (Channel)	150
Fig. 3.58: Canal C150x75x6R3: Propiedades en kg,cm,°C	151
Fig. 3.59: Vista Extruida del Modelo Final a desarrollarse	156
Fig. 3.60: Sección Transversal las soldaduras	157
Fig. 3.61: Ubicación del miembro crítico a compresión en la estructura	160
Fig. 3.62: Detalle de Ubicación del Parante Crítico en el apoyo de Casa de Fuerza	161

Fig. 3.63: Longitud de las soldaduras del apoyo de Casa de Fuerza	162
Fig. 3.64: Resultados P.M. Ratio para todo el puente con apoyos empotrados en Casa de fuerza	164
Fig. 3.65: Resultados P.M. Ratio para todo el puente con apoyos restringidos de desplazamiento, en apoyo de Pared de Preformados	165
Fig. 3.66: Resultados P.M. Ratio para todo el puente sin apoyo superior en Pared de Preformados	166
Fig. 3.67: Resultados P.M. Ratio para todo el puente con los apoyos Finales	167
Fig. 3.68: Apoyo del Puente en Viga de Casa de Fuerza	168
Fig. 3.69: Esquema de la placa base en apoyo de Casa de Fuerza (Vista superior)	170
Fig. 3.70: Esquema de la placa base en apoyo de Casa de Fuerza (Vista Lateral)	171
Fig. 3.71: Esquema del tramo de la placa base en voladizo para cálculo de espesor	172
Fig. 3.72: Placa base del Apoyo en Viga de Casa de Fuerza	174
Fig. 3.73: Apoyo Inferior en Pared de Planta de Preformados. Vista sin Perfil Inclinado de Final del puente	176
Fig. 3.74: Apoyo Superior en Pared de Planta de Preformados. Vista sin cuerda superior del puente	177
Fig. 4.1: Tráiler de múltiples ejes para cargas pesadas	183
Fig. 4.2: Elevación de partes de una estructura mediante grúa	184
Fig. 4.3: Mitades del Puente colocadas en Taller previo al traslado	186
Fig. 4.4: Perfiles tipo Canal Especiales	190
Fig. 4.5: Perfiles tipo Ángulo Especiales	191
Fig. 4.6: Juntas soldadas Aceptadas por AWS	193
Fig. 4.7: Sección de Techo reforzada con vigas para apoyo en Casa de Fuerza	200
Fig. 4.8: Grúa de 30 Toneladas utilizada en el montaje	202
Fig. 4.9: Vista exterior de la pared en la nueva planta	203

Fig. 4.10: Vista exterior del apoyo en la losa de casa de fuerza	203
Fig. 4.11: Esquema de Posición de la grúa y proceso durante el montaje	204
Fig. 4.12: Montaje del Puente: Paso 1	204
Fig. 4.13: Montaje del Puente: Paso 2	206
Fig. 4.14: Montaje de Puente: Paso 3	206
Fig. 4.15: Montaje de Puente: Paso 4	207
Fig. 4.16: Apoyo en casa de fuerza antes de colocar pernos de anclaje	208
Fig. 4.17: Apoyo en casa de fuerza después de colocar pernos de anclaje	209
Fig. 4.18: Vista lateral del puente en funcionamiento	211
Fig. 4.19: Vista posterior del puente en funcionamiento	211
Fig. 4.20: Vista inferior del puente hacia Casa de Fuerza	212
Fig. 4.21: Vista inferior del puente hacia Planta de Preformados	213
Fig. 4.22: Salida de las tuberías a través de losa de Casa de Fuerza	214
Fig. 4.23: Llegada de tuberías a través de Pared en Planta Preformados	214

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Factores de longitud efectiva para columnas	51
Tabla 2.2: Propiedades de las Secciones Compactas	62
Tabla 3.1: Extracto de: Cargas Muertas de Materiales Mínimas para Diseño	76
Tabla 3.2: Extracto de: Cargas Uniformes y concentradas para Pisos según CPE-INEN	78
Tabla 3.3: Extracto de: Cargas Vivas Mínimas para diseño	79
Tabla 3.4: Extracto de: Porcentajes de incremento por cargas de impacto	79
Tabla 3.5: Cargas Vivas de techo Mínimas para diseño en kg/m ²	80
Tabla 3.6: Deflexiones Máxima Permisible para elementos Estructurales	81
Tabla 3.7: Presiones Básicas de Viento según UBC	82
Tabla 3.8: Tabla de Coeficientes C_e para fórmula de viento de UBC	83
Tabla 3.9: Coeficientes C_e para fórmula de viento de UBC	85
Tabla 3.10: Valores de Factor Z para las diferentes Zonas Sísmicas	87
Tabla 3.11: Coeficiente de Suelo S y Coeficiente C_m	88
Tabla 3.12: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	89
Tabla 3.13: Coeficiente de Reducción de Resistencia Sísmica R	90
Tabla 3.14: Factores de reducción de Resistencia estructural R para estructuras diferentes a la edificación	90
Tabla 3.15: Coeficientes de Configuración en Planta	92
Tabla 3.16: Coeficientes de Configuración en Elevación	93
Tabla 3.17: Irregularidades en Elevación y en Planta	94
Tabla 3.18: Condiciones de Cargas Vivas para el diseño del Puente de Paso de Fluidos	109
Tabla 3.19: Resumen de cargas aplicadas al Puente de Paso de Fluidos	129
Tabla 3.20: Ventana de resultados para Fuerzas en elementos	148
Tabla 3.21: Tabla de resultados para Fuerzas y momentos, para diseño del elemento 248	149
Tabla 3.22: Ancho de Garganta Efectivo Mínimo para soldaduras a tope de penetración parcial	159

Tabla 4.1: Responsabilidades durante el diseño, construcción y montaje del puente	187
Tabla 4.2: Materiales a utilizarse en el Puente para Paso de Fluidos	188
Tabla 4.3: WPS de Juntas a Tope	196
Tabla 4.4: WPS de Juntas de Filete	197
Tabla 4.5: WPS de Juntas con Traslape	198
Tabla 5.1: Costo Real de Mano de Obra: Sueldo Básico	219
Tabla 5.2: Costo Real de Mano de Obra por cada trabajador	221
Tabla 5.3: Análisis de P.U. de Estructura Metálica	224
Tabla 5.4: Análisis de P.U. de Apoyos	226
Tabla 5.5: Análisis de P.U. de Instalación de Pernos de Anclaje	227
Tabla 5.6: Análisis de P.U. de Instalación de Montaje	229
Tabla 5.7: Pesos de elementos de apoyos del puente	231
Tabla 5.8: Cuadro Resumen de Costos y Cronograma Valorado	233

INDICE DE APÉNDICES

Apéndice A: Tablas de Cargas Muertas y Vivas para diseño.

Apéndice B: Proforma para compra de materiales

Apéndice C: Tablas de resultados del análisis en SAP-2000 para los elementos del puente

Apéndice D: Planos de Conjunto del Puente

SIMBOLOGÍA

- P = Fuerza aplicada
- A = Área de la sección transversal
- $A_{\text{compresión}}$ = Área de la sección considerada para el cálculo del radio de giro.
- A_f = Área del patín de compresión (solo el ala)
- C_b = Factor de gradiente de Momento
- C_e = Factor de altura y rugosidad
- C_p = Factor de geometría de la estructura
- C_c = Relación de esbeltez crítica en pandeo Elástico
- C = Distancia desde el eje neutro a la fibra donde se están analizando los Esfuerzos
- δ_i = Deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f
- ϵ = Deformación Unitaria
- E = Módulo de Elasticidad
- E_t = Módulo de Elasticidad Tangente
- f_t = Esfuerzo trabajo a tensión
- f_a = Esfuerzo trabajo a compresión
- f_v = Esfuerzo trabajo a corte
- f_b = Esfuerzo trabajo a flexión
- f_{crit} = Esfuerzo crítico a compresión
- f_i = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales.
- F_t = Esfuerzo Permisible a tensión
- F_a = Esfuerzo Permisible a compresión
- F_v = Esfuerzo Permisible a corte
- F_b = Esfuerzo Permisible a flexión

- F.S. = Factor de Seguridad
- G = factor de rigideces relativas para nomograma A.I.S.C. Fig. C-C2.2
- h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, desde la base de la estructura.
- I_t = Índice de Trabajo del elemento a Tensión
- I_a = Índice de Trabajo del elemento a Compresión
- I_v = Índice de Trabajo del elemento a Corte
- I_b = Índice de Trabajo del elemento a Flexión
- I = Momento de inercia de la sección transversal
- I_{y-y} = Inercia de la sección considerada para el cálculo del radio de giro.
- I = Factor de Importancia de estructura para cargas de viento.
- I = Coeficiente de Tipo de Uso, destino e importancia de la Estructura
- K = factor dependiente de las condiciones de apoyo de la columna
- λ = Relación de esbeltez para un elemento
- L_e = Longitud Equivalente de un miembro sometido a compresión
- L_f = Longitud final
- L_i = Longitud Inicial
- L_c = Longitud Máxima sin arriostramiento para secciones compactas
- L_u = Longitud máxima sin arriostramiento
- L = Distancia entre arriostramientos de la sección, que impidan la torsión y el desplazamiento lateral del patín de compresión.
- M = Momento flexionante máximo en una viga
- M_1 = menor momento en el extremo de la longitud sin arriostrar
- M_2 = mayor momento en el extremo de la longitud sin arriostrar
- n = Factor de Seguridad Mínimo o Elemental
- Φ_p = Coeficiente de configuración Estructural en Planta

Φ_E = Coeficiente de configuración Estructural en Elevación

p_f = Carga viva de Techo por nieve a utilizar

p_g = Carga de nieve máxima de los últimos 50 años

p = Presión de Diseño

q_s = Presión del viento básica

P_{crit} = carga crítica para un miembro esbelto a compresión

r = radio de giro mínimo de la sección transversal

R = Factor de Reducción de la Resistencia Sísmica

R = Carga interna calculada de la estructura

\bar{R} = Carga interna más alta probable para una estructura

σ = Esfuerzo en el elemento

σ_R = Esfuerzo en el Punto de Ruptura

S = módulo de Sección del elemento

S_{req} = módulo de sección requerido

S_y = F_y = Límite de Fluencia del material

S_{ut} = Esfuerzo último de tensión

S = Resistencia calculada de una estructura

\bar{S} = Resistencia más baja probable de la estructura

S y C_m = Factores de Geología Local y Perfiles de Suelo

T = Período de vibración utilizado para el cálculo del cortante basal de diseño

w_i = Peso propio del piso i

RESUMEN

El proyecto a desarrollar es el Diseño de un puente de 30 metros de luz para paso de fluidos y energía entre la Casa de Fuerza actual y la nueva planta de Preformados Congelados en PRONACA Embutidos, para lo cual se ha desarrollado el texto en cinco capítulos, cuyo contenido se expone a continuación.

El Capítulo 1 constituye una introducción a las estructuras metálicas, su clasificación y los tipos de elementos a utilizarse en función de las cargas aplicadas a éstos. Además, se exponen las ventajas y desventajas del acero para uso estructural. También se presentan la clasificación de los puentes, con sus límites de aplicabilidad actuales.

En el Capítulo 2 se explica la utilización del código para diseño de estructuras de acero del American Institute of Steel Construction (A.I.S.C.), desde las definiciones básicas de factor de seguridad, hasta fórmulas de cálculo aplicables para columnas, vigas y elementos a flexión.

El Capítulo 3 constituye la base del diseño del puente propiamente dicho, estableciendo sus requerimientos funcionales y parámetros de diseño. Se desarrolla la teoría para aplicación de cargas en estructuras, así como una breve descripción de cada una. También se realizan los cálculos y consideraciones para aplicar las cargas en el Puente para paso de Fluidos. Dentro del capítulo 3 se realiza la verificación de la estructura en el programa computacional SAP-2000, para lo cual se explican los procedimientos de utilización del software mientras se desarrolla el modelo virtual del puente. Una vez obtenidos los resultados, se exponen los diagramas resultantes del cálculo, y se realiza un ejemplo de cálculo. Se presentan opciones para el mejoramiento del diseño inicial, que conducirá finalmente al puente a construirse. Se incluye además una sección para el cálculo de las conexiones soldadas y otra para el diseño de los anclajes.

En el Capítulo 4 se habla de la fabricación y montaje de estructuras metálicas en general, así como especificaciones técnicas particulares para la fabricación, montaje y recepción de la estructura objeto de este proyecto. Se desarrollan los WPS particulares para la soldadura y el procedimiento de montaje a seguirse

durante el izaje y colocación del puente. Al finalizar este capítulo se presentan fotos del puente ya instalado y en funcionamiento.

El Capítulo 5 es el Análisis de Costos para la fabricación y montaje del puente. Se incluye una breve explicación de las formas de contratación de proyectos, de los costos reales de mano de obra, y se desarrollan las Hojas de Análisis de Precios Unitarios de cada uno de los rubros a utilizarse en el puente. Finalmente se presenta el cuadro de resumen de costos, con su cronograma valorado.

PRESENTACIÓN

En la empresa PRONACA EMBUTIDOS, cuya planta de producción se encuentra en la ciudad de Pifo, se está construyendo una nueva planta en el terreno adyacente. Esta nueva nave industrial está destinada a la elaboración de preformados congelados.

La producción requiere de varios procesos y maquinarias, que a su vez necesitan de energía eléctrica en 440V 3PH+N y 220V 3PH+N, conductores de tierra, fluidos de trabajo como aceite térmico y su retorno, agua fría, aire comprimido, amoníaco líquido, amoníaco gas, vapor y retorno de condensado.

El concepto consiste en la extensión de la Casa de Fuerza existente que se encuentra ubicada entre las dos plantas. La planta de Preformados está separada de la casa de fuerza por un área verde de 9 metros de ancho, y un camino de circulación de 18 metros libres, con un vano total de aproximadamente 30 metros, por lo que la empresa GAR e INGENIEROS ASOCIADOS, diseñadora del proyecto, requiere del diseño del puente de fluidos y energía que las comunique.

El diseño necesita de una estructura de celosía simplemente apoyada en las dos edificaciones, pues estructuralmente éstas no han sido diseñadas para recibir momentos en los apoyos. Debajo del vano del puente habrá circulación vehicular y de furgones refrigerados.

Para el diseño del puente utiliza la teoría de estructuras metálicas, así como las normativas aplicables vigentes, con la ayuda de paquetes computacionales para agilizar los cálculos.

Este trabajo ha sido realizado utilizando los conocimientos y habilidades adquiridos durante el transcurso de estudio en la Facultad de Ingeniería Mecánica de la Escuela Politécnica Nacional.

CAPÍTULO 1: FUNDAMENTO TEÓRICO DE LOS PUENTES DE ACERO.

1.1 INTRODUCCIÓN

En épocas remotas, las construcciones eran basadas en la experiencia de los constructores, quienes de forma empírica, por intuición, desarrollaban estructuras de piedra, adobe, madera, paja, hojas de árboles, etc. Esto sucedía en la antigüedad, donde, por desconocimiento de las leyes de la física y de la resistencia de materiales, las construcciones se las realizaban con grandes volúmenes de material y grandes desperdicios.

A partir del siglo XVII se inicia un enfoque racional en el desarrollo de estructuras, una comunión entre el costo y la funcionalidad. Actualmente, las solicitudes de la humanidad en las construcciones son cada vez más ambiciosas. Con el tiempo los requerimientos de las estructuras han ido en aumento. Hoy en día se evalúan muchos factores al momento de emprender un proyecto, como son los aspectos económico, estético, funcional, de seguridad, de mantenimiento, ambientales, por nombrar unos cuantos.

En todo proyecto, sea este de cualquier índole, se toma en consideración el aspecto económico. Esta puede ser la arista más sensible para considerar, ya que del correcto desenvolvimiento de un negocio depende que la inversión inicial se recupere. Por lo general, el costo en estructuras está dado por el volumen de obra, es decir: el material, la mano de obra, transporte y tiempo que se necesita para llevar a cabo una estructura.

Para las estructuras, el costo constituye una limitación, así como un incentivo para mejorar la técnica y la teoría, e innovar en las construcciones de manera creativa y a la vez responsable.

Es imperativo para el diseñador estructural y el arquitecto, llegar a común acuerdo entre los requerimientos estéticos y los requerimientos estructurales. Es así que, en muchos casos, los arquitectos proponen espacios, formas, volúmenes y dimensiones, que no son realizables de manera económica y segura con los

materiales en la actualidad. Así mismo, por facilidad de construcción y temor a investigar nuevas formas de construcción, los diseñadores estructurales o calculistas son renuentes a trabajar con los requerimientos estéticos del arquitecto.

De la misma manera, una mala definición de las necesidades de una estructura generará un diseño sobredimensionado, cuya capacidad exceda la que realmente se utilizará, o peor aún, un diseño subdimensionado, en el que se ponga en riesgo la integridad de la estructura ante cargas de funcionamiento normales, constituyendo un riesgo para la vida de los ocupantes.

Con estos precedentes se puede afirmar que en la actualidad se busca la optimización de un proyecto, es decir, reducir los costos y maximizar los beneficios económicos, sin sacrificar la seguridad ni el medio ambiente.

Se puede decir, que el diseño estructural es un arte basado en la habilidad creativa, imaginación y la experiencia del diseñador. Este arte debe estar en conjunción con los beneficios que el usuario espera, dentro de sus posibilidades económicas.

1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS:

Convencionalmente, estructuras metálicas están clasificadas en dos grandes grupos:

1.2.1 ESTRUCTURAS TIPO CASCARÓN:

Son aquellas en las que los elementos estructurales principales son del tipo planar, donde dos de sus tres dimensiones son mucho mayores que la tercera, es decir que el ancho y largo son mucho mayores que el espesor. Los elementos planares cumplen una doble función de cubierta funcional y de elemento principal de carga, y se rigidizan mediante bastidores que constituyen los elementos secundarios.

Los elementos secundarios de una estructura tipo cascarón suelen ser elementos lineales, que refuerzan estructuralmente a los elementos principales.

Los elementos planares pueden ser de dos tipos: láminas o membranas:

- Láminas son elementos planares y rectos, es decir que no poseen una curvatura.
- Membranas son elementos similares a las láminas, pero además son curvos, ya que poseen una o varias curvaturas, tales como silos o tanques de almacenamiento.

Ejemplos de estructuras tipo cascarón son:

- Silos de almacenamiento (Figura 1.1)
- Tanques de almacenamiento (Figura 1.2)
- Casco de barcos (Figura 1.3)
- Vagones de ferrocarril
- Aeroplanos (Figura 1.4), etc.



Fig. 1.1: Silos de Almacenamiento de granos ¹

¹ http://www.ctbworld.com/products.php?product_id=1112&PHPSESSID=6c68c438d15373a7_ba12814c858a7b00



Fig. 1.2: Tanques de almacenamiento de Cemento²,



Fig. 1.3: Estructura de un bote de madera en construcción mostrando el esqueleto interno³

² [http://www.tyldenequipment.com.au/silos.php?id=Fixed Silos&h=945](http://www.tyldenequipment.com.au/silos.php?id=Fixed%20Silos&h=945)

³ http://www.archdavisdesigns.com/davis_bay_pilot_18.html

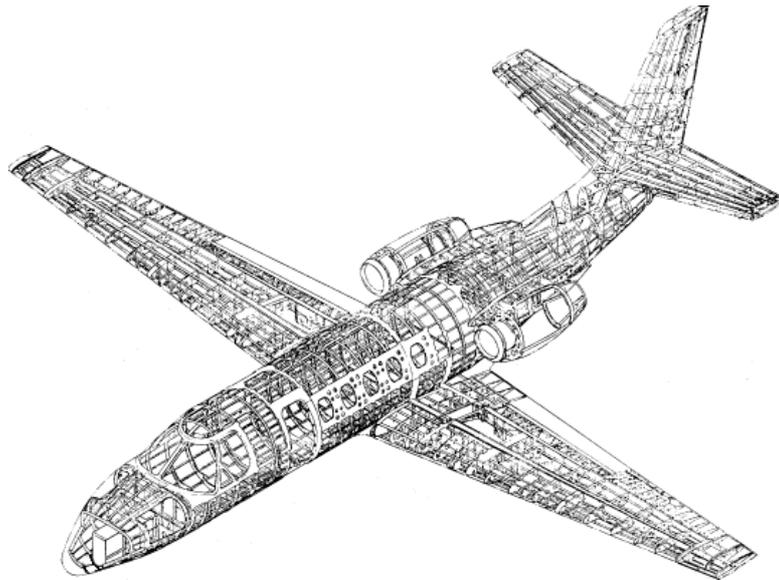


Fig. 1.4: Estructura de un avión de pasajeros mostrando el esqueleto interno ⁴

1.2.2 ESTRUCTURAS RETICULARES:

Son aquellas en las que los elementos estructurales principales son del tipo lineal, donde el largo prevalece sobre el ancho y espesor. Los elementos principales cumplen solamente la función de transmisión de cargas, pues no tienen una aplicación funcional directa.

Los elementos secundarios de las estructuras reticulares son elementos adicionales que proveen a la estructura de su funcionalidad, tales como muros, pisos, techos, paredes, pavimentos, etc. Esto se puede observar en la Figura 1.5:

⁴ <http://adg.stanford.edu/aa241/structures/structuraldesign.html>

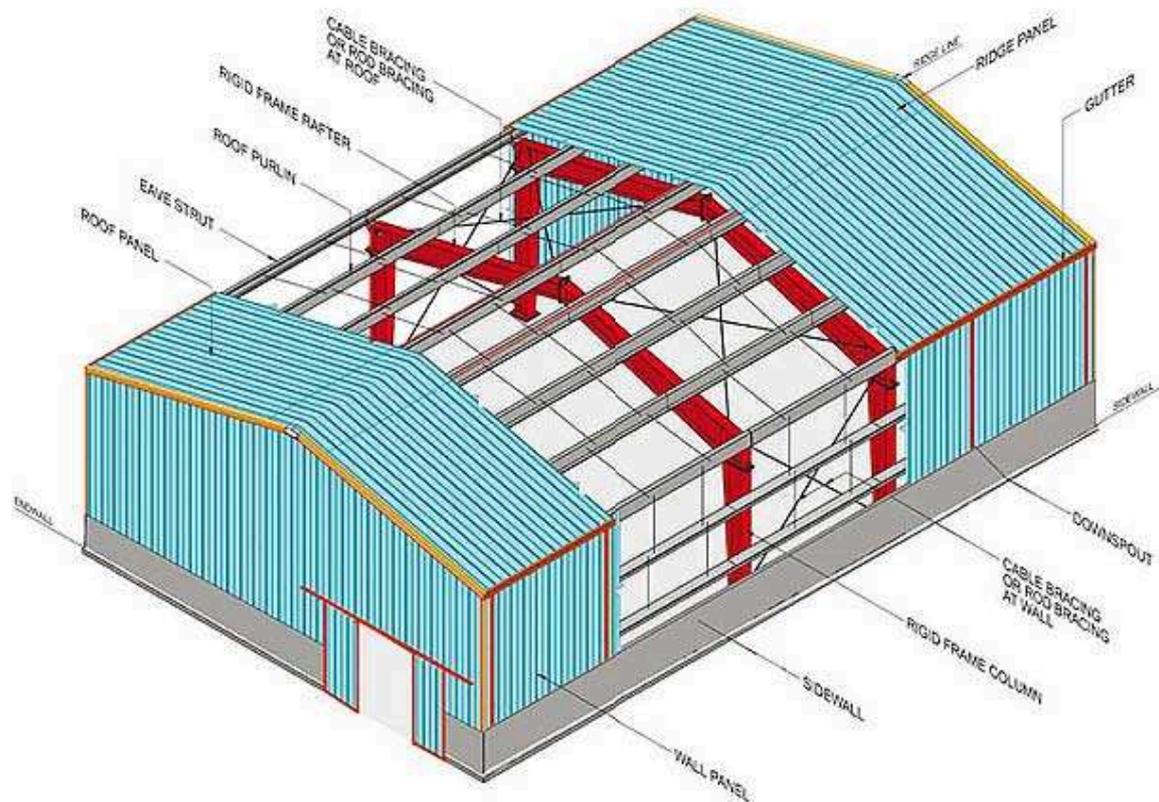


Fig. 1.5: Estructura Reticular de Bodega Techada⁵

Ejemplos de estructuras reticulares son:

- Torres (Figura 1.6)
- Armaduras
- Trabes
- Edificios Aporticados (Figura 1.7)
- Marcos Rígidos
- Tetraedros o estructuras reticuladas tridimensionalmente

⁵ <http://www.acg.co.th/index.php?page=ready-built>

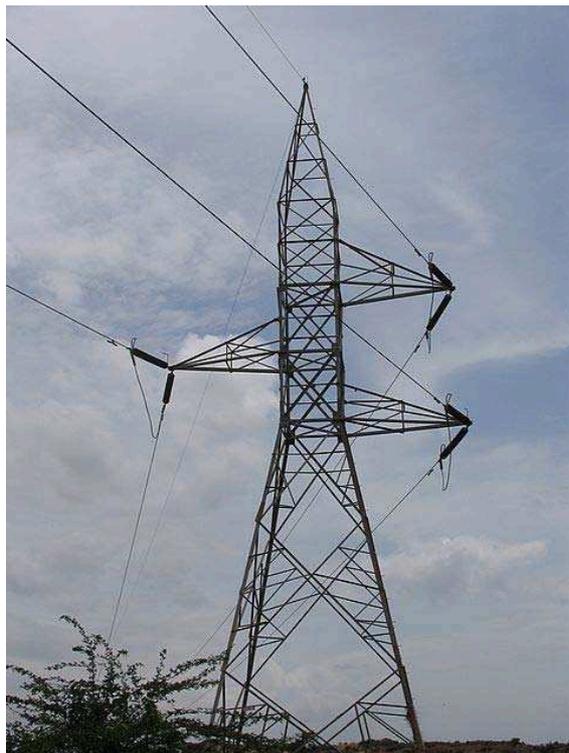


Fig. 1.6: Torre para cableado eléctrico de Alta Tensión⁶



Fig. 1.7: Estructura metálica para planta de generación eléctrica con carbón⁷

⁶ http://www.cepolina.com/sp/torre_del_cielo_de_la_electricidad.htm

⁷ http://www.steelstructurechina.com/product/industrial_buildings/Powerplant.html

1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES:

Los miembros estructurales están clasificados según la carga predominante a la cual están sometidos. Es así que los miembros estructurales se clasifican en:

1.3.1 TENSORES:

Son los miembros que funcionan a tensión. Dentro de este grupo se encuentran:

1.3.1.1 Barras y Varillas:

Son elementos que funcionan como tensores puros, es decir que solo soportan solicitaciones de tensión.

Se pueden utilizar las barras conocidas como “Barras Ojo” para unión con pasadores u otros elementos estructurales.

Las varillas se utilizan como tensores, especialmente en rigidización de cubiertas, tirantes inferiores de pórticos, etc. Ejemplos de tensores se pueden ver en la Figura 1.8:

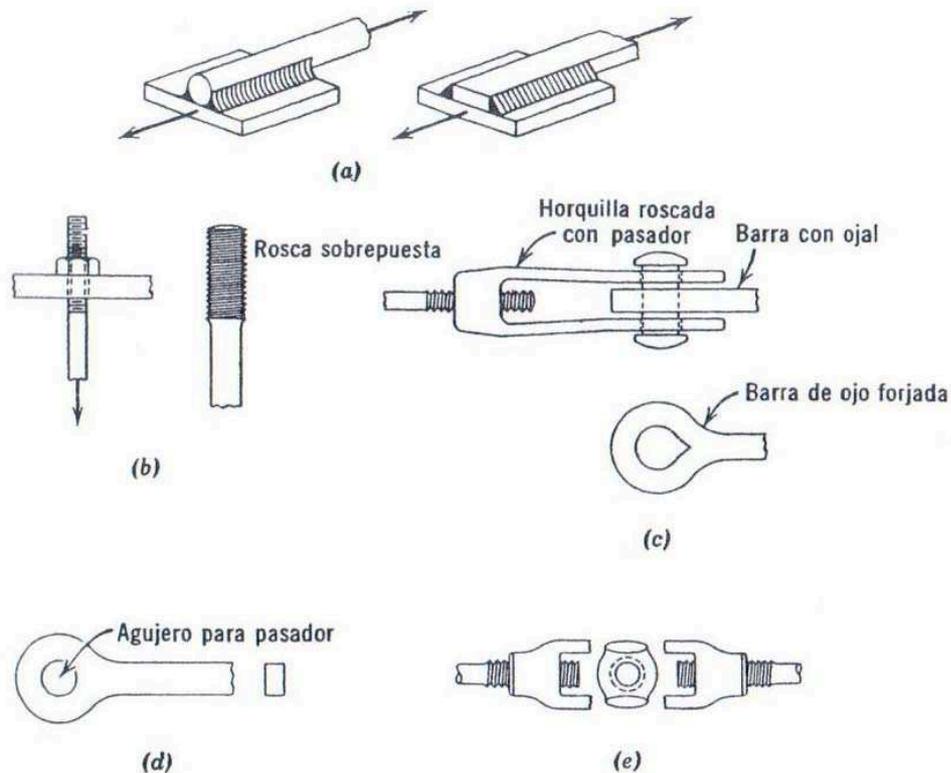


Fig. 1.8: Conexiones para miembros en tensión: a) Conexiones soldadas, b) Conexiones roscadas y atornilladas, c) Horquilla roscada con barra de ojal, d) extremo de una barra ojal, e) Templador⁸

1.3.1.2 Cables:

Son elementos flexibles formados por varios torones, enrollados entre sí.

Un torón es un conjunto de alambres más delgados enrollados entre sí.

Por ende, un cable es una configuración de muchos cables delgados, lo cual le confiere más resistencia que un solo alambre, y más flexibilidad que una barra de igual sección.

Ejemplos de uniones de cables se pueden ver en la Figura 1.9, y las partes de un cable se observan en la Figura 1.10:

⁸ BRESLER, B. "Diseño de Estructuras de Acero", Ed. LIMUSA, México, 1990, pág.292



Fig. 1.9: Ejemplos de uniones de cables⁹

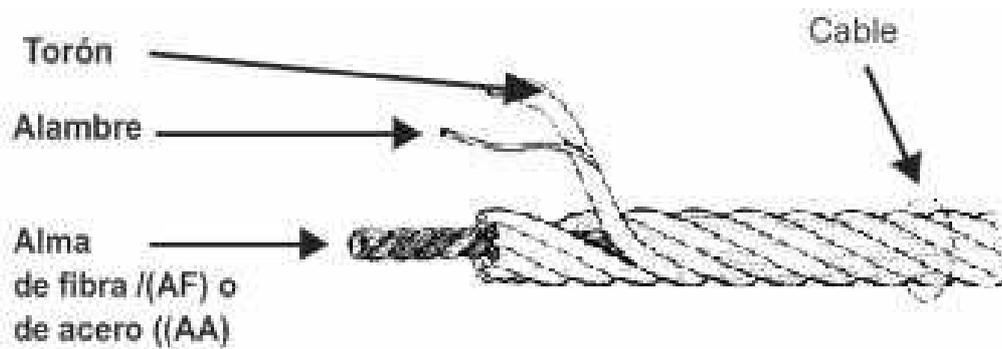


Fig. 1.10: Partes de un cable¹⁰

⁹ <http://proae.com/pics/cable.jpg>

¹⁰ <http://www.cablecentrosac.com/cables.html>

1.3.1.3 Perfiles Laminados

Son colocados en las estructuras, en miembros que se prevé que trabajarán a tensión.

Por lo general se utilizan ángulos, perfiles C y perfiles G, en lugar de perfiles I.

Un extracto de un catálogo de ángulo se presenta en la Figura 1.11, y ejemplos de conexiones de extremo para perfiles se pueden ver en la Figura 1.12.

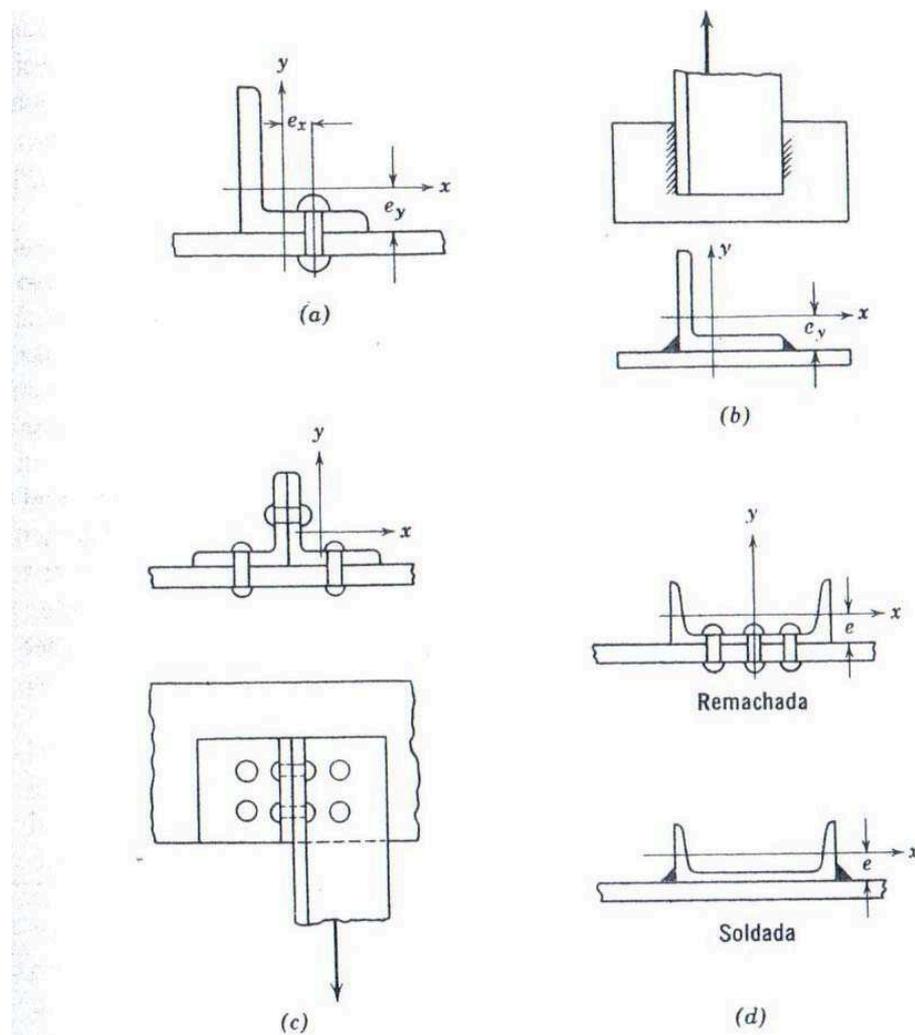
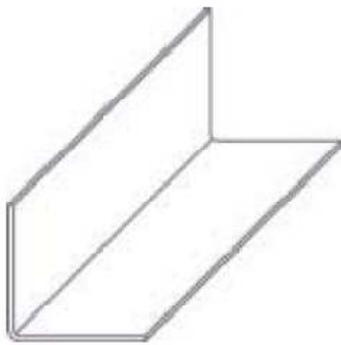


Fig. 1.11: Conexiones de extremo para perfiles: a) Conexión de ángulo remachada o atornillada, b) Conexión de ángulo soldada, c) Conexión con ángulo Auxiliar, d) Conexión de un canal¹¹

¹¹ BRESLER, B. "Diseño de Estructuras de Acero", Ed. LIMUSA, México, 1990, pág.293



■ ESPECIFICACIONES GENERALES

Largo Standard:	6 metros
Recubrimiento:	negro o galvanizado
Espesores:	Desde 1.5 a 10 milímetros
Calidad del Acero:	ASTM A-36
Observaciones:	Otros largos y dimensiones previa consulta
Medidas:	3/4" a 4"

Fig. 1.12: Ángulos de Acero Laminado, Catálogo IPAC¹²

1.3.2 COLUMNAS

Son elementos que transmiten las cargas de compresión. Generalmente son de disposición vertical, y transmiten las cargas de la estructura hacia las cimentaciones.

En estos elementos suele calcularse, además de los esfuerzos de compresión, el efecto del pandeo de la columna.

En la Figura 1.13 se puede observar un ejemplo de columna conjuntamente con su plinto de manera esquemática, y en la Figura 1.14 se puede observar un ejemplo de placa base para columna:

¹² <http://www.ipac-acero.com/ipac/vapn001.html>

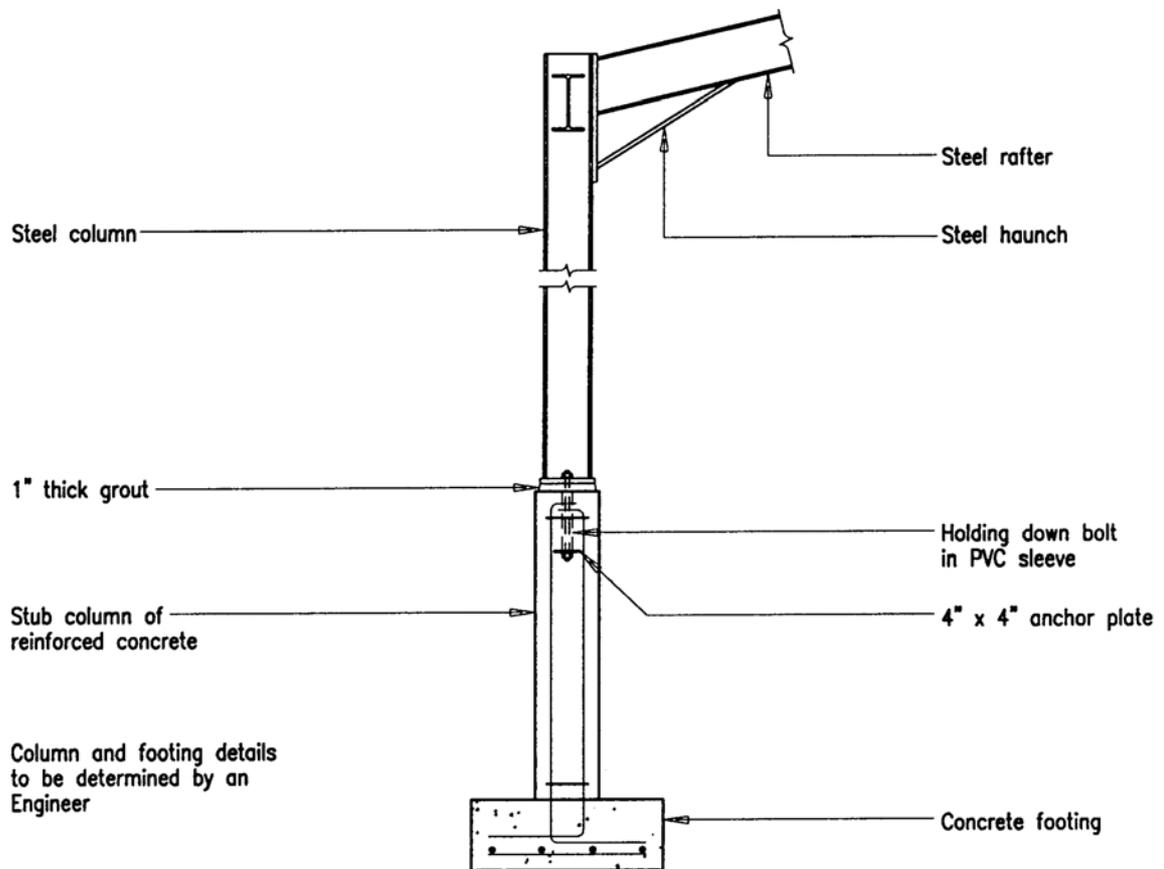


Fig. 1.13: Ejemplo de columna metálica y plinto¹³

¹³ <http://www.oas.org/cdmp/document/codedraw/sectiond.htm>

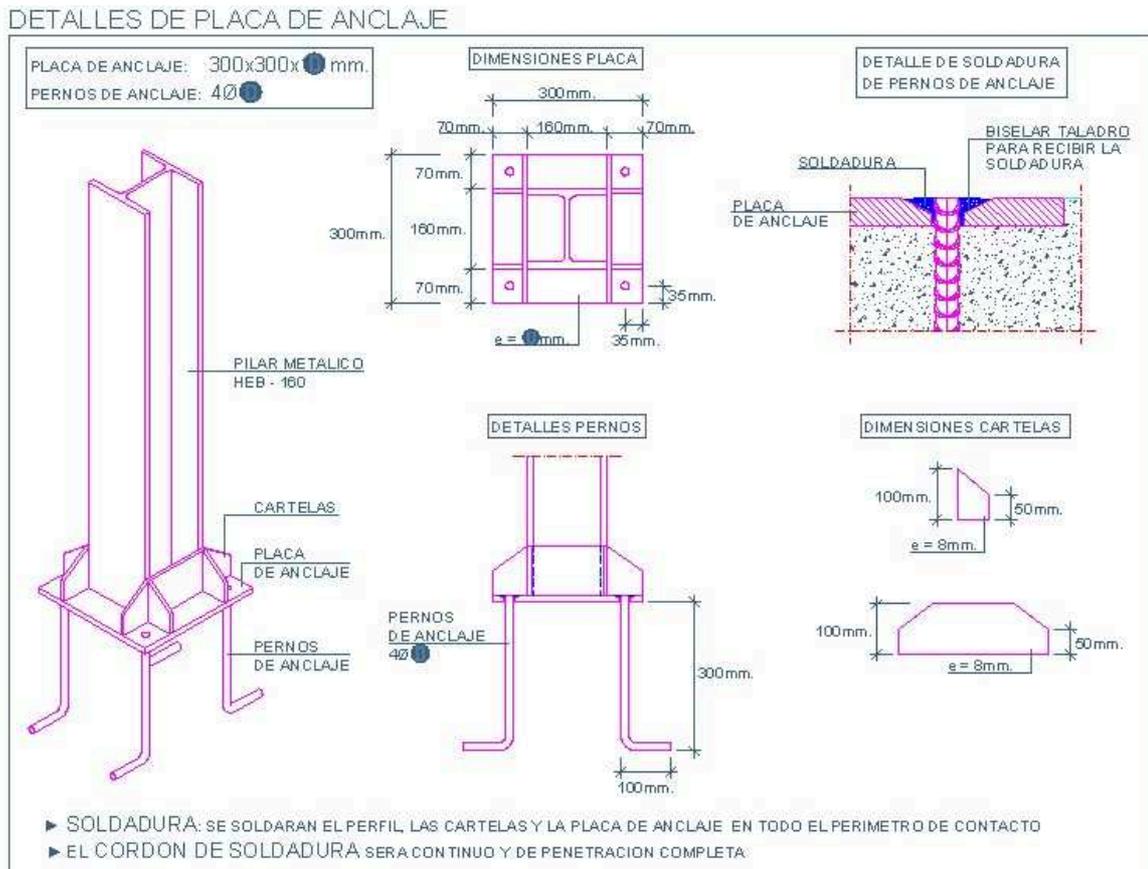


Fig. 1.14: Ejemplo de Detalle de placa base de columna ¹⁴

1.3.3 VIGAS O TRABES

Son elementos que soportan solicitaciones mecánicas a flexión. Generalmente son de disposición horizontal, y transmiten las cargas aplicadas sobre ellas hacia las columnas, o en su defecto, a otras vigas que les sirvan de soporte. Un ejemplo de viga simplemente apoyada se puede observar en la Figura 1.15:

¹⁴ <http://structures24.blogspot.com/2011/04/construction-detail-section-cut-ground.html>

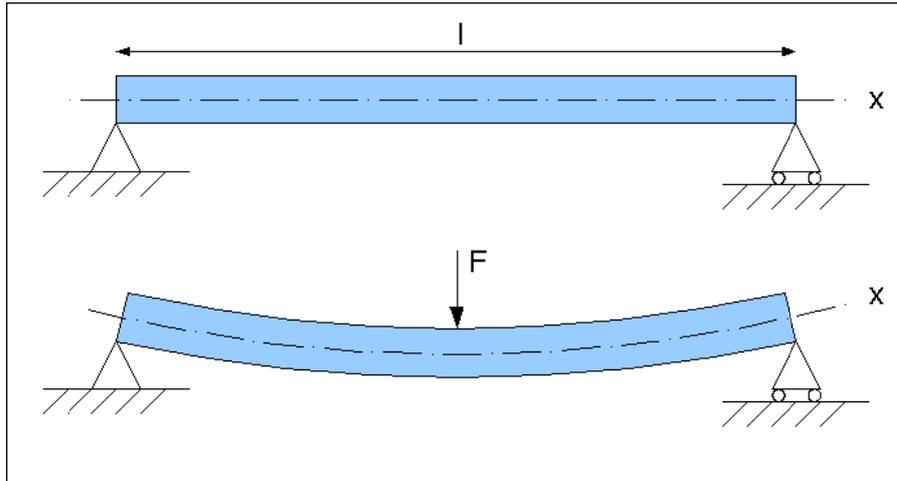


Fig. 1.15: Esquema de Deformación producida por una carga central en una viga simplemente apoyada en sus extremos¹⁵

1.3.4 EJES O FLECHAS

Son elementos que soportan sollicitaciones mecánicas a torsión, esquemáticamente presentado en la Figura 1.16:

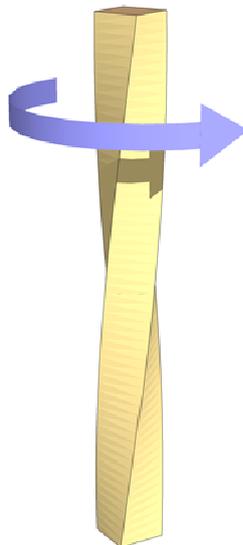


Fig. 1.16: Ejemplo de barra rectangular sometida a torsión¹⁶

¹⁵ <http://webdelprofesor.ula.ve/arquitectura/argicast/publicaciones/Gr%E1ficos%20para%20el%20predimensionado%20de%20estructuras.pdf>

En la práctica, es muy raro que un miembro transmita cargas de un solo tipo, incluso para un elemento horizontal o diagonal a tensión, porque siempre existirá una flexión debida a su propio peso.

La mayoría de los miembros transmiten una combinación de flexión, torsión y compresión o tensión axial. Frecuentemente, cuando el miembro está sometido a cargas combinadas, una de ellas gobierna el diseño, y es la carga predominante.

1.4 PROPIEDADES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES

1.4.1 VENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

Entre las ventajas principales del Acero como material estructural, existen las siguientes:

1.4.1.1 Alta Resistencia por unidad de peso:

Para toda estructura es importante el peso, para el cálculo de las cargas muertas o de peso propio, así como para los costos de material. El acero tiene una alta resistencia por unidad de peso.

Por ejemplo, la resistencia del Acero A-36, que es el más utilizado en estructuras, es de 36000 psi = 36000 lb/pulg² = 36 ksi (2531 kg/cm²), lo que significa que 1 pulg² (6.4516 cm²) puede soportar 36000 libras (16329.3 kg) a tensión, antes de deformarse permanentemente.

1.4.1.2 Uniformidad:

Las propiedades del acero permanecen constantes con el tiempo, a diferencia del concreto reforzado, cuya resistencia aumenta con el tiempo transcurrido desde la fundición.

También es cierto que la fabricación del acero es un proceso más controlado en comparación con la elaboración del concreto. La calidad del acero depende del

¹⁶ http://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:Twisted_bar.png

control de los elementos aleantes durante la fundición, así como del laminado y perfilado, todos estos procesos realizados bajo control en la acería. Por otro lado, la calidad del concreto depende, entre otras cosas, de la calidad del cemento, del agregado, del tiempo de fraguado, del tiempo de espera antes de la fundición, del método y forma de hacer la vibración del concreto, de la ubicación correcta de las varillas de refuerzo, etc. El concreto es el resultado de un trabajo en sitio, con las consecuentes diferencias entre una fundición y otra.

1.4.1.3 Elasticidad:

El acero está más cerca de las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, porque sigue la Ley de Hooke, y se comporta de manera predecible hasta el esfuerzo de fluencia, mientras que en concreto existe mucha incertidumbre con respecto a las propiedades de una sección.

1.4.1.4 Ductilidad:

Es la capacidad de un material de deformarse bajo la acción de una carga, incluso por encima de su límite de fluencia, sin romperse. Esto es particularmente útil en estructuras, ya que se observará una considerable deformación de las secciones y reducción de su área transversal, antes de que éstas se fracturen realmente. En el caso del concreto, su falla es por fractura, lo cual no da tiempo a las personas a evacuar en caso de una falla estructural.

1.4.1.5 Durabilidad:

La durabilidad de las estructuras de acero está directamente ligada al mantenimiento, por lo que, con un mantenimiento adecuado, pueden funcionar indefinidamente. Ejemplos de durabilidad en estructuras metálicas pueden ser la Torre Eiffel (Paris, Francia) construida en el año de 1889 (Figura 1.17), o el Puente Golden Gate (San Francisco, EEUU) construido en el año de 1937 y está emplazado cerca del mar, en un ambiente de alta corrosión debido al agua salada. (Figura 1.18)



Fig. 1.17: Torre Eiffel, París, Francia¹⁷



Fig. 1.18: Puente Golden Gate, San Francisco, EEUU¹⁸

¹⁷ <http://www.visitingdc.com/paris/eiffel-tower-picture.asp>

¹⁸ <http://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:GG-ftpoint-bridge-2.jpg>

1.4.1.6 Versatilidad estética:

El acero puede ser moldeado a infinidad de formas, recubierto con infinidad de colores, y siempre mantener una estética impecable. Es el material preferido por arquitectos y diseñadores por formar estructuras más esbeltas que si fuesen de hormigón, facilitando el ingreso de la luz natural y permitiendo una visual más pura, sin obstrucciones.

Un ejemplo de esto es el Palacio de Cristal, en el parque Itchimbia, en Quito, (Figura 1.19) donde se puede apreciar que las paredes de vidrio permiten el paso de la luz tanto en el día como en la noche.



Fig. 1.19: Palacio de Cristal en Quito¹⁹

1.4.1.7 Grandes Vanos y Luces:

El acero, por tener una relación de resistencia/peso muy alta, es ventajoso para el manejo de estructuras con grandes vanos entre apoyos, como es el caso de puentes colgantes y hangares para aviones.

¹⁹ <http://munleai.org/web/wp-content/uploads/2010/03/itchimbia.jpg>

1.4.2 DESVENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

1.4.2.1 Costo de Mantenimiento:

La mayoría de los aceros estructurales se corroen al estar expuestos libremente al aire, por lo que se debe aplicar pinturas protectoras periódicamente. También se deben proveer a las estructuras de protección contra la corrosión galvánica, que se da por la diferencia de los iones entre dos materiales disímiles.

1.4.2.2 Costo de Protección Contra incendio:

La resistencia del acero se reduce notablemente a temperaturas altas que se alcanzan durante los incendios. Las estructuras de acero deben estar protegidas contra incendios por seguridad, así como para reducir las primas de aseguramiento. De todas formas, es importante recordar que el acero es incombustible, es decir que, de no existir un combustible que arda para generar calor, la estructura no debería llegar a temperaturas excesivas.

Ejemplos de aislamiento contra fuego en columnas se observa en la Figura 1.20:

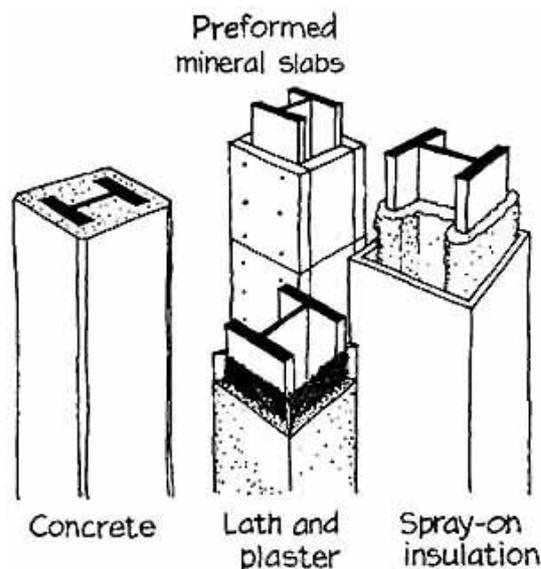


Fig. 1.20: Ejemplo de Aislamiento contra fuego en columnas²⁰

²⁰ <http://www.compactdynamics.com/images/22-19.jpg>

1.4.2.3 Susceptibilidad de Pandeo:

Cuando se utiliza un miembro a compresión, que es muy delgado y largo, se puede dar una falla por pandeo. Cuando se tiene este riesgo, es necesario colocar apoyo lateral. Esto se puede evidenciar en la Figura 1.21.

Por tener el acero una alta resistencia a la compresión, se utilizan en las columnas secciones menores a aquellas que corresponderían en hormigón, lo cual hace los elementos muy esbeltos.

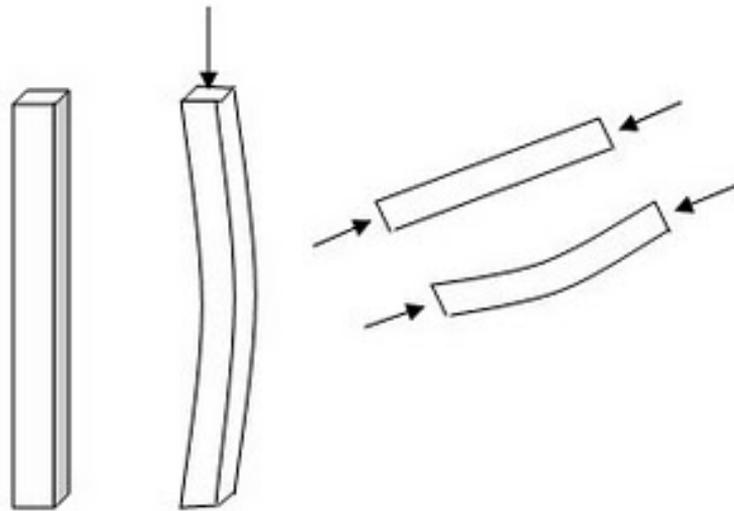


Fig. 1.21: Esquema del pandeo producido por fuerzas de compresión²¹

1.4.3 PROPIEDADES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES

Para definir las propiedades de los aceros estructurales, es necesario comenzar con una breve revisión del diagrama Esfuerzo - Deformación de los materiales.

1.4.3.1 Diagrama Esfuerzo-Deformación

Cuando se somete a un elemento, a una carga de tensión, y se va aumentando esta carga con el tiempo, se puede obtener un diagrama del Esfuerzo vs. Deformación Unitaria.

²¹ <http://tipscasa.blogspot.com/2009/04/pandeo.html>

Esfuerzo es la relación entre la fuerza aplicada y la sección transversal

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

, donde σ = Esfuerzo [fuerza / área] ; [kg/cm²]; [lb/pulg²]

P = Fuerza aplicada [kg]; [lb]

A = Área de la sección transversal [cm²]; [pulg²]

La **Deformación Unitaria** se refiere al cambio de longitud que sufre un elemento, y se expresa en porcentaje de la longitud inicial.

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_i} = \frac{L_f - L_i}{L_i}$$

, donde ϵ = Deformación Unitaria [adimensional] = [cm/cm]

L_f = Longitud final

L_i = Longitud Inicial

Para el caso de los aceros, el diagrama esfuerzo - deformación se tiene 3 zonas:

1.4.3.1.1 Zona elástica:

Es la primera zona, que se encuentra desde el origen del diagrama, donde no existe ni esfuerzo ni deformación, y durante la zona donde la curva es una recta con pendiente constante.

En la zona elástica el material regresa a su longitud inicial una vez retirada la carga, es decir que tiene una propiedad elástica.

El punto más alto sobre la porción de la línea recta del diagrama es llamado "**Límite de Proporcionalidad**", y en esta zona, el material se comporta según la ley de Hooke. .

$$\sigma = E * \epsilon$$

, donde E = Módulo de Elasticidad [fuerza / área] ; [kg/cm²]; [lb/pulg²]

El **Módulo de Elasticidad (E)** es una propiedad mecánica intrínseca del material, y establece la pendiente de la zona elástica del diagrama Esfuerzo-Deformación.

Despejando:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

$$E = \frac{P}{\frac{\Delta L}{L_i}}$$

$$\therefore \Delta L = \frac{P * L_i}{E * A} = \text{alargamiento}$$

, donde $E * A$ = “rigidez axial del elemento”

Para todos los aceros, el módulo de elasticidad es el mismo:

$$E_{\text{acero}} = 2 \times 10^6 \text{ [kg/cm}^2\text{]} = 30 \times 10^5 \text{ [lb/pulg}^2\text{]}$$

El mayor esfuerzo que puede soportar el material sin deformarse permanentemente es conocido como “**Límite Elástico**”. Para la mayor parte de los materiales se toman el límite elástico y el límite de proporcionalidad como uno solo, denominado “**Límite Elástico de Proporcionalidad**”.

1.4.3.1.2 Zona Plástica:

Al aumentar el esfuerzo, se llega al “**Límite de Fluencia**” (**S_y**), donde se comienza a dar un considerable aumento del alargamiento o deformación, sin el consiguiente aumento en el esfuerzo aplicado. Este punto se da cuando la línea tangente a la curva Esfuerzo-Deformación es horizontal por primera vez.

Cuando se diseña un elemento, se procura que los esfuerzos producidos estén siempre debajo del Límite de Fluencia, y este esfuerzo se conoce como el **“Esfuerzo de Trabajo”** (σ_T).

La relación entre el Límite de Fluencia y el Esfuerzo de Trabajo, es conocido como el factor de seguridad.

$$\text{Factor de Seguridad} = F.S. = \frac{S_y}{\sigma_T}$$

Las deformaciones que se dan antes del Límite de Fluencia son conocidas como **“Deformaciones Elásticas”**, ya que el material regresa a su estado inicial una vez retirada la carga.

Las deformaciones que se dan después del Límite de Fluencia son conocidas como **“Deformaciones Plásticas”**, porque el material no regresa a su estado original.

Usualmente el valor de la deformación plástica es entre 10 y 15 veces el valor de la deformación elástica²²

Esta deformación excesiva es una característica deseable en las estructuras, ya que se puede advertir un daño o deformación en la estructura antes de que esta falle catastróficamente, y tomar los correctivos necesarios, o por lo menos evacuar el edificio.

1.4.3.1.3 Zona de Endurecimiento:

Al aumentar la deformación por encima del Límite de fluencia, existe una zona donde es necesario aplicar un esfuerzo adicional para continuar con las deformaciones. Esta es la zona de “Endurecimiento por Deformación” o “Acritud”.

El esfuerzo seguirá aumentando hasta el que corresponde al punto más alto de la curva.

²² Mc CORMAC, (1972) “Diseño de Estructuras Metálicas”, Representaciones y Servicios de Ingeniería, Segunda Edición, México, pág. 16

Las deformaciones totales son de entre 150 y 200 veces la deformación elástica.

Después del Esfuerzo Último de tensión, la curva comienza a descender. Esto significa que la deformación aumenta incluso con un esfuerzo menor al esfuerzo último de tensión. Cuando esto ocurre, se da un estrechamiento en el material, formando una garganta.

Finalmente el material se separa o rompe, en el “**Punto de Ruptura**” (σ_R)

El área bajo la curva esfuerzo deformación es energía, conocida como “**Tenacidad**”, que no es más que la resistencia a la fatiga que tiene el material.

De estas zonas y puntos importantes se puede elaborar el Diagrama Esfuerzo-Deformación, tal como se ve esquemáticamente en la Figura 1.22

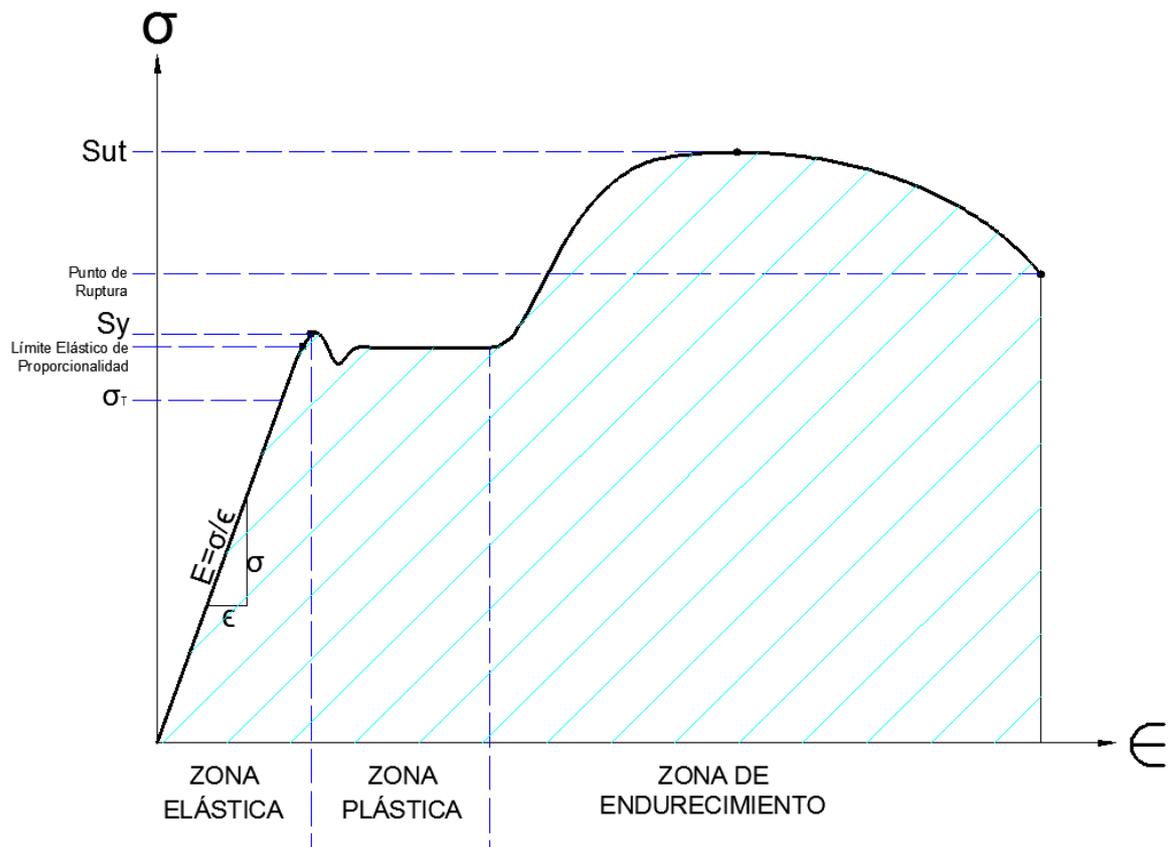


Fig. 1.22: Diagrama Esfuerzo-Deformación de materiales dúctiles (fuente propia)

1.5 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES DE ACERO

Los puentes de acero pueden subdividirse según:

- 1) Paso
- 2) Tipo de Estructura utilizada.

1.5.1 PUENTES SEGÚN EL PASO:

1.5.1.1 Puentes de Paso Inferior:

Los puentes de paso inferior son aquellos en los que, al atravesarlos, se puede observar el arriostramiento lateral superior de las armaduras. En este sistema el piso del puente está apoyado sobre vigas de piso que corren bajo el pavimento y entre las juntas de las cuerdas inferiores de las armaduras.

Un ejemplos de este tipo de puentes es el Puente sobre el Río Chiche, en Puenbo, que se ve en la Figura 1.23:



Fig. 1.23: Puente sobre el Río Chiche, Puenbo, Ecuador²³

²³ Foto propia, Puente sobre el Río Chiche, Puenbo, Ecuador. Año 2011

1.5.1.2 Puentes de Paso Superior:

En este tipo de puentes se coloca el camino en la parte superior de las armaduras o traveses.

Existen algunas ventajas de los puentes de paso superior sobre los puentes de paso inferior, entre las cuales están:

- Existe un espacio vertical ilimitado para el paso de automotores
- Hay posibilidad de expansión futura
- Las armaduras o traveses inferiores pueden colocarse muy cerca entre sí, disminuyendo los momentos laterales en el sistema de piso.
- Los sistemas del piso son más sencillos, y puede reducirse además las dimensiones de estribos y viguetas bajo el pavimento.
- Tienen una apariencia más agradable para el usuario, ya que no se encuentra encerrado entre las armaduras al atravesar el puente, sino que tiene una visión no obstruida.

Un ejemplos de este tipo de puentes se observa en la Figura 1.24:

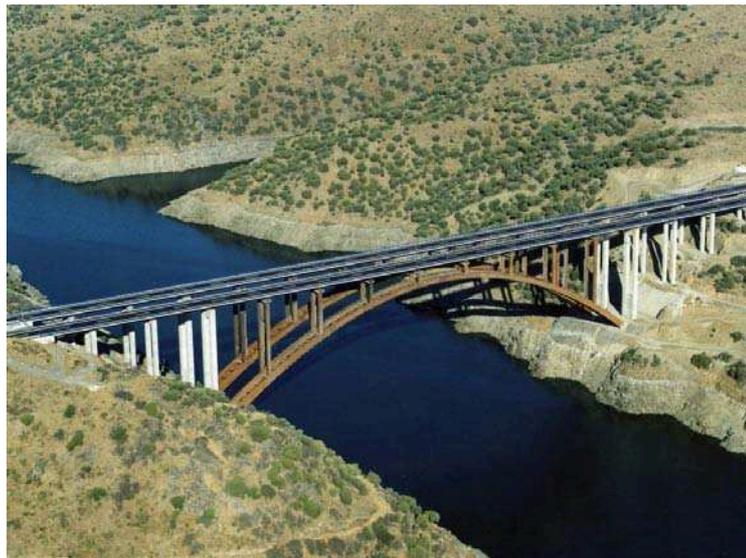


Fig. 1.24: Puente “Arcos de Alconétar”, Alcántara, España²⁴

²⁴ <http://www.eipsa.net/documentos/imagenes/411.jpg>

1.5.1.3 Puentes de Paso A Través:

En estos puentes la calzada queda entre las cuerdas superior e inferior, y no existe espacio para el contraventeo en la parte superior. Son puentes que están poco a poco cayendo en desuso.

1.5.2 PUENTES SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA UTILIZADA:

1.5.2.1 Puentes de Viguetas Simplemente Apoyadas:

En este tipo de puentes, la calzada o losa de concreto está colocada en la parte superior de vigas de patín ancho. Es un tipo de construcción muy sencilla y económica en claros de hasta 24.36m (80 pies) para puentes carreteros, y de hasta 15.25 m (50 pies) para puentes de ferrocarril.

En las norma de la AASHO se especifican relaciones peralte-claro de entre 1/15 y 1/25.²⁵

Los puentes carreteros son utilizados con las vigas de acero y las losas de concreto actuando en colaboración, con lo que se han construido económicamente hasta claros de 36.57m (120 pies)

1.5.2.2 Puentes con Trabe de Alma llena:

Se denominan “Trabes” a las vigas de alma llena, con peraltes muy grandes con relación su ancho, es decir que el alma es mucho mayor que los patines de ésta.

En general los trabes de alma llena son utilizados para puentes ferroviarios hasta 39.62m (130 pies) y puentes carreteros hasta 45.72m (150 pies).

Las ventajas de este tipo de puentes son su fácil transporte por carretera, hasta una altura de alma de 3.65 m, además de que su fabricación es más rápida que las armaduras.

²⁵ Mc CORMAC, “Diseño de Estructuras Metálicas”, Representaciones y Servicios de Ingeniería, Segunda Edición, México, 1972, pág. 450.

El peralte de las trabes armadas de alma llena varía entre $1/6$ y $1/15$ de su claro, siendo los valores promedio entre $1/10$ y $1/12$

1.5.2.3 Puentes de Armadura para claros medianos y Armadura subdivididas

A medida que aumentan los claros de los puentes, las armaduras comienzan a competir, ya que el aumento en los costos de fabricación es menor que el aumento en el costo de materiales. Para claros de 45.72 a 61 m (150 a 200 pies) las armaduras son razonablemente económicas.

Las armaduras más utilizadas para puentes se pueden observar en la Figura 1.25, y son:

1.5.2.3.1 Puentes con armaduras tipo Pratt:

El las armaduras tipo Pratt se tiene la ventaja de que todas las diagonales funcionan a tensión cuando soportan cargas muertas, aunque las diagonales externas están sometidas a compresión.

1.5.2.3.2 Puentes con armaduras tipo Warren:

Las armaduras tipo Warren son consideradas más atractivas que las tipo Pratt, por lo que se suelen preferir a estas últimas para los mismos claros, y de preferencia con tablero superior por ser más económicas cuando se utilizan así.

1.5.2.3.3 Puentes con armaduras tipo Parker o “Lomo de Camello”

Cuando se analizan los diagramas de momentos de una viga simplemente apoyada, se puede constatar que los momentos mayores se dan en el centro, por lo que sería conveniente aumentar la sección resistiva de la estructura conforme aumenta su momento. Es por esto que las armaduras tipo Parker, de altura variable, son más económicas que las Pratt y Warren para claros mayores de 54.8 a 61m (180 a 200 pies).

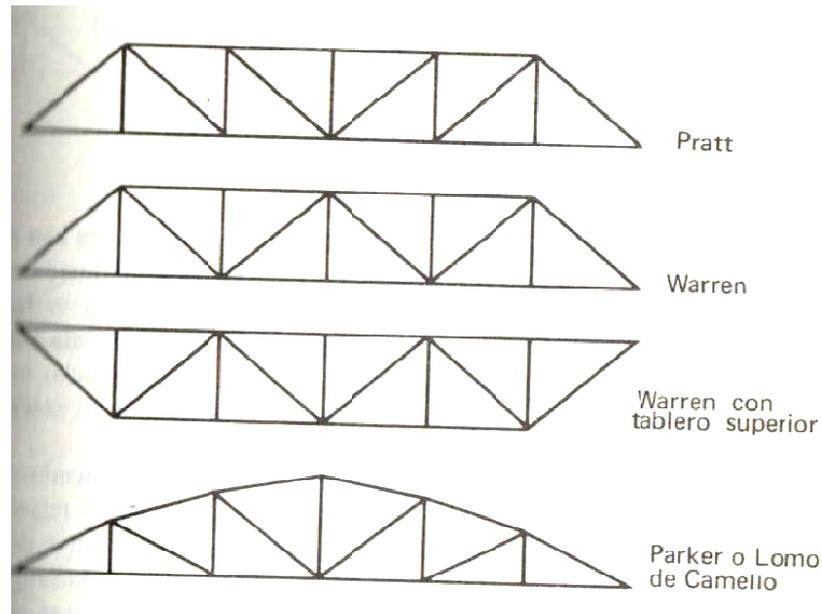


Fig. 1.25: Armaduras para puentes²⁶

Los diversos estudios económicos para las armaduras en puentes determinan que las relaciones entre peralte a claro deberían variar de $1/5$ a $1/8$, y el ángulo de las diagonales más cercano a 45° . Si se siguieran estas recomendaciones para tramos mayores a 91.44m (300 pies) los peraltes resultarían excesivos, y los elementos diagonales resultan muy largos y esbeltos con los tipos de armaduras anteriores.

Para mejorar el apoyo lateral de los elementos diagonales, se han desarrollado las armaduras de los siguientes tipos:

1.5.2.3.4 Puentes con armaduras tipo Baltimore (o Pratt Subdividida)

Para este tipo de armadura, se hacen subdivisiones en una armadura Pratt, para apoyar lateralmente a los elementos diagonales, tal como se puede apreciar en la Figura 1.26.

Igualmente, a claros mayores suele ser más conveniente utilizar armaduras cuyo peralte aumente conforme a los momentos. Para este caso, la armadura Baltimore toma el nombre de armadura Pennsylvania o armadura Petit.

²⁶ Mc CORMAC, "Diseño de Estructuras Metálicas", Representaciones y Servicios de Ingeniería, Segunda Edición, México, 1972, pág. 453.

1.5.2.3.5 Puentes con armaduras tipo Baltimore (o Pratt Subdividida)

Las subdivisiones tienen sus desventajas, como son el aumento en precio por el gran número de conexiones, y su estética menos atractiva.

Una armadura que cumple los objetivos de menor peso y menos complicación en conexiones es la armadura tipo "K", que alcanzan un límite económico para un solo claro alrededor de los 182.88m (600 pies).

Estos tipos de armaduras se pueden observar en la Figura 1.26.

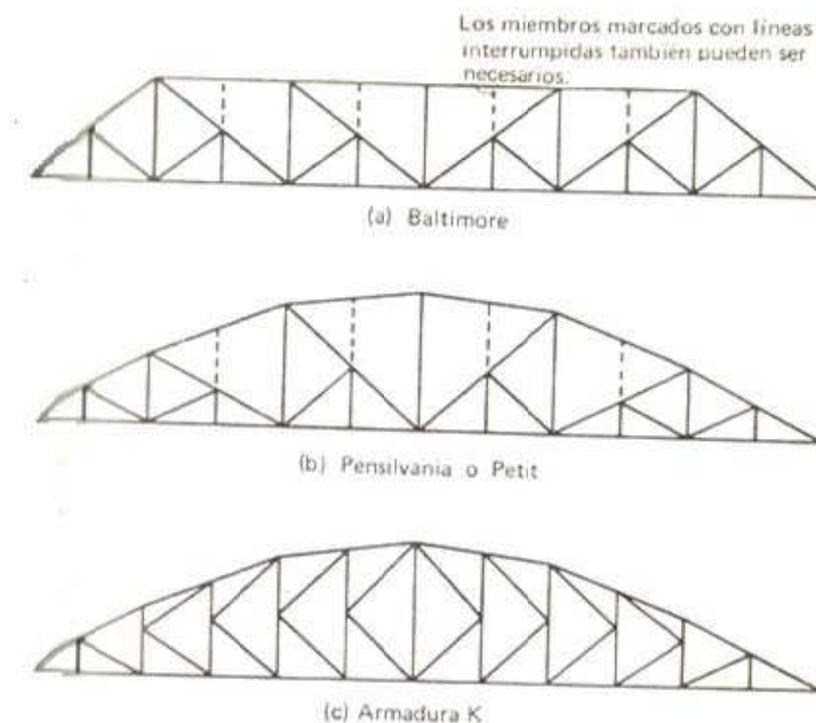


Fig. 1.26: Armaduras con subdivisiones para puentes ²⁷

1.5.2.4 Puentes de Arco de Acero

El arco es un tipo de estructura que, ante la acción de cargas verticales, tiende a producir reacciones horizontales convergentes, por lo que el arco tiende a aplastarse y abrirse. Por esta razón, los apoyos deben proporcionar grandes reacciones hacia adentro, o convergentes.

²⁷ Mc CORMAC, "Diseño de Estructuras Metálicas", Representaciones y Servicios de Ingeniería, Segunda Edición, México, 1972, pág. 453.

Las reacciones horizontales y verticales en los apoyos, generan una resultante en dirección del perfil del arco, es decir que producen un efecto de compresión en el arco. Es posible construir un arco de forma parabólica, que cuando sea cargado con una carga uniforme, no tenga momento de flexión.

Existen muchos tipos de arcos de acero, como se puede ver en la Figura 1.27, entre los cuales están:

- De tres articulaciones
- De una articulación (en desuso)
- De dos articulaciones
- Empotrados,
- De nervaduras de alma llena
- De tirantes
- De arco en celosía con cuerdas paralelas
- De arco de celosía con cuerda superior horizontal.

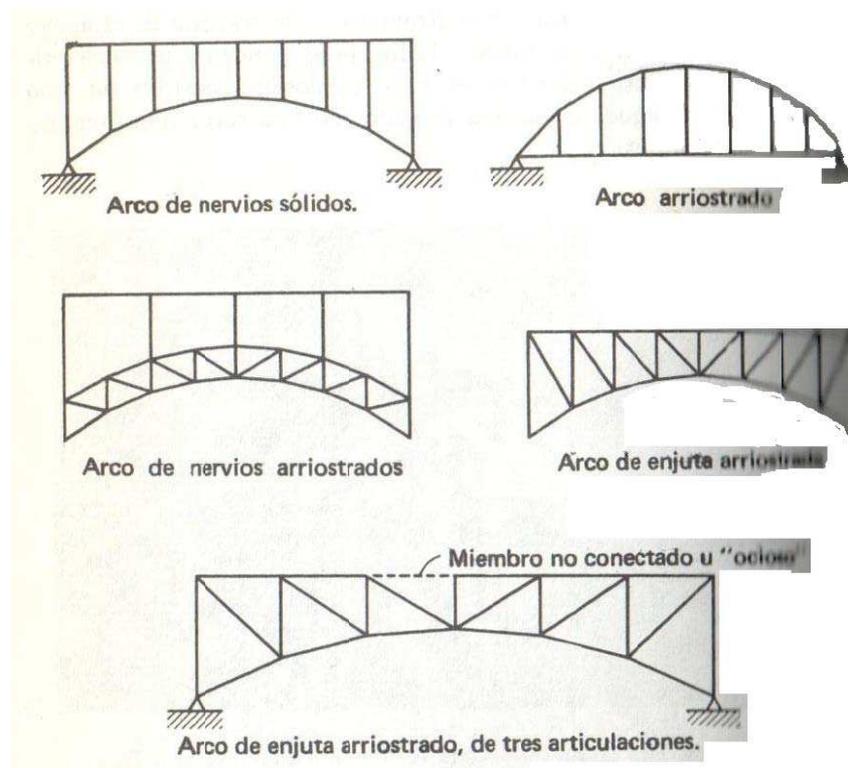


Fig. 1.27: Puentes de Arco de Acero²⁸

²⁸ Mc CORMAC, "Diseño de Estructuras Metálicas", Representaciones y Servicios de Ingeniería, Segunda Edición, México, 1972, pág. 462

Un ejemplo de este tipo de puentes es el Puente Lupu, en Shanghai, China, que tiene un claro total de 550 m, una longitud total de 3900 m, con un costo total de 302 millones de dólares, y fue completado en el año 2003, que se observa en la Figura 1.28:



Fig. 1.28: Puente de Arco: Puente Lupu en Shanghai, China²⁹

1.5.2.5 Puentes colgantes:

Se llaman así porque el puente está suspendido de los cables, que a su vez pasan por las torres y están anclados en los extremos del puente. Tienen también una armadura atiesadora, que refuerza al cable contra la vibración producida por las cargas vivas, y lo mantiene en su forma normal.

La ventaja de los puentes colgantes es que el peso de la estructura es enteramente soportado por los cables. Esto se logra llevando las cargas hacia la estructura atiesadora, que lleva a su vez las cargas a los cables colgantes o pendolones, y luego al cable principal.

²⁹ <http://www.arqhys.com/articulos/puente-lupu-shanghai.html>

Una gran parte de las cargas vivas es llevada por los pendolones al cable principal, por lo que el momento flexionante que tiene que soportar la armadura es mucho menor.

La mayor parte de la carga en un puente colgante es soportada por el cable principal en tensión, que es un método más sencillo y económico de todos.

Los puentes colgantes son económicos para claros de 121.9 a 3048m (400a 10000 pies).

Actualmente, el puente colgante más largo del mundo es el de Akashi-Akaikyo, que une las ciudades de Kobe y Naruto, en Japón, y tiene una longitud de 1991m, que se puede ver en la Figura 1.29.

Su costo estimado es de 5 billones de dólares y circulan aproximadamente 23,000 vehículos por día. Está diseñado para resistir vientos de hasta 300 km/h y terremotos de 8.5 en la escala de Richter.



Fig. 1.29: Puente Colgante: Akashi-Akaikyo en Kobe, Japón³⁰

³⁰ <http://sobrecuriosidades.com/2011/02/04/akashi-kaikyo-el-puente-mas-largo-del-mundo/>

CAPÍTULO 2: MANUAL DE CONSTRUCCIÓN EN ACERO DE LA A.I.S.C.

2.1 INTRODUCCIÓN

El Instituto Americano de Construcción en Acero, A.I.S.C. por sus siglas en Inglés: American Institute of Steel Construction; fue fundado en 1921, y es una organización sin fines de lucro, encargada de elaborar especificaciones técnicas y fomentar el desarrollo de la industria de la construcción en acero en los Estado Unidos.

Los objetivos del Instituto son los de mejorar y difundir el uso del acero estructural a través de investigaciones y estudios de ingeniería, para elaborar diseños cada vez más eficientes y económicos. También desarrolla programas para el mejoramiento y control de la calidad de los productos.

Para cumplir con estos objetivos el instituto publica manuales, especificaciones, y documentos técnicos. Mejor conocidos como el “Manual de Construcción en Acero” (Manual of Steel Construction), que es reconocido globalmente y ocupa un sitio de respeto dentro de la literatura técnica de Estructuras Metálicas. El primer Manual de la Construcción en Acero de la A.I.S.C. fue publicado en 1926.

2.2 CÓDIGO A.I.S.C.: CONCEPTO FUNDAMENTAL SEGÚN A.S.D. (ALLOWABLE STRESS DESIGN)

El Diseño por Esfuerzos Permisibles consiste en comparar los esfuerzos resultantes del análisis de efectos por parte de las cargas en la estructura, contra los esfuerzos permisibles contenidos en la especificación del código de la A.I.S.C.

2.2.1 FACTOR DE SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.

El Factor de Seguridad básico en el diseño por esfuerzos permisibles se utiliza para contrarrestar las incertidumbres en el diseño. Se dan estas incertidumbres porque para simplificar los cálculos se hacen algunas presunciones, así como se usan de esfuerzos calculados nominales o promedios como base para los métodos manuales de análisis.

Una definición racional del Factor de Seguridad sería el relacionar la resistencia calculada **S** de una estructura, respecto de la carga interna calculada **R** de la estructura, es decir:

$$n = \frac{S}{R}$$

Existen incertidumbres en ambos miembros de la ecuación, que causan desviaciones de los valores probables respecto a los valores calculados.

Existen dudas en los mecanismos de falla de la estructura, en los procesos de manufactura, en las propiedades del material, etc, haciendo necesario utilizar la Resistencia más baja probable \bar{S} del material.

También existen incertidumbres en las condiciones de funcionamiento reales de la estructura, cargas no contempladas con precisión, mala utilización de la estructura o sobrecarga, etc, haciendo necesario utilizar la Carga más alta probable \bar{R} durante su funcionamiento.

Así, la resistencia más baja probable puede considerarse como la resistencia calculada menos una desviación de resistencia:

$$\bar{S} = S - \Delta S$$

La carga más alta probable puede considerarse como la carga calculada más una desviación de la carga:

$$\bar{R} = R + \Delta R$$

Para evitar que una estructura falle, el valor de la Resistencia más baja Probable debe ser siempre mayor o al menos igual a la de la Carga más alta probable:

$$\bar{S} \geq \bar{R}$$

$$S - \Delta S \geq R + \Delta R$$

$$S\left(1 - \frac{\Delta S}{S}\right) \geq R\left(1 + \frac{\Delta R}{R}\right)$$

Es decir, el factor de seguridad n resulta:

$$n = \frac{S}{R} = \frac{1 + \frac{\Delta R}{R}}{1 - \frac{\Delta S}{S}}$$

Suponiendo que los valores de las desviaciones de resistencia y cargas están por el orden del 25%, el factor de seguridad mínimo resulta ser:

$$n = \frac{1 + 0.25}{1 - 0.25} = \frac{1.25}{0.75} = 1.67$$

Por lo tanto, el factor de Seguridad Mínimo o Elemental es de $n = 1.6666$

El porcentaje de desviaciones adoptado es de difícil cuantificación, por lo cual se fija el 25%.

Por el lado de la resistencia, se considera al mecanismo de falla. Se conoce que los resultados de la teoría clásica de elasticidad son a menudo erróneos, ya que los elementos se comportan inelásticamente antes de la falla. Más aun, existen otros mecanismos de falla, como son:

- Flujo plástico gradual hasta llegar al colapso
- Pandeo general o local (que puede ser repentino o gradual)
- Fractura Frágil

La resistencia última de la estructura depende además de la rigidez de las conexiones y la rigidez de los elementos adyacentes como muros, paredes, techos, etc, cuyos efectos son difíciles de estimar. Además se considera que, aunque existe un alto control de calidad en las acerías, el Límite de Fluencia de un acero nunca será exacto.

En estructuras soldadas la presencia de concentraciones de esfuerzos y esfuerzos residuales, en combinación con bajas temperaturas, puede causar fallas en lugares inesperados, lejos de la junta soldada.

También contribuyen a esta reducción en la resistencia del material las incertidumbres con respecto a la mano de obra defectuosa y corrosión.

Por el lado de las Cargas, existen un gran número de incertidumbres. La carga con menos incertidumbres es la carga por peso propio, aunque existen variaciones de hasta el 10% en su estimación y distribución, y en condiciones adversas se ha observado mayores desviaciones.

Las variaciones de las cargas vivas dependen en gran medida del tipo de estructura. Así, las cargas de puentes para caminos y autopistas dependen de la densidad de tráfico, de cambios en el tipo de vehículos en un futuro, así como de la naturaleza del tráfico.

En edificios y plantas industriales la estimación de las cargas es más certera, mientras que en edificios para almacenamiento y vivienda existe gran variación. La práctica convencional es considerar una carga estática equivalente, aunque esto no considera el tipo de impulso dinámico, las características de respuesta de la estructura, ni la frecuencia y número de repetición de los ciclos que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura para evaluar los efectos de fatiga.

Las cargas convencionales de viento no siempre corresponden a la realidad. Si una estructura está calculada para resistir vientos de 100km/h, equivalente a una presión de 98 kg/m², pero en estructuras aisladas se pueden producir vientos de 150 o 160 km/h, con ráfagas de hasta 240 km/h ³¹. Además en la práctica no se suele tomar en cuenta el efecto de succión que produce el viento en la cara no expuesta al viento, que se suma a la carga del viento.

Por otro lado, existen incertidumbres de las cargas debido a las condiciones de servicio, es decir los asentamientos de las cimentaciones, cambios extremos de la temperatura, efectos secundarios por la deflexión, torsión y rigidez parcial de las conexiones.

³¹ BRESLER, B. "Diseño de Estructuras de Acero", Ed. LIMUSA, México, 1990, pág.44

2.2.2 NOMENCLATURA DE LA A.I.S.C.

La nomenclatura del Manual de la Construcción en Acero difiere de la nomenclatura utilizada tradicionalmente en la resistencia de materiales, y su forma de trabajo es diferente.

En la normativa A.I.S.C., el “**Esfuerzo de Trabajo**”(f) está denominado con la letra *f*, e indicada con un subíndice para cada uno de los 4 tipos de esfuerzos, así:

$f_t = \text{Esfuerzo de tensión}$

$f_a = \text{Esfuerzo de compresión}$

$f_v = \text{Esfuerzo de corte}$

$f_b = \text{Esfuerzo de flexión}$

Cuando se analiza el Factor de Seguridad,

$$\text{Factor de Seguridad} = F.S. = \frac{S_y}{\sigma_T}$$

puede apreciarse que está directamente relacionado con el Límite de Fluencia (S_y) del material y el Esfuerzo de Trabajo (σ_T).

En lugar de manejar el Factor de Seguridad directamente sobre el Límite de fluencia, se encuentra el “**Esfuerzo Permisible**” (**F**), definido como:

$$\text{Esfuerzo Permisible} = \frac{\text{Resistencia}}{\text{Factor de Seguridad}} = \frac{S_y}{F.S.} = F$$

Este Esfuerzo Permisible se refiere a cualquiera de los 4 tipos de esfuerzos:

$F_t = \text{Esfuerzo Permisible a tensión}$

$F_a = \text{Esfuerzo Permisible a compresión}$

$F_v = \text{Esfuerzo Permisible a corte}$

$F_b = \text{Esfuerzo Permisible a flexión}$

Cada uno de estos Esfuerzos Permisibles tienen diferentes formas de cálculo, para cada tipo de esfuerzo, tipo de sección del elemento, material, etc, y ésta es la base de la Especificación de Diseño por Esfuerzos Permisibles (Allowable Stress Design A.S.D)

El Factor de Seguridad Mínimo o Elemental ($n=1.6666$) está traducido en la normativa como una relación del Esfuerzo permisible con el Límite de Fluencia.

$$n = 1.67 = \frac{Sy}{F}$$

Despejando el esfuerzo permisible F

$$F = \frac{Sy}{1.67} = 0.60 * Sy$$

Como se verá más adelante, este es el esfuerzo permisible recomendado por la A.I.S.C para algunos elementos.

En el método de cálculo A.S.D, se considera que ante ciertas situaciones, se reduce la capacidad del material para resistir los esfuerzos, es decir, se presume que el esfuerzo que el material puede soportar es menor que el límite de fluencia.

Debido a esto, el Esfuerzo de Trabajo deberá ser siempre menor al Esfuerzo Permissible

$$f \leq F$$

Con esta desigualdad se puede relacionar al Esfuerzo de Trabajo respecto del Esfuerzo Permissible, resultando un “**Índice de Trabajo del Elemento**” (*I*)

$$I = \frac{f}{F} \leq 1.0$$

El índice de trabajo de un elemento debe ser siempre menor a la unidad (1.0), para cada uno de los tipos de esfuerzo:

$$I_t = \frac{f_t}{F_t} = \text{Índice de Trabajo a Tensión}$$

$$I_a = \frac{f_a}{F_a} = \text{Indice de Trabajo a Compresión}$$

$$I_v = \frac{f_v}{F_v} = \text{Indice de Trabajo a Corte}$$

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} = \text{Indice de Trabajo a Flexión}$$

Cuando un elemento está sometido a estados combinados de carga (tensión+flexión, compresión + flexión, corte+ flexión, etc) el Índice de Trabajo del elemento es la suma de sus Índices de Trabajo parciales, y debe seguir siendo menor a la unidad (1.0), por ejemplo.

$$I_t + I_b \leq 1.0$$

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

2.3 CRITERIOS DE DISEÑO Y FÓRMULAS PARA CÁLCULO Y SELECCIÓN DE LOS DIFERENTES MIEMBROS

Los diferentes miembros que forman parte de una estructura se están sujetos a diferentes cargas, y cada uno de ellos está regido por formas diferente de falla. Es por esto, que se debe analizar cada caso en particular para determinar las condiciones que afectan su funcionamiento y dimensionamiento.

2.3.1 ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

Los miembros esbeltos que trabajan a compresión fallan, no por su esfuerzo a compresión, sino por inestabilidad cuando la carga axial aplicada a éstos es superior a una carga crítica.

Si se considera una viga – columna, de longitud L, con una carga axial P y una carga transversal W, actuando en la mitad de la longitud, como se observa en la Figura 2.1.

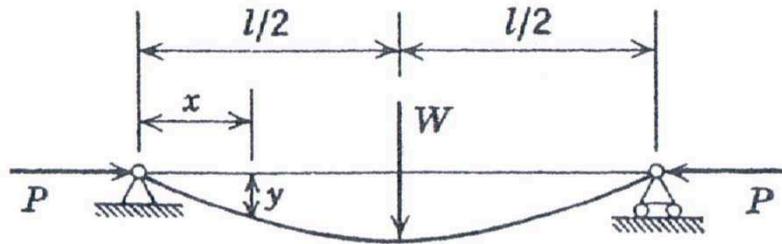


Fig. 2.1: Diagrama de cuerpo libre de elemento a compresión que se deforma por pandeo³²

El comportamiento de este elemento se da según las condiciones de equilibrio:

$$M_x = \frac{W}{2} + P * y$$

$$M_x = -\frac{1}{\rho} * E * I = -E * I * \frac{d^2y}{dx^2}$$

Por lo que la ecuación diferencial resultante es:

$$E * I * \frac{d^2y}{dx^2} + P * y + \frac{W}{2} = 0$$

Y la solución es:

$$y = \frac{1}{2} \frac{W}{P} * x * \left[\frac{\text{sen}(\alpha * x)}{\alpha * x * \cos(\alpha * L/2)} - 1 \right]$$

donde $\alpha = \sqrt{\frac{P}{E * I}}$

E= Módulo de elasticidad del material,

I= Momento de inercia de la sección transversal

La condición para la cual la deformación es infinita corresponde a $\cos(\alpha * \frac{L}{2}) = 0$

³² BRESLER, B. "Diseño de Estructuras de Acero", Ed. LIMUSA, México, 1990, pág.406

Esto se da aún cuando la fuerza W aplicada sea muy pequeña, porque la expresión tiende al infinito. Ésta situación corresponde a la inestabilidad, ya que ante una pequeñísima fuerza W aplicada, la columna se pandeará.

$$\alpha * \frac{L}{2} = \frac{\pi}{2}$$

$$\alpha = \left(\frac{P}{E * I} \right)^{1/2} = \frac{\pi}{L}$$

Despejando P :

$$P = P_{crítica} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

que es la carga crítica para un miembro esbelto a compresión.

2.3.1.1 Pandeo Elástico de Miembros Prismáticos cargados axialmente

La carga crítica es válida para los miembros prismáticos rectos, idealizados según las siguientes hipótesis:

- a) El material es linealmente elástico y no excede en ningún caso el esfuerzo de su límite de proporcionalidad
- b) El módulo elástico del material es el mismo en compresión y en tensión
- c) El material es perfectamente homogéneo e isotrópico
- d) El miembro es perfectamente recto en un principio, y la aplicación de la carga axial se da concéntricamente en el centroide de su sección transversal
- e) Los extremos del miembro son articulaciones perfectas sin fricción, soportados de tal forma que su acortamiento no está restringido
- f) La sección del miembro no se tuerce y no tiene pandeos locales
- g) El miembro carece de esfuerzos residuales
- h) Puede utilizarse la aproximación de deformaciones infinitesimales para definir la curvatura del eje deformado de la columna.

Para una columna ideal, el esfuerzo axial puede definirse como $\sigma = \frac{P}{A}$, por lo que el esfuerzo crítico f_{cr} puede definirse:

$$f_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{L^2 A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

donde: r = radio de giro mínimo de la sección transversal = $\sqrt{I/A}$

Esta ecuación es conocida como la “Fórmula de Euler”, en honor al matemático suizo Euler, quien obtuvo la expresión para la carga crítica P_{cr} , la cual define al esfuerzo crítico como función del módulo elástico E y de la **esbeltez** $(L/r) = \lambda$ de la columna, que es una característica geométrica adimensional de la columna ideal.

Para el caso del acero, la fórmula de Euler genera la Figura 2.2:

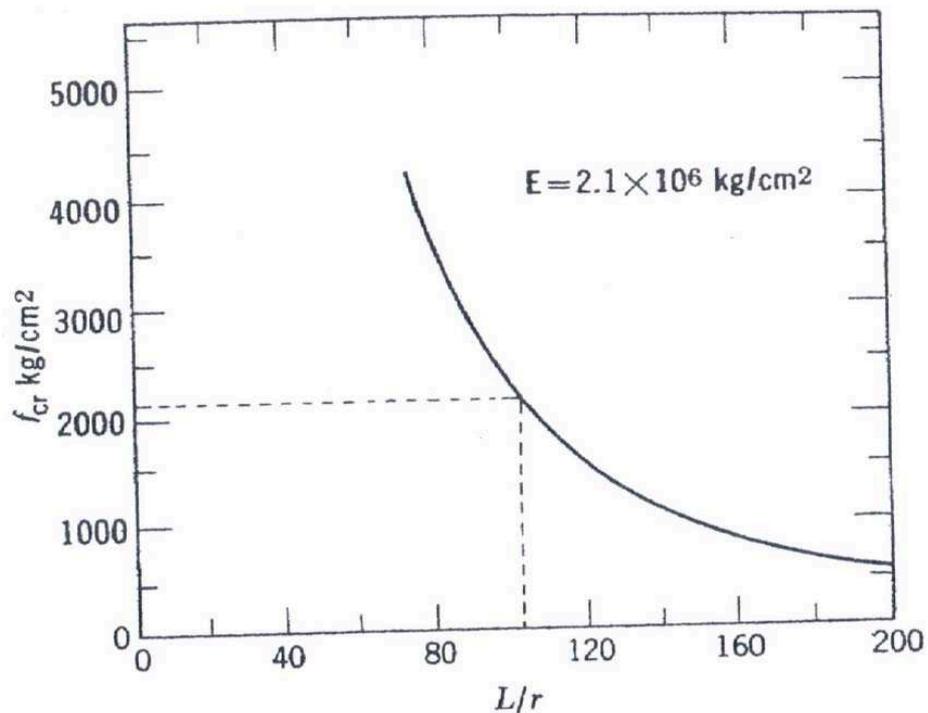


Fig. 2.2: Diagrama de Euler para el Acero (f_{cr} vs. λ)³³

Los experimentos realizados indican que este comportamiento se da por encima de valores de 100 o 120 para L/r , cuando las columnas son más esbeltas, mientras que por debajo de estos valores los resultados difieren de los valores calculados con la fórmula de Euler, principalmente porque los esfuerzos locales exceden el límite de proporcionalidad del material.

³³BRESLER, B. “Diseño de Estructuras de Acero”, Ed. LIMUSA, México, 1990, pág.409

2.3.1.2 Pandeo Inelástico de Miembros Prismáticos cargados axialmente

Cuando los valores de L/r son muy bajos, el concepto del comportamiento elástico del material pierde validez, ya que el esfuerzo crítico f_{cr} ya excede el límite de proporcionalidad.

En esta parte del diagrama esfuerzo-deformación, por encima del límite de proporcionalidad, la pendiente correspondiente al Módulo de Elasticidad $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$ disminuye, como se puede ver en la Figura 2.3:

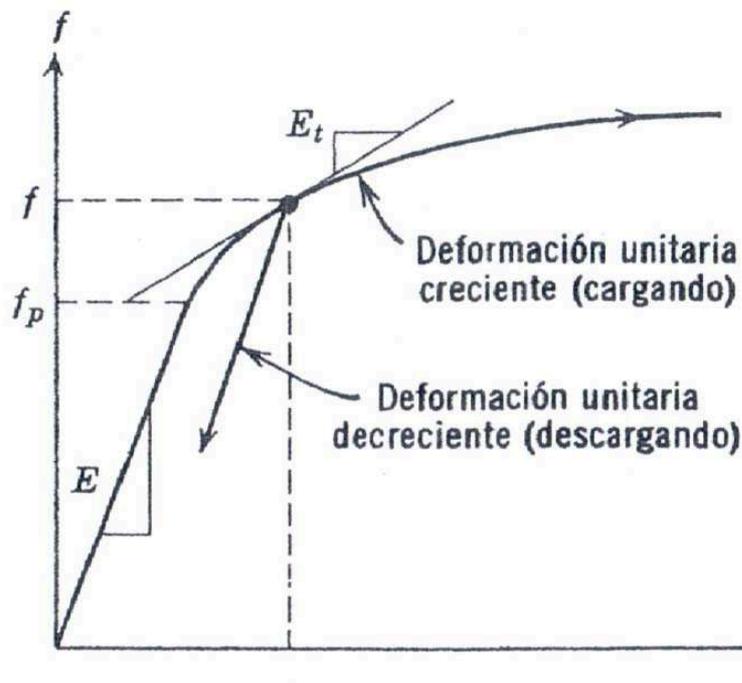


Fig. 2.3: Diagrama Esfuerzo-Deformación: sobre el límite de proporcionalidad cambia el Módulo de Elasticidad E ³⁴

Esta magnitud variable del Módulo de Elasticidad afecta la curva del diagrama Esfuerzo vs. Relación de Esbeltez (f_{cr} vs. L/r), para valores inferiores al $(L/r)=100$.

El módulo de elasticidad variable se lo denomina $E_t = \text{Módulo de Elasticidad Tangente}$.

³⁴ BRESLER, B. "Diseño de Estructuras de Acero", Ed. LIMUSA, México, 1990, pág.410

Los valores de la relación de esbeltez se pueden encontrar despejando la fórmula de Euler,

$$f_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{L^2 A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

, para varios esfuerzos de trabajo f_t :

$$\frac{L}{r} = \lambda = \left(\frac{\pi^2 E_t}{f_t} \right)^{1/2}$$

El gráfico resultante es una combinación entre la fórmula de Euler y el esfuerzo crítico en el rango inelástico, como se ve en la Figura 2.4:

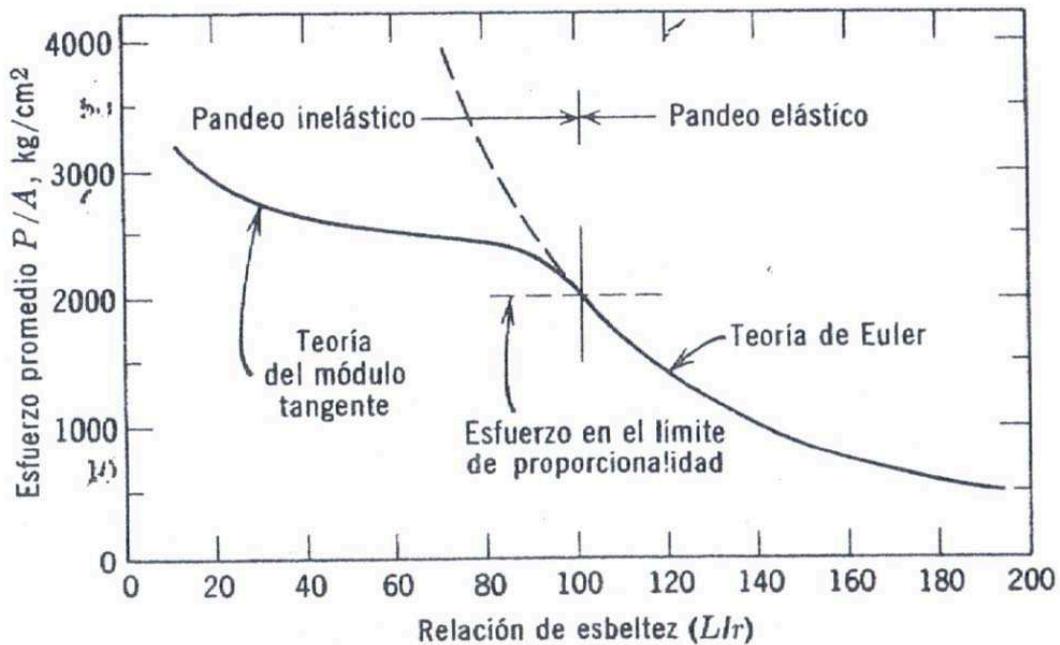


Fig. 2.4: Diagrama f_{cr} vs. λ para el Acero³⁵

2.3.1.3 Longitud Efectiva de los miembros en compresión

En la fórmula de Euler se supuso que los extremos de los miembros están en libertad de girar. Esto en la práctica constituye una condición de trabajo

³⁵ BRESLER, B. "Diseño de Estructuras de Acero", Ed. LIMUSA, México, 1990, pág.411

idealizada, no real, ya que por lo general los extremos se encuentran remachados, soldados, apernados, más no libres de girar.

Las condiciones de emplazamiento de los extremos varían la capacidad del elemento a compresión frente al pandeo por esbeltez, como son la restricción al giro y la restricción al desplazamiento.

Si se toma un elemento cuyas condiciones de apoyo en los extremos se acercan al empotramiento, esto es, el elemento es rígido y los elementos a los que está conectado son relativamente rígidos, su resistencia al pandeo será mayor.

Algunas veces hay elementos que están empotrados en un extremo y libres de girar en el otro extremo, o empotrados y libres de moverse y girar al extremo opuesto, etc.

Todas estas situaciones pueden aproximarse a la condición de funcionamiento de la fórmula de Euler, si se considera una **Longitud Equivalente (L_e)**, correspondiente a una longitud columna diferente, con extremos articulados, y que tendría la misma resistencia al pandeo de la columna original.

Si la longitud equivalente se expresa en términos de su longitud total sin soporte (L) y un factor K dependiente de las condiciones de apoyo, la fórmula de Euler resulta:

$$L_e = K * L$$

$$\therefore P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(L_e)^2}$$

Se consideran 4 condiciones básicas de emplazamiento:

1. El extremo está en libertad de girar pero fijo contra la traslación (articulado)
2. El extremo está fijo tanto para la traslación como para la rotación
3. El extremo está fijo para girar pero en libertad de trasladarse
4. El extremo está en libertad de girar y trasladarse.

Los valores de K para la longitud efectiva en columnas, para diferentes combinaciones de las condiciones de emplazamiento, están tabulados en la Tabla 2.1, recomendada por la A.I.S.C.:

<p>La configuración de la columna pandeada se muestra con línea punteada</p>	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
<p>Valor teórico de K</p>	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
<p>Valor de diseño recomendado para K, cuando las condiciones reales de apoyo se aproximan a las ideales</p>	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
<p>Representación esquemática de las condiciones de apoyo</p>	   	<p>Rotación impedida</p> <p>Rotación libre</p> <p>Rotación impedida</p> <p>Rotación libre</p>	<p>Translación impedida</p> <p>Translación impedida</p> <p>Translación libre</p> <p>Translación libre</p>			

Tabla 2.1: Factores de longitud efectiva para columnas³⁶

Hay que tomar en cuenta el valor de K recomendado para diseño, no el valor teórico de K .

2.3.1.4 Pandeo de miembros a compresión en Marcos.

El análisis anterior se puede justificar cuando se trata de miembros aislados sometidos a compresión y las condiciones de emplazamiento en los extremos del elemento a compresión son ideales.

Pero determinar una carga crítica más realista, que produzca pandeo en marcos, es más complicado, por las siguientes razones:

- Las deformaciones de los miembros del marco influyen en la distribución de cargas, lo cual influye en la rigidez de los miembros.
- El comportamiento inelástico y el endurecimiento por deformación

³⁶ BRESLER, B. "Diseño de Estructuras de Acero", Ed. LIMUSA, México, 1990, pág.424; Adaptado del "A.I.S.C. Manual of Steel Construction"

- c) En sistemas estáticamente indeterminados, el pandeo de un elemento no siempre conduce a la inestabilidad general.

Cuando las condiciones de funcionamiento difieren de las de diseño por no cumplir las condiciones para el pandeo elástico de miembros a compresión, pueden darse grandes diferencias entre el modelo considerado y la realidad.

Hay procedimientos de cálculo aproximados para determinar la Longitud Equivalente, pero el procedimiento especificado en la norma A.I.S.C. considera las **rigideces relativas "G"**, en cualquiera de los extremos del elemento, denominadas **G_A** y **G_B** , aplicables mediante un nomograma que entrega el valor de K , como se ve en la Figura 2.5.

El valor de G en un determinado extremo A o B se define como:

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}}$$

Donde $\sum \frac{I}{L}$ indica la sumatoria de todos los miembros conectados a la junta y orientados en el plano en el cual se considera el pandeo. I_c es el momento de inercia y L_c es la longitud sin soporte lateral de la columna. I_g es el momento de inercia y L_g es la longitud sin soporte lateral de la viga o cualquier elemento que provea esta restricción. I_c y I_g son considerados respecto a un eje perpendicular al plano de pandeo.

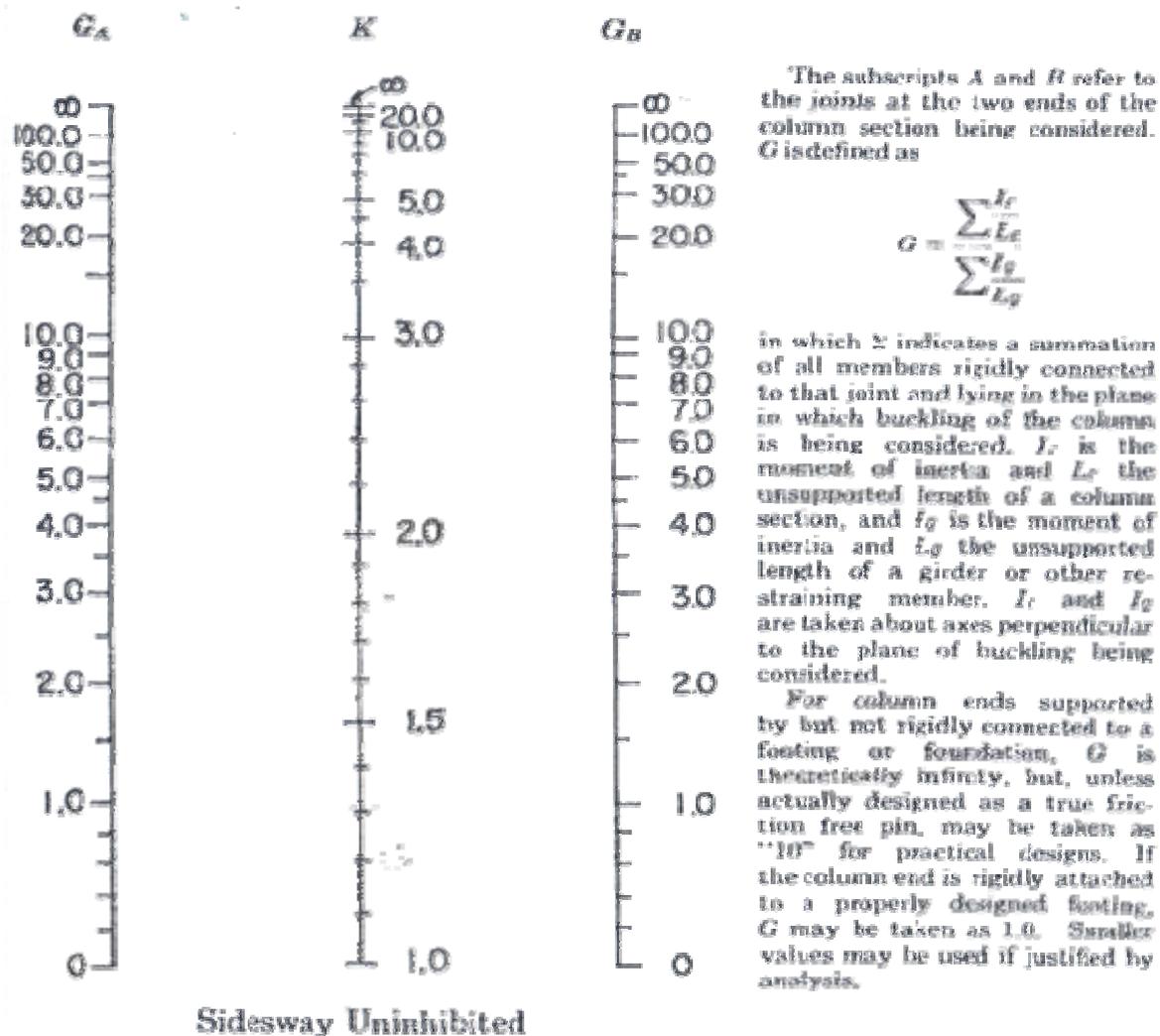


Fig. 2.5: Nomograma para Longitud Efectiva de Columnas en Marcos Continuas, con desplazamiento lateral permitido³⁷

Para extremos de columnas que son soportados, pero no conectados rígidamente a una base o cimentación, G es teóricamente infinito, pero a menos que se diseñe realmente como una junta sin fricción, debe ser tomado como "10" para diseño.

Para extremos de columnas que son conectados rígidamente a una base o cimentación propiamente dimensionada y diseñada, G es teóricamente cero, pero

³⁷ INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, "Manual of Steel Construction", AISC, Séptima Edición, 1973, NOMOGRAMA AISC PÁGINA 5-137, Fig. C-C2.2

a para propósitos de diseño, debe ser tomado como “1”. Valores menos que “1” pueden ser utilizados si se justifica mediante un análisis.

2.3.1.5 Diseño de Columnas.

La determinación del esfuerzo permisible F_a para columnas sujetas a carga axial solamente, se basa en el tipo de falla:

- Pandeo lateral primario, elástico o inelástico
- Fluencia gradual debido a esfuerzos locales excesivos
- Pandeo local y
- Pandeo torsional.

Los perfiles laminados comunes son tales que evitan la falla por pandeo local o por pandeo torsional, y por esta razón no se considera estos tipos de falla en la norma de la A.I.S.C. para perfiles laminados. Los miembros de secciones delgadas pueden fallar por pandeo local o por torsión.

Un elemento esbelto puede fallar en el rango elástico o inelástico, cuando la carga de trabajo exceda la carga crítica P_{cr} . Para columnas esbeltas el pandeo elástico ocurre por lo general cuando el esfuerzo crítico es aproximadamente la mitad del límite de fluencia.

$$F_{cr} \leq 0.5 * F_y$$

El valor más bajo de la relación de esbeltez para el cual puede presentarse el pandeo elástico es la **relación de esbeltez crítica (C_c)**

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{crítico} = C_c$$

$$C_c = \left(\frac{KL}{r}\right)_{crítico} = \sqrt{\left(\frac{\pi^2 E}{F_{cr}}\right)} = \sqrt{\left(\frac{2\pi^2 E}{F_y}\right)}$$

Que se obtiene al reemplazar $F_{cr} = 0.5 * F_y$

Los valores de Esfuerzos Permisible a compresión F_a dependen de su relación de esbeltez, así:

$$F_a = \frac{F_{cr}}{F.S.}$$

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

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(KL/r)^2}, \quad \text{cuando } \frac{KL}{r} > C_c$$

Para proveer de una transición suave entre ambos límites elástico e inelástico, el factor de seguridad ha sido definido arbitrariamente a un cuarto de onda sinusoidal:

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}$$

que varía desde $F.S. = 5/3 = 1.67$ cuando $\frac{KL}{r} = 0$, hasta $F.S. = 23/12 = 1.92$ cuando $\frac{KL}{r} = C_c$

Los miembros de las estructuras que no soportan cargas principales, y se usan solo para arriostramiento, según la A.I.S.C., con relaciones de esbeltez $120 \leq \frac{KL}{r} < 200$, puede considerarse $K=1$ e incrementar los valores de Esfuerzos permisibles, por un factor de

$$\frac{1}{1.6 - L/200r}, \quad \text{para miembros secundarios con } 120 \leq \frac{KL}{r} < 200$$

En la Figura 2.6 se muestra la variación de los esfuerzos permisibles con respecto a la relación de esbeltez efectiva KL/r , para diferentes Resistencias de Fluencia

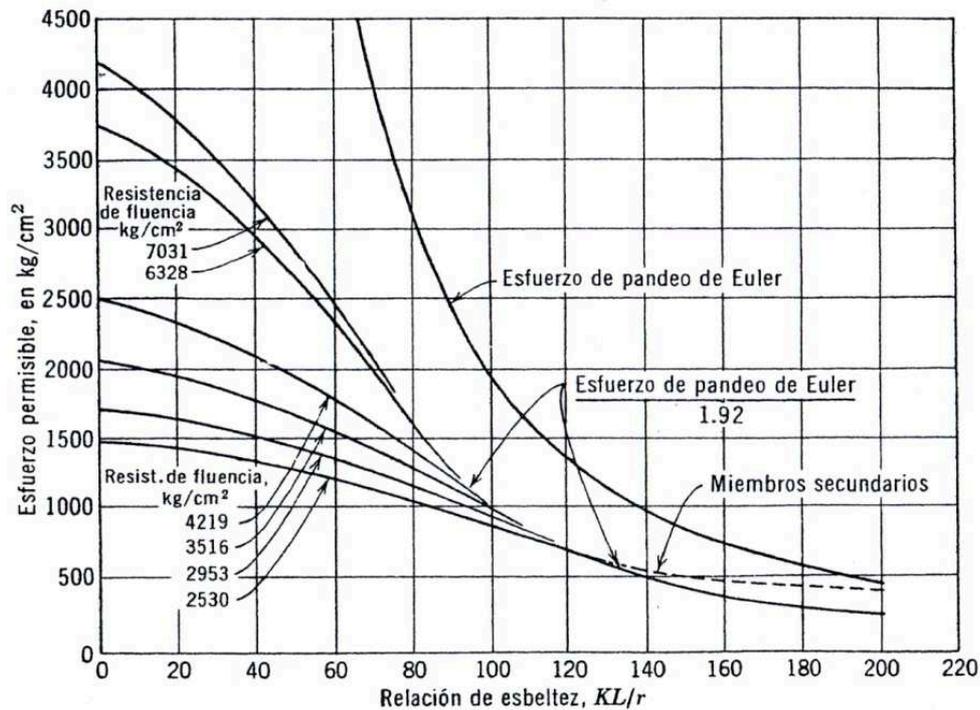


Fig. 2.6: Esfuerzos permisibles A.I.S.C. para elementos cargados axialmente³⁸

2.3.2 ELEMENTOS SOMETIDOS A TENSION

Los elementos sometidos a tensión pura tienen la gran ventaja que no fallan por pandeo, sino por el esfuerzo a tensión producido en su área resistiva. Así el esfuerzo a tensión para cualquier miembro es:

$$f = \frac{P}{A}$$

El esfuerzo permisible (F_t) está dado por la normativa que controla el diseño de la estructura, por ejemplo para edificios se utiliza la especificación de la A.I.S.C., para puentes de caminos se utiliza la A.A.S.H.O., y para puentes de ferrocarril la A.R.E.A. El factor de seguridad para miembros en tensión en edificios es de 1.67, y para puentes es de 1.80, y de 2.0 contra la fractura en la zona más débil del área neta.

³⁸ BRESLER, B. "Diseño de Estructuras de Acero", Ed. LIMUSA, México, 1990, pág.465

El área neta es el área o sección del perfil, menos el área de los agujeros practicados a la sección.

$$A_{neta} = A_{perfil} - A_{agujeros}$$

Para facilidad de diseño, la A.I.S.C. fija los valores permisibles en tensión en función del esfuerzo de fluencia del material, permitiendo la evaluación de todos los tipos de material, así.

$$F_t = 0.60F_y$$

en la sección neta, excepto en agujeros para pasadores; y

$$F_t = 0.45F_y$$

en la sección neta de agujeros para pasadores, barras de ojo, placas conectadas por pasadores y miembros armados. Este valor reducido se debe a las concentraciones de esfuerzos.

Los cables y alambres no tienen un esfuerzo de fluencia definido, por lo que se usa su resistencia última (S_{ut}) para el diseño, con un factor de seguridad de F.S.=3

La esbeltez $\lambda = (KL/r)$ de los miembros a tensión también debe tomarse en cuenta. Así se tienen algunos parámetros:

- Barras ojo: $\lambda \leq 900$
- Varillas como tensor puro: $\lambda \leq 900$
- Cables: $\lambda \leq 900$
- Perfiles Laminados a tensión $\lambda \leq 240$

2.3.3 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

Los elementos sometidos a flexión son aquellos en los que la carga es aplicada transversalmente. Una viga es un elemento esbelto que trabaja a flexión.

Existen situaciones en las que la carga es aplicada en el plano del alma, conocido como el eje de mayor momento. Cuando la carga es aplicada perpendicular al alma, esto es conocido como el eje débil.

Como ejemplo se puede tomar una viga tipo I, el eje de mayor momento es el X-X, y el eje débil es el Y-Y. Por lo general, se diseñan las vigas para utilizar su eje de mayor momento (M_{x-x}).

Las dimensiones y propiedades de los elementos estándar para perfiles laminados se los puede encontrar en el Manual de la A.I.S.C., cuyo título se puede observar en la Figura 2.7:

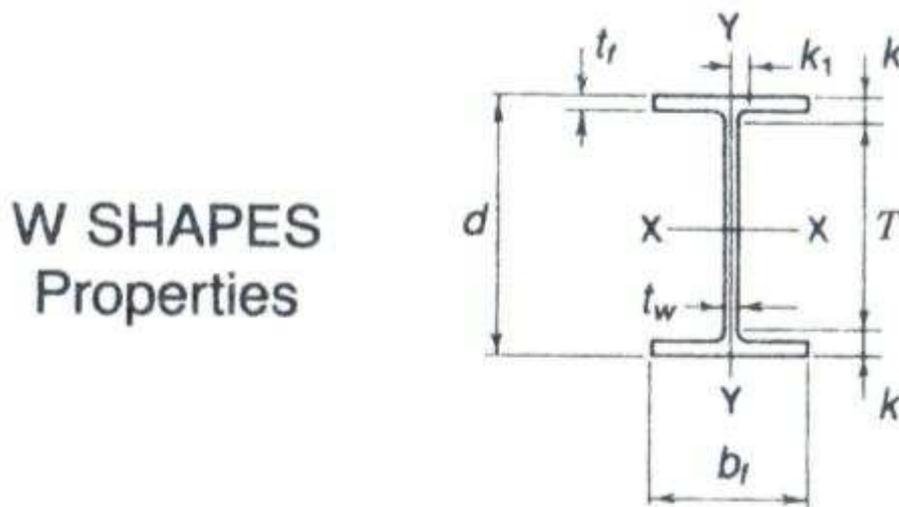


Fig. 2.7: Perfil tipo W, extracto de la tabla de dimensiones y propiedades.³⁹

Los esfuerzos y deformaciones pueden determinarse con exactitud dentro del rango elástico, ya que el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria.

Los esfuerzos producidos por la flexión se pueden observar en la Figura 2.8, y corresponden a:

$$f_b = \frac{M_{x-x} * C}{I_{x-x}}$$

Donde: M_{x-x} = Momento flexionante respecto al eje neutro x-x

I_{x-x} = Momento de inercia de la sección respecto al eje neutro x-x

³⁹ INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, "Manual of Steel Construction", AISC, Séptima Edición, 1973, Parte 1, pág. 1 - 10

C = Distancia desde el eje neutro a la fibra donde se están analizando los esfuerzos

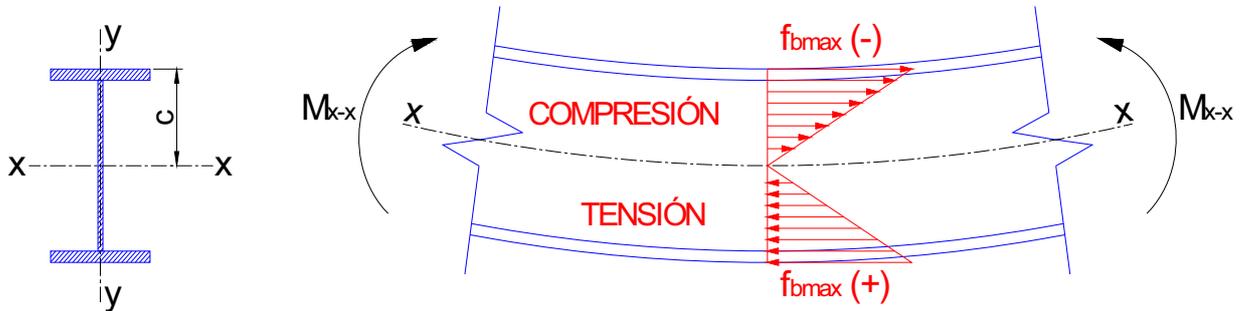


Fig. 2.8: Esfuerzos producidos en una viga a flexión⁴⁰

Como puede observarse en la fórmula del esfuerzo de flexión $f_b = \frac{M_{x-x} \cdot C}{I_{x-x}}$, para resistir un mismo momento flexionante, una viga tiene que variar su valor de $\frac{C}{I_{x-x}}$.

Se denomina “**módulo de Sección**” (S) a la relación

$$S = \frac{I_{x-x}}{c}$$

Por lo que el esfuerzo de flexión se convierte en

$$f_b = \frac{M_{x-x}}{S}$$

Se utiliza el módulo de sección para encontrar una viga en base al momento flexionante que debe resistir, y limitando su resistencia según el “**Esfuerzo Flexionante Permissible**” (F_b), que depende del tipo de perfil y otras condiciones que se analizarán a continuación.

Es decir que para encontrar la viga que se necesita, se debe buscar el “**módulo de sección requerido**” (S_{req})

$$S_{req} = \frac{M}{F_b}$$

Donde M = Momento flexionante máximo

F_b = Esfuerzo flexionante permisible

⁴⁰ Fuente propia

2.3.3.1 Teoría Plástica Simple: Secciones Compactas y No Compactas.

La teoría plástica utiliza la ductilidad del acero y su capacidad de fluir de manera plástica mientras sigue soportando esfuerzos y continúa deformándose.

Puede explicarse la teoría plástica simple al considerar una viga de patín ancho sometida a flexión pura. Al ir incrementando la carga se observan las siguientes etapas en el comportamiento del perfil:

- a) Ante la aplicación de un momento M_1 , la viga trabaja a flexión en un rango de esfuerzos menor al esfuerzo máximo, sea en tensión o en compresión, como se ve en la Figura 2.9. La viga se comporta elásticamente.

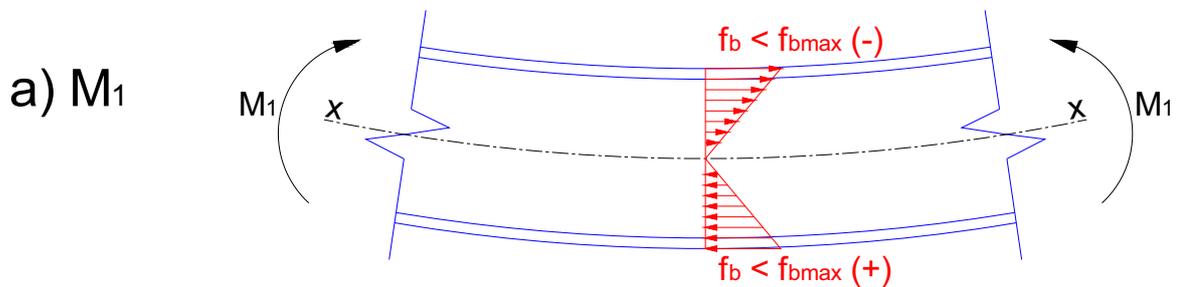


Fig. 2.9: Aplicación de un Momento M_1 tal que: $f_b < f_{bMAX}$

- b) Al aumentar el momento hasta $M_2 = M_y =$ Momento de fluencia, las fibras extremas de la sección comienzan a fluir. Este es el momento flexionante límite de las secciones analizadas por su funcionamiento elástico, ya que las fibras externas ya llegan a su punto de fluencia y comienzan a funcionar plásticamente, como se observa en la Figura 2.10:

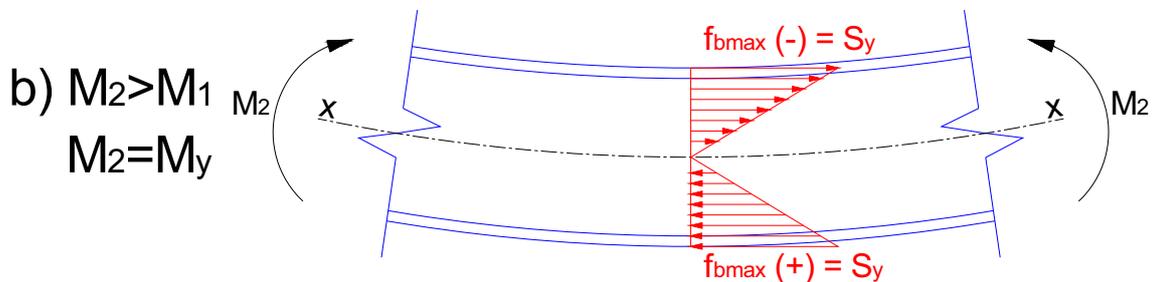


Fig. 2.10: Aplicación de un Momento M_2 tal que: $f_b = f_{bMAX} = S_y$

- c) Se aplica un M_3 y se sigue incrementando el esfuerzo por encima del esfuerzo de fluencia en las fibras extremas, y la fluencia comienza a extenderse gradualmente a las fibras del alma y a ambos lados de la sección el momento máximo. Es decir que toda la sección se comienza a plastificar, como se observa en la Figura 2.11:

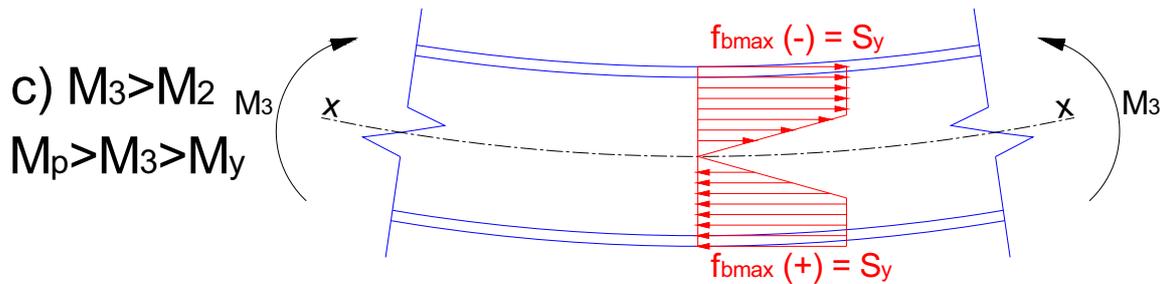


Fig. 2.11: Aplicación de un Momento $M_3 > M_y$ tal que: $f_b = f_{bMAX} = S_y$

- d) Prácticamente todas las fibras han llegado a su punto de fluencia, y se dice que la sección se ha plastificado por completo. El momento aplicado M_4 corresponde al momento plástico total M_p , como se ve en la Figura 2.12:

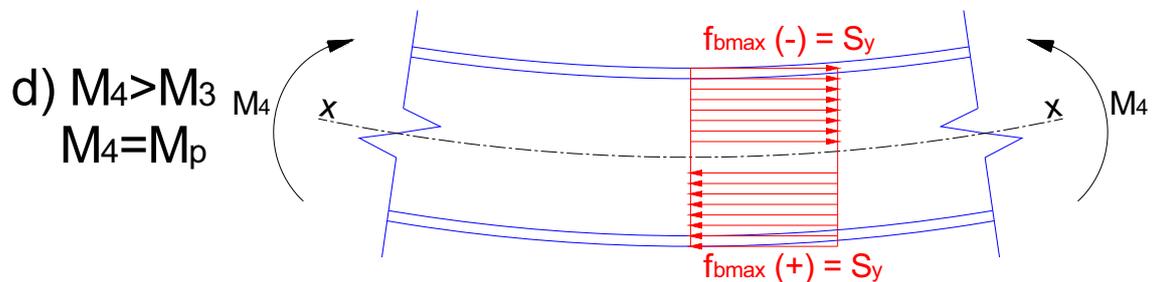


Fig. 2.12: Aplicación de un Momento $M_4 = M_p$ de plastificación

Luego de este punto la deformación aumenta rápidamente con poca carga, y la viga está cerca del colapso.

Para poder desarrollar su “**momento plástico total**” (M_p), las vigas deben cumplir ciertas condiciones, como son:

- i. Los elementos en compresión del perfil deben estar proporcionados de tal forma que no ocurra pandeo local antes de la plastificación completa de la sección.

- ii. El elemento debe estar correctamente arriostrado contra el pandeo lateral,
- iii. Las cargas no deben generar fallas antes de que se alcance la plastificación total.

Para solucionar el ítem i. las secciones utilizadas deben ser “**compactas**”. Una sección compacta es aquella que cumple con ciertas proporciones, tal que no se produzca un pandeo o falla local antes de poder distribuir los esfuerzos a toda la sección. Estas proporciones geométricas de los perfiles de sección compacta se citan en la Tabla 2.2, y están dadas por la A.I.S.C. Además, en todas las tablas de vigas se especifican en **negrilla** las secciones compactas.

Resistencia de fluencia Kg/cm. ²	2530	2810	2950	3230	3520	
b_1/t	$425/\sqrt{F_y}$	8.5	8	8	7.5	7
d/t_w	$3540/\sqrt{F_y}$	70	66	64	62	60
b_2/t	$1600/\sqrt{F_y}$	32	30	30	28	27

NOTA del traductor: Cuando las secciones estén sometidas a una combinación de carga axial y momento flexionante, d/t_w no excederá de $3525 (1-1.43 f_a/F_a)/\sqrt{F_y}$, siendo innecesario bajar la relación de $2120/\sqrt{F_y}$.

Tabla 2.2: Propiedades de las Secciones Compactas⁴¹

Para dar un correcto apoyo lateral, la “**longitud entre apoyos del patín de compresión**” (L) debe ser menor a las “**longitud Máxima sin arriostramiento para secciones compactas**” (L_c) o la “**longitud máxima sin arriostramiento**” (L_u), ambas condiciones sujetas al tipo de sección en cuestión, y no deben exceder:

$$L_c = \frac{76*b_f}{\sqrt{F_y}} \quad \text{o} \quad L_u = \frac{20000*b_f}{(d/A_f)*F_y} \quad (\text{unidades inglesas})$$

⁴¹ BRESLER, B. “Diseño de Estructuras de Acero”, Ed. LIMUSA, México, 1990, pág.527; Adaptado del “A.I.S.C. Manual of Steel Construction”

$$L_c = \frac{640 * b_f}{\sqrt{F_y}} \quad \text{o} \quad L_u = \frac{1.4 * 10^6 * b_f}{(d/A_f) * F_y} \quad (\text{SI})$$

Para solucionar el ítem iii. las cargas deben estar aplicadas sobre el eje de simetría de la sección, para no producir esfuerzos de torsión dentro del perfil.

2.3.3.2 Esfuerzo Flexionante Permisible según A.I.S.C.

El Esfuerzo Flexionante Permisible básico según la A.I.S.C. es

$$F_b = 0.6 * F_y$$

Este valor se utiliza cuando el miembro está arriostrado lateralmente contra el pandeo lateral de forma adecuada, y el miembro pueda llegar a su “**momento de fluencia inicial**” (M_y) que corresponde al momento bajo el cual el esfuerzo en las fibras externas corresponde al esfuerzo de fluencia $f_b = f_y$

Debe tomarse en cuenta que este valor no considera efectos de fatiga o pandeo, y puede reducirse dependiendo de las cargas dinámicas que se apliquen.

Dependiendo del tipo de sección (compacta o no compacta), de su longitud sin arriostramiento, de la esbeltez a flexión de la viga, se han determinado diferentes casos para encontrar los valores del Esfuerzo Flexionante Permisible F_b :

a) Para las secciones compactas, los esfuerzos permisibles debido al comportamiento plástico están entre el 10% y 20% por encima del valor del Esfuerzo Flexionante Permisible, por lo que se toma un 10% más de capacidad en flexión para las secciones compactas, en longitudes menores a L_c , es decir:

$$F_b = 0.66 * F_y \quad \text{si} \quad L_b < L_c$$

b) Para secciones no compactas, en longitudes menores a L_c , se utiliza:

$$F_b = 0.60 * F_y \quad \text{si} \quad L_b < L_c$$

c) Para secciones compactas y no compactas, en longitudes en el rango $L_c < L_b < L_u$, se utiliza:

$$F_b = 0.60 * F_y \quad \text{si} \quad L_c < L_b < L_u$$

d) Para vigas esbeltas, es decir con $L_b > L_u$, se deben tomar consideraciones adicionales.

La “**Esbeltz a Flexión**” (λ_b) es el parámetro para diferenciar las diferentes vigas que exceden la longitud máxima, y está definida como

$$\lambda_b = \frac{L}{r_t}$$

La A.I.S.C. especifica los valores del Esfuerzo Flexionante Permisible para estas condiciones como:

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y * (L/r_T)^2}{1530 * 10^3 * C_b} \right] * F_y \quad , \text{cuando} \quad \sqrt{\frac{102 * 10^3 * C_b}{F_y}} \leq \frac{L}{r_T}$$

$$\leq \sqrt{\frac{510 * 10^3 * C_b}{F_y}}$$

$$F_b = \frac{107 * 10^3 * C_b}{(L/r_T)^2} \leq 0.60 * F_y \quad , \text{cuando} \quad \frac{L}{r_T} \geq \sqrt{\frac{510 * 10^3 * C_b}{F_y}}$$

$$F_b = \frac{12 * 10^3 * C_b}{L * \frac{d}{A_f}} \leq 0.60 * F_y \quad , \text{para cualquier valor de } \lambda_b = \frac{L}{r_t}$$

Donde

r_T = radio de giro mínimo de la sección que comprende el patín de compresión más 1/3 del tramo del alma a compresión, como se puede ver en la Figura 2.13:

$$r_t = \sqrt{\frac{I_{y-y}}{A_{compresión}}}$$

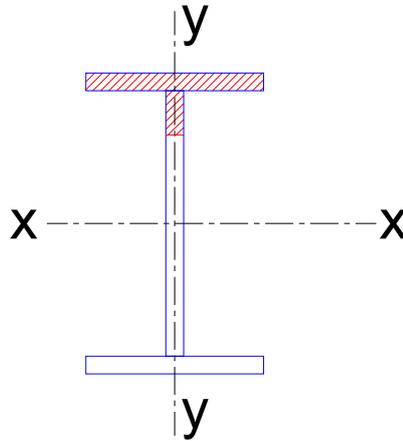


Fig. 2.13: Área de sección transversal considerada para el radio de giro mínimo del patín de compresión

I_{y-y} = Inercia de la sección considerada para el cálculo del radio de giro.

$A_{compresión}$ = Área de la sección considerada para el cálculo del radio de giro.

L = Distancia entre arriostramientos de la sección, que impidan la torsión y el desplazamiento lateral del patín de compresión.

A_f = Área del patín de compresión (solo el ala)

C_b = Factor de gradiente de Momento

La introducción del Factor de Gradiente de Momento se debe a que las ecuaciones básicas consideran vigas simplemente apoyadas y sometidas a momento uniforme, pero las condiciones reales de funcionamiento y restricciones en los apoyos dan como resultado un momento flexionante que influye en el Esfuerzo a flexión de la viga.

El factor de gradiente está definido como:

$$C_b = 1.75 + 1.05 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2, \quad \text{pero no mayor a 2.3}$$

Donde M_1 = menor momento en el extremo de la longitud sin arriostrar

M_2 = mayor momento en el extremo de la longitud sin arriostrar

M_1 y M_2 son tomados en el eje de mayor inercia, y se toma en cuenta los signos del momento.

$\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$ es la relación de momentos de los extremos.

$\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$ es positiva cuando M_1 y M_2 tienen el mismo signo (curvatura simple)

$\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$ es negativa cuando M_1 y M_2 tienen signos distintos (curvatura doble o invertida)

CAPÍTULO 3: DISEÑO DEL PUENTE DE TRANSPORTE DE FLUIDOS Y ENERGÍA

3.1 INTRODUCCIÓN

En la empresa PRONACA EMBUTIDOS, cuya planta de producción se encuentra en la ciudad de Pifo, se está construyendo una nueva planta en el terreno adyacente. Esta nueva nave industrial está destinada a la elaboración de Preformados Congelados.

La producción de la nueva planta requiere de varios procesos y maquinarias, que a su vez necesitan de los siguientes servicios y fluidos de trabajo:

- Energía eléctrica en 460V, 3 fases y neutro,
- Energía eléctrica en 220V, 3 fases y neutro,
- Conductores de tierra,
- Aceite térmico y su retorno,
- Agua fría,
- Agua Caliente y su retorno,
- Aire comprimido,
- Amoníaco líquido,
- Amoníaco gas,
- Vapor y retorno de condensado.

El concepto del proyecto consiste en la extensión de la “Casa de Fuerza” existente que se encuentra ubicada entre las dos plantas. Se denomina “Casa de Fuerza” al recinto o edificación donde se concentran todos o la mayoría de los equipos secundarios o de servicio, que son los encargados de proveer a las máquinas principales o de proceso, de los fluidos de trabajo y electricidad necesarios para su funcionamiento.

La Nueva planta de Preformados Congelados se encuentra separada de la casa de fuerza actual por un área verde de 9 metros de ancho, y un camino de circulación de 18 metros de ancho, con un vano total de aproximadamente 27 metros.

La empresa GAR e INGENIEROS ASOCIADOS, diseñadora del proyecto, requiere del diseño de un puente que comunique ambas plantas llevando la energía y los fluidos de trabajo necesarios. Debajo del vano del puente habrá circulación vehicular y de furgones refrigerados, que no puede ser interrumpido durante la construcción o montaje del puente, ya que el andén de recepción de materia prima de ambas naves industriales se encuentra al otro lado.

3.2 REQUERIMIENTOS FUNCIONALES Y PARÁMETROS DE DISEÑO

El puente de fluidos tiene que cumplir con ciertos requerimientos, de carácter funcional y estético. Los principales se nombran a continuación:

3.2.1 REQUERIMIENTOS FUNCIONALES

Dentro de los requerimientos funcionales que debe cumplir el puente, se pueden enumerar los siguientes:

- a) Debajo del vano del puente habrá circulación vehicular y de furgones refrigerados, por lo que la altura mínima al suelo deberá ser mayor a 4.5m.
- b) Las tuberías y canaletas deberán ser ancladas al puente con perfiles METALECTRO, ya que en el resto de la planta se están uniformizando los soportes de tuberías con este tipo de anclajes.
- c) El puente estará expuesto a la intemperie, así como las tuberías y canaletas.
- d) El ingreso de las tuberías en el lado de Casa de Fuerza debe ser por el inferior del puente, a través de un boquete en la losa de techo.
- e) La llegada de las tuberías en el lado de Planta Preformados debe ser al frente del puente, a través de un boquete en la pared de las bodegas.
- f) Ninguna tubería, cable y válvula que se instalen en el puente puede estar escondida a la vista, para poder prevenir cualquier fuga en el futuro.

3.2.2 PARÁMETROS DE DISEÑO:

Dentro de los parámetros limitantes para el diseño:

- a) El diseño requerido se refiere a una estructura de celosía, definición ésta derivada del diseño arquitectónico.
- b) El puente debe tener un peralte constante, es decir que no se puede diseñar un puente tipo Arco de Acero, definición ésta derivada del diseño arquitectónico.
- c) El puente debe ser simplemente apoyado en las dos edificaciones, pues estructuralmente éstas no han sido diseñadas para recibir momentos en los apoyos, sino solo cargas verticales y horizontales. Esto implica un diseño especial de los apoyos.
- d) Se debe minimizar en lo posible el peso de la estructura para reducir costos.
- e) La instalación del puente no debe interferir con las edificaciones existentes. Esto es importante en la pared de la Bodega de Preformados, ya que en ella se encuentran un canalón de agua lluvia, un gotero o alfeizar, y una riostra que servirá de apoyo.
- f) En caso de darse algún desplazamiento del puente durante su funcionamiento, especialmente durante los sismos, éste no deberá golpear ni dañar las edificaciones existentes.
- g) El montaje debe poder realizárselo en poco tiempo, ya que el paso a través de la vía de circulación es indispensable para las operaciones de la planta.

Un detalle importante del diseño y concepción del puente, es el hecho que todas las tuberías se colocan en colgantes tipo columpio, del fabricante METALECTRO.

En la Figura 3.1 se muestra un ejemplo de la utilización de los columpios para soporte de tuberías, encontrado en la página web de METALECTRO.

USO DEL CANAL ESTRUCTURAL VARILLA ROSCADA Y ABRAZADERAS AJUSTABLES

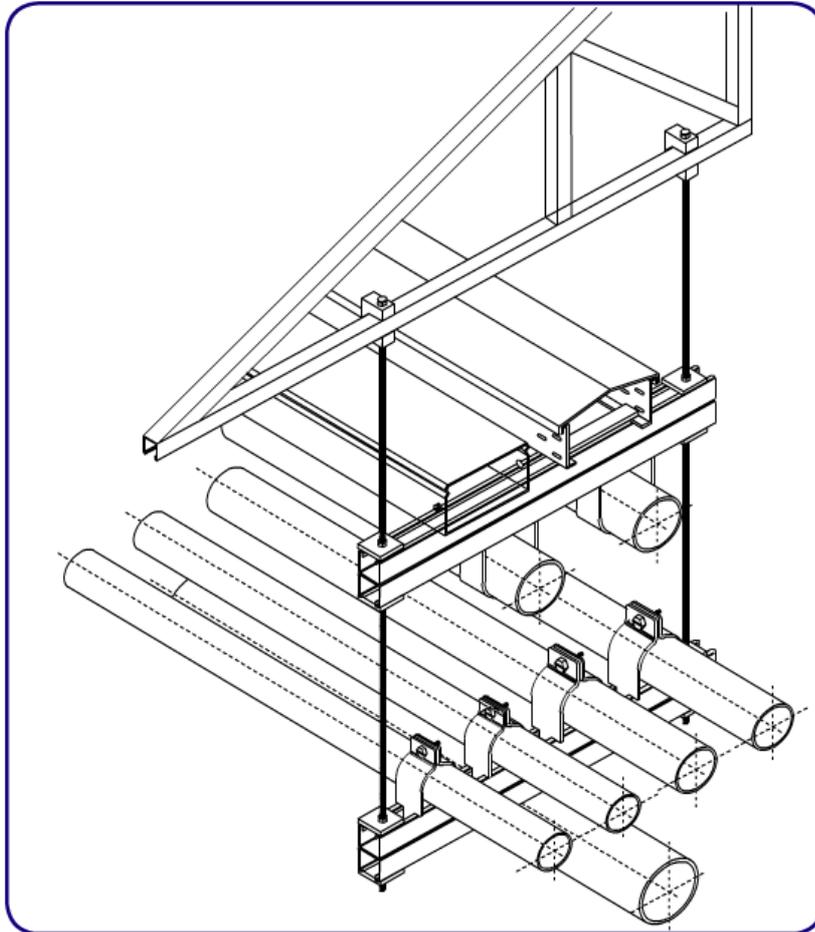


Fig. 3.1: Instalación de tuberías en columnas METAELECTRO⁴²

En la Figura 3.2 se presenta un ejemplo de la aplicación de los columpios para tuberías que deberán utilizarse para las tuberías en el puente. Como puede observarse, las varillas roscadas van apernadas a los perfiles de la estructura metálica, y de ellas se descuelga un perfil de acero galvanizado sobre el cual se soportan las tuberías mediante abrazaderas.

⁴² http://www.metaelectro.com/fijacion_para_tubos.html



Fig. 3.2: Ejemplo de tuberías instaladas utilizando columpios METAELECTRO⁴³

Los objetivos de utilizar los soportes colgantes tipo columpio son los siguientes:

- Este tipo de soporte para tubería se utiliza ampliamente en el resto de la planta, y es un requisito del diseño. Permite uniformizar los elementos de soporte, facilitando posteriormente mantenimiento y el stock de repuestos en bodega.
- Los perfiles utilizados son galvanizados en caliente, por lo que son resistentes al agua. Es una característica muy útil en ambientes muy húmedos o a la intemperie, como en el caso del puente.
- Al estar las tuberías colgadas de los columpios, su masa actúa como un péndulo durante un sismo, transmitiendo fuerzas inerciales muy bajas a la estructura. Como el objetivo es diseñar una estructura lo más liviana posible, segura y dentro de las normativas aplicables, este es un punto muy favorable para el ahorro de material.
- Para su correcto funcionamiento, ciertas tuberías tienen que mantener una pendiente positiva o negativa (subida o bajada) para cumplir con requerimientos funcionales. Por ejemplo, la línea de vapor debe tener una pendiente de 1/240 en bajada en la dirección del flujo, como se puede

⁴³ fuente: GAR & Ingenieros, "Proyecto Mecánico Junio 2011"

observar en la Figura 3.3, para poder descargar correctamente el condensado que se vaya formando, y evitar golpes de ariete.

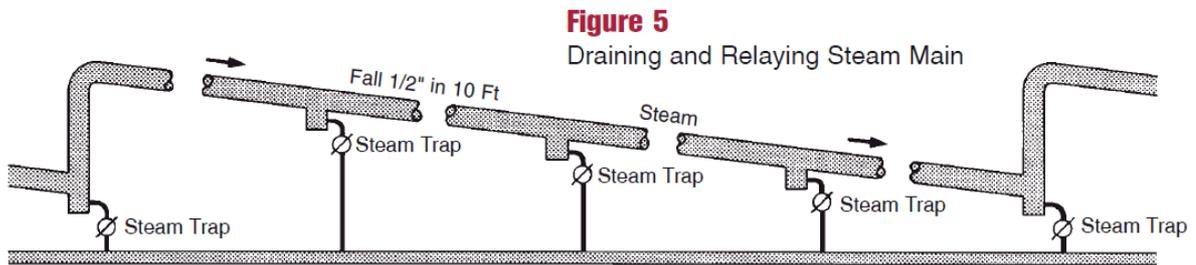


Fig. 3.3: Pendiente recomendada en tuberías de transporte de Vapor ⁴⁴

Estas pendientes se pueden lograr en sitio al regular la altura de los pernos que tienen los columpios.

- En un solo columpio se pueden colocar varias tuberías, a diferencia de los colgantes de tubería individuales, reduciendo así costos y tiempos de instalación.
- Los columpios son más livianos y rápidos de instalar que caballetes para tuberías, que deben ser más rígidos para que las tuberías no se muevan de lugar.

3.3 CARGAS CONSIDERADAS EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS

Para comprender las cargas que se aplicarán en el cálculo de la estructura, se debe estudiar primero los tipos de cargas que existen.

3.3.1 TIPOS DE CARGAS UTILIZADAS EN ESTRUCTURAS

3.3.1.1 Códigos de Construcción

Las cargas utilizadas para calcular una estructura, dependen del Código de Construcción específico de cada país, región, ciudad, etc, y que son dictaminadas por las autoridades locales, ante las cuales el diseñador y constructor deben

⁴⁴ SPIRAX SARCO, "Design of Fluid Systems: Hook Ups".

verificar el cumplimiento de los requerimientos. Los códigos de construcción son preparados para proteger la salud pública, la seguridad, tranquilidad y vida de los ocupantes.

Un código presenta los requerimientos mínimos para proteger al público del daño, y no necesariamente indican la práctica más usual o más económica de construir en una región.

Los códigos especifican técnicas de diseño de acuerdo a la teoría pertinente, además de reglas y procedimientos que van acorde con las prácticas aceptadas de ingeniería.

Los Códigos de Construcción son un compendio de la información contenida en otros Códigos de Construcción aprobados y reconocidos, así como utilizan los apartados relativos a estructuras de las Especificaciones Estándares universalmente, por ejemplo:

- AISC-ASD (American Society of Steel Construction-Allowable Stress Design),
- ASTM (American Society of Testing Materials),
- ANSI (American National Standards Institute),
- AISI (American Iron and Steel Institute)
- AWS (American Welding Society)
- ASCE (American Society of Civil Engineers)
- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)
- UBC (Universal Building Code)

En el Ecuador se Utiliza el “Código Ecuatoriano de la Construcción”, especificado en la Norma INEN, como “Código de Práctica Ecuatoriano” o CPE-INEN 5, del año 2001.

Todos los códigos de construcción y especificaciones requieren que la edificación tenga suficiente resistencia para sobrellevar las cargas aplicadas sin exceder la resistencia de diseño en ningún elemento de la estructura. De igual importancia en el diseño es el tomar en cuenta las consideraciones de funcionalidad, que se refiere a las deflexiones máximas permisibles en los sentidos horizontal o vertical.

3.3.1.2 Combinaciones de Carga

Antes de profundizar en cada tipo de carga existente, se debe tomar en cuenta el efecto global que tiene cada una sobre la estructura cuando se analiza en la realidad.

Cuando una carga actúa de manera independiente en una estructura, genera esfuerzos, momentos, deflexiones, etc. Las edificaciones no pueden diseñarse para resistir una sola carga, ya que siempre se tienen 2 o más tipos de carga que pueden actuar simultáneamente sobre los miembros de una estructura.

El Manual de la AISC-ASD especifica ciertas combinaciones de carga que deben ser investigadas al momento de realizar el diseño son:

1. D
2. $D + L + (L_r, \text{ ó } S, \text{ ó } R)$
3. $0.75 [D + L + (L_r, \text{ ó } S, \text{ ó } R) + T]$
4. $D + A$
5. $0.75 [D + (W, \text{ ó } E)]$
6. $0.75 [D + (W, \text{ ó } E) + T]$
7. $D + A + (S, \text{ ó } 0.5W, \text{ ó } E)$
8. $0.75 [D + L + (L_r, \text{ ó } S, \text{ ó } R) + (W, \text{ ó } E)]$
9. $0.75 (D + L + W + 0.5S)$
10. $0.75 (D + L + 0.5W \text{ ó } S)$
11. $0.66 [D + L + (L_r, \text{ ó } S, \text{ ó } R) + (W, \text{ ó } E) + T]$

Donde:

- D = Carga muerta
- L = Carga Viva de Piso, incluyendo impacto,
- L_r = Carga Viva de Techo
- A = Cargas debidas a grúas y sistemas de manejo de materiales
- S = Cargas de Nieve en techos
- R = Carga de lluvia
- W = Carga de Viento
- E = Carga de Sismo
- T = Cargas por Restricciones

En estas combinaciones se toma en cuenta el precepto de que es altamente improbable que se dé una situación tan desfavorable, en el que todas las cargas se presenten, y se produzca el colapso.

Las cargas Muertas, Vivas de Piso y Vivas de Techo son consideradas como cargas verticales, y son especificadas por lo general por unidad de área (ejm: Lb/pie²; kg/m², kPa). En ciertos casos, o por requerimiento de los códigos, también es necesario incluir cargas muertas o vivas concentradas en un área pequeña.

Las cargas de viento se consideran normales a las superficies de la edificación, y son expresadas como presiones (ejm: Lb/pie²; kg/m², kPa). Dependiendo de la dirección del viento y de la geometría de la estructura, el viento puede producir una presión positiva (empuje) o negativa (succión).

Ahora se estudiará cada carga en particular.

3.3.1.3 Carga Muerta (D)

Es también conocida como Carga de Peso Propio. Esta carga incluye todos los pesos de la edificación, incluyendo paredes, pisos, particiones permanentes, techos, elementos estructurales, equipos de servicio anclados, etc, que son fijados a la estructura de manera permanente.

La A.S.C.E. elaboró la especificación “A.S.C.E. 7-88: Minimum Design Loads for buildings and Other Structures” (Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y otras estructuras), en la que se da información detallada acerca del cálculo de cargas muertas para casos normales y otros especiales.

Se presenta en la Tabla 3.1, un extracto de la mencionada tabla de la A.S.C.E., con algunas cargas muertas típicas, evaluadas por superficie de construcción:

Cargas muertas de materiales Mínimas para el diseño	
Componente	Carga kg/m²
Cielos falsos	
Panel de Gypsum	2.68
Margen de seguridad para ductos	19.5
Enlucido para cerámica o cemento	24.41
Cubiertas, Techos y paredes	
Tejas de cemento	78.1
Tejas de Asbesto-cemento	19.5
Teja de Arcilla	97.6
Cubierta Metálica (Deck calibre 20)	12.2
Cubierta Metálica (Deck calibre 18)	14.6
Panel Aislante de Espuma de Poliuretano con lámina (por 1 pulg. de espesor)	2.44
Madera Plywood (por 1/8 pulg. de espesor)	1.95
Revestimiento de madera (por 1 pulg. de espesor)	14.6
Pisos y Acabados de piso	
Acabado de Cemento (e=1pulg.) sobre concreto	156.2
Cerámica (e=3/4 pulg.) con mortero (e=1/2 pulg.)	78.11
Mármol y mortero sobre concreto	161.1
Piso de madera e=7/8 pulg.	19.5
Paredes de Mampostería (sin incluir enlucido)	
Ladrillos e = 10cm (4 pulg.)	190.4
Ladrillos e = 20cm (8 pulg.)	385.7
Bloque hueco Alivianado e=10cm (4 pulg.)	107.4
Bloque hueco Alivianado e = 15cm (6 pulg.)	131.8
Bloque hueco Alivianado e = 20cm (8 pulg.)	170.9
Bloque hueco e=10cm (4 pulg.)	141.6
Bloque hueco e = 15cm (6 pulg.)	170.9
Bloque hueco e = 20cm (8 pulg.)	219.7

Tabla 3.1: Extracto de: Cargas Muertas de Materiales Mínimas para Diseño⁴⁵

⁴⁵ BROCKENBROUGH, Roger, (1994), "Structural Steel Designer's Handbook", Mc Graw Hill, Segunda Edición, Estados Unidos de Norteamérica, tabla 6.1, pág.6.4, 6.5

3.3.1.4 Carga Viva de Piso (L)

Una carga viva se refiere a la fuerza que son aplicadas a la estructura de manera intermitente o no continua, es decir que se aplica la carga y después se la retira.

El caso más común son los edificios de oficinas, donde la gente que las ocupan durante las horas laborables son las cargas vivas, y durante la noche se retiran las cargas a la estructura. Este ciclo se repite una vez al día.

Las cargas vivas de piso a estudiar durante un diseño son:

Cargas Uniformemente Distribuidas,

Están dadas por los Códigos de Construcción, y están dadas por el uso que se le da a la estructura o a la porción de ésta.

Por ejemplo, en Hospitales existen diferentes valores de Cargas Uniformemente Distribuidas para Quirófanos y laboratorios, Dormitorios, y Corredores.

Cargas Concentradas,

Son fuerzas aplicadas sobre una superficie de 2.5 pies² (0.25m²) o según indique la Norma para cada uso, y ubicadas para producir el mayor esfuerzo y deflexión de la estructura. Estas cargas se aplicarán además de las cargas uniformemente Distribuidas donde sea necesario.

Cargas Alternadas,

Es una combinación de las cargas Uniformemente distribuidas y Concentradas, de tal manera que produce el máximo esfuerzo posible en algún punto de una viga continua. Es importante investigar este efecto, ya que por lo general se calcula las cargas sobre todos los vanos de una viga continua, pero los momentos máximos se generan cuando las cargas están aplicadas en vanos alternados.

Se debe analizar durante el diseño todas las diferentes posiciones y aplicaciones de las cargas para que generen la mayor deflexión y esfuerzos en los elementos.

La Norma CPE-INEN para las construcciones en Ecuador, establecen valores de carga viva para pisos, citados en la Tabla 3.2:

USO U OCUPACIÓN		Carga Uniforme	Carga Concentrada
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	Kg/m ²	kg
Áreas de reuniones, Auditorios y Galerías	Áreas de asientos fijos	250	0
	Áreas de asientos móviles y otras áreas	500	0
	Escenarios y plataformas	600	0
Facilidades de Salida Públicas		500	0
Hospitales	Salas y cuartos	200	450
Fábricas	Livianas	400	900
	Pesadas	600	1400
Oficinas		250	900
Bodegas	Livianas	600	
	Pesadas	1200	

Tabla 3.2: Extracto de: Cargas Uniformes y concentradas para Pisos según CPE-INEN⁴⁶

De otras fuentes se pueden obtener cargas diferentes a las citadas en la Norma. Se presenta en la Tabla 3.3 un resumen de otra tabla de cargas vivas: distribuidas, concentradas y peso de materiales como referencia.

⁴⁶ Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), "Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5", Parte 1, Capítulo 4, Tabla 4.1

CARGAS VIVAS MÍNIMAS DE DISEÑO		
a) Cargas Vivas uniformemente distribuidas		
USO U OCUPACIÓN		Carga viva de Diseño kg/m²
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	
Corredores	Primer piso	489
	Otros pisos igual que la ocupación del piso	
Restaurantes		489
Instituciones de Reclusión	Bloques de celdas	195
	Corredores	489

Tabla 3.3: Extracto de: Cargas Vivas Mínimas para diseño⁴⁷

Para considerar las cargas de impacto, se debe aplicar un factor de sobre estimación de las cargas vivas, tal como se muestra en la Tabla 3.4:

Porcentaje de Incremento Mínimo en Cargas Vivas sobre miembros estructurales para Impacto		
Tipo de Miembro	Fuente del Impacto	Porcentaje
Soportante	Ascensores y Maquinaria elevadora	100
Soportante	Máquinas livianas, conducidas por eje o motor	20
Soportante	Máquinas Reciprocantes o conducidas por motor	50
Colgante	Pisos o balcones	33

Tabla 3.4: Extracto de: Porcentajes de incremento por cargas de impacto⁴⁸

3.3.1.5 Carga Viva de Techo (L_r , S , R)

Son aquellas que se aplican a la cubierta de las estructuras. Dentro de estas cargas se debe considerar las cargas de lluvia, de Nieve o granizo, de ceniza, así

⁴⁷ BROCKENBROUGH, Roger, "Structural Steel Designer's Handbook", Mc Graw Hill, Segunda Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1994, Tabla 6.2, pág. 6.6, 6.7, 6.8

⁴⁸ BROCKENBROUGH, Roger, "Structural Steel Designer's Handbook", Mc Graw Hill, Segunda Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1994, Tabla 6.17, pág. 6.28

como el peso de trabajadores, equipo y materiales durante las labores de construcción, mantenimiento y reparación.

Cargas Vivas de techo:

Las cargas mínimas para techo dependen de la inclinación de éste, ya que está relacionado con la facilidad que tenga para evacuar las aguas lluvias. También se relaciona con la superficie de influencia que afecta al miembro estructural. Los valores mínimos adoptados por el CPE-INEN se presentan en la Tabla 3.5:

INCLINACIÓN DE LA CUBIERTA	Superficie de Influencia (m ²), para cualquier miembro Estructural		
	0 a 20	20 a 60	Más de 60
<ul style="list-style-type: none"> • Horizontal o menor a 4:12 (4pulg/12pies) • Arco o Domo con elevación menor a 1/8 del vano 	100	80	60
<ul style="list-style-type: none"> • Elevación entre 4:12 hasta 12:12 • Arco o Domo con elevación entre a 1/8 y 3/8 del vano 	80	70	60
<ul style="list-style-type: none"> • Elevación Mayor a 12:12 (12pulg/12pies) • Arco o Domo con elevación igual a 3/8 del vano o mayor 	60	60	60
<ul style="list-style-type: none"> • Marquesinas, excepto cubiertas con tela 	25	25	25
<ul style="list-style-type: none"> • Invernaderos y edificios agrícolas 	50	50	50

Tabla 3.5: Cargas Vivas de techo Mínimas para diseño en kg/m² ⁴⁹

⁴⁹ Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), "Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5", Parte 1, Capítulo 5, Tabla 5.1

Cargas de Nieve (Granizo y Ceniza) (S):

La determinación de las cargas de nieve está estipulada en las normativas anglosajonas, con el criterio de que se utilice la nevada más fuerte de los últimos 50 años como base de cálculo.

Aunque en el Ecuador no se utiliza las cargas de nieve propiamente dicha, las cubiertas y techos están sometidos más bien a cargas debido a la acumulación de granizo y ceniza proveniente de las erupciones volcánicas. Se debe hacer una investigación de los valores históricos de referencia para estimar estas cargas.

Así:

$$p_f = 0.7 * p_g$$

Donde: p_f = Carga viva de Techo por nieve a utilizar (lb/pie²)

p_g = Carga de nieve máxima de los últimos 50 años (lb/pie²)

Esta carga deberá ser siempre mayor que la carga mínima, o debe tomarse la mayor de las dos.

Deflexiones:

La deflexión de cualquier elemento estructural no debe exceder los valores indicados en la Tabla 3.6, citada del CPE-INEN:

TIPO DE ELEMENTO	Elemento Cargado solamente con Carga Viva	Elemento Cargado con carga viva más Carga Muerta
Elemento de cubierta que soporta cielos rasos de yeso o elementos de piso	L/360	L/240

Tabla 3.6: Deflexiones Máxima Permisible para elementos Estructurales⁵⁰

⁵⁰ Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), "Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5", Parte 1, Capítulo 7, Tabla 7.1

Debe aplicarse el criterio de deflexión que represente la condición más restrictiva de funcionamiento de la estructura.

3.3.1.6 Carga de Viento (W)

Son cargas dinámicas aplicadas intermitentemente, de manera perpendicular a las superficies de la edificación. La magnitud de la presión que se ejerce depende de la velocidad del viento, densidad del aire, orientación, superficie de contacto y forma de la estructura.

En la normativa UBC (Universal Building Code) se propone un método de cálculo de las presiones de viento a utilizarse en diseño, que corresponde a la fórmula:

$$p = C_e * C_q * q_s * I$$

- Donde:
- p = Presión de Diseño (lb/pie²)
 - C_e = Factor de altura y rugosidad
 - C_p = Factor de geometría de la estructura
 - q_s = Presión del viento básica (lb/pie²)
 - I = Factor de Importancia

Presión del viento básica

Las presiones de viento básicas a una altura de 10 m sobre el suelo están tabuladas en la UBC, citadas en la Tabla 3.7:

Velocidad del Viento, (millas/hora)	70	80	90	100	110	120	130
Presión q_s, (lb/pie²)	12.6	16.4	20.8	25.6	31.0	36.9	43.3

Tabla 3.7: Presiones Básicas de Viento según UBC⁵¹

⁵¹ BROCKENBROUGH, Roger, "Structural Steel Designer's Handbook", Mc. Graw Hill, Segunda Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1994, pág. 9.5

Factor de altura y rugosidad

Se incluye los efectos combinados del cambio de velocidad del viento con respecto a la altura sobre tierra, y la rugosidad del terreno circundante, en el factor C_e . Este factor depende del Tipo de Exposición al viento.

En la UBC se especifican 3 niveles de exposición al viento: B, C y D.

B: Aplican sitios protegidos del viento, especialmente en centros de ciudades, con edificios circundantes.

C: Aplican construcciones en terreno abierto, donde los edificios vecinos u árboles no representan un impedimento para el viento.

D: Aplican sitios sometidos a fuertes vientos, como son regiones costeras y playas

Los coeficientes C_e se encuentran en tablas en la UBC, citados en la Tabla 3.8:

Altura, (pies)	Tipo de Exposición	
	D	C
0-20	1.2	0.7
20-40	1.3	0.8
40-60	1.5	1.0
60-100	1.6	1.1
100-150	1.8	1.3
150-200	1.9	1.4
200-300	2.1	1.6
300-400	2.2	1.8

Tabla 3.8: Tabla de Coeficientes C_e para fórmula de viento de UBC⁵²

⁵² BROCKENBROUGH, Roger, "Structural Steel Designer's Handbook", Mc. Graw Hill, Segunda Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1994, tabla 9.1, pág. 9.6

Factor de geometría de la estructura

El factor de geometría C_q depende de la geometría de la estructura, así como de la cara que se esté analizando: si es el lado de cara al viento (Windward Side o “barlovento”), o del lado opuesto al viento (Leeward Side o “sotavento”). Esto se puede ver más claramente en la Figura 3.4:

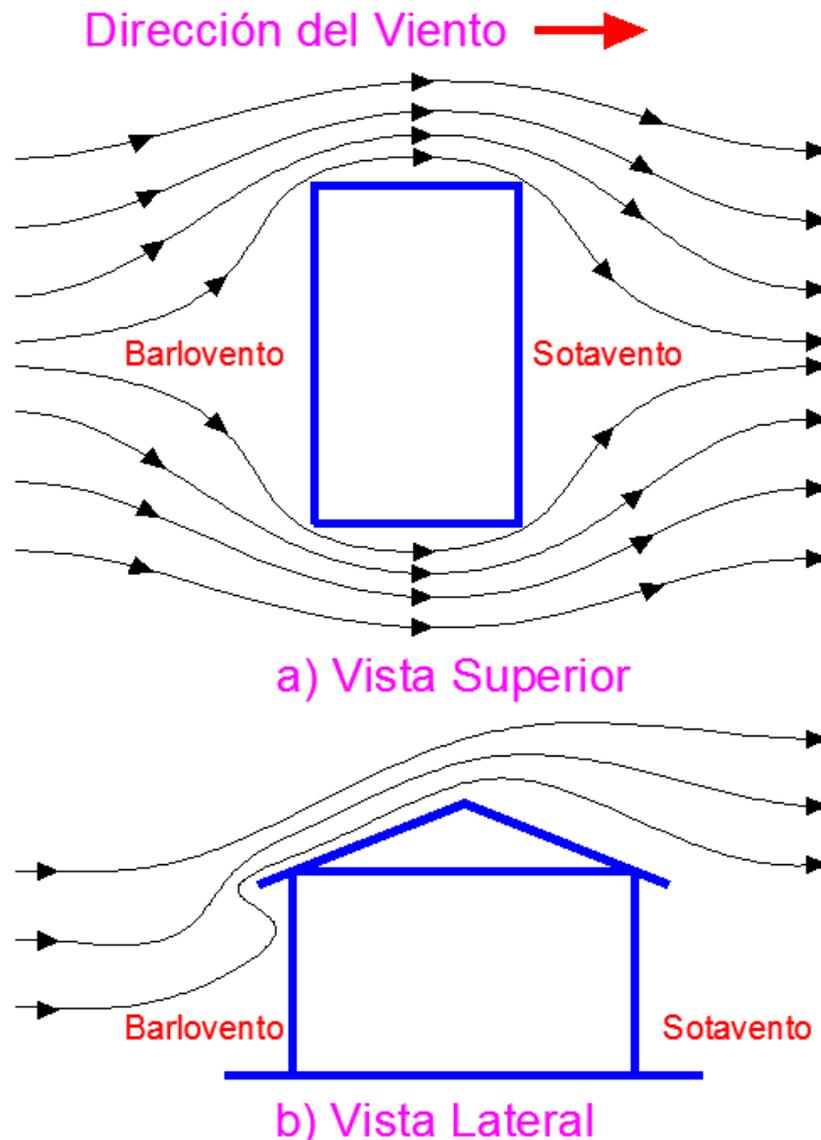


Fig. 3.4: Cargas expuestas al viento en edificaciones⁵³

⁵³ BROCKENBROUGH, Roger, “Structural Steel Designer’s Handbook”, Mc Graw Hill, Segunda Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1994, fig 9.1, pág. 9.3 a) y e)

En la UBC, las presiones actúan simultáneamente sobre las paredes y el techo, de manera perpendicular a éstas. Las presiones positivas son las que actúan contra la cara de la edificación hacia adentro, mientras que las presiones negativas son las que generan succión hacia afuera de la estructura.

Los valores de C_q se resumen en la Tabla 3.9:

Valor de C_q	Presión / Succión	Condición de aplicación
Para Paredes:		
0.8	Presión	Paredes de cara al viento (Windward walls)
0.5	Succión	Paredes de lado opuesto al viento (Leeward walls)
Para Techos planos:		
0.7	Succión	Techos planos, o inclinados con vientos paralelos al cumbrero
Para Techos inclinados, vientos perpendiculares al cumbrero:		
0.7	Succión	En el lado opuesto al viento (Leeward side)
0.7	Succión	Pendiente menor 2:12 (2pulg/12pie), en el lado de cara al viento (Windward side)
0.9	Succión	Pendiente entre 2:12 y 9:12, en el lado de cara al viento (Windward side)
0.4	Presión	Pendiente entre 9:12 y 12:12, en el lado de cara al viento (Windward side)
0.7	Presión	Pendiente mayor a 12:12, en el lado de cara al viento (Windward side)

Tabla 3.9: Coeficientes C_e para fórmula de viento de UBC⁵⁴

⁵⁴ Fuente Propia, adaptado de: BROCKENBROUGH, Roger, "Structural Steel Designer's Handbook", Mc Graw Hill, Segunda Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1994, pág. 9.6

Factor de Importancia

Se refiere al cuidado especial que se debe dar a las edificaciones más importantes o críticas, que es necesario que funcionen incluso después de una tormenta o huracán.

Para la mayoría de edificaciones: **$I=1.0$**

Para edificaciones como hospitales, estaciones de bomberos y policía, centros de comunicaciones y donde la ocupación sea de más de 300 personas: **$I=1.15$**

3.3.1.7 Carga por Restricciones (T)

Este tipo de cargas se producen por cambios en las dimensiones o geometría de las estructuras o sus miembros, debidos al comportamiento del material, tipo de celosías o detalles de construcción utilizados.

Los esfuerzos inducidos deben ser tomados en cuenta ya que pueden aumentar los requerimientos de diseño.

Estas cargas pueden producirse por asentamiento diferencial de las cimentaciones, dilatación o encogimiento por temperatura, o efectos y fuerzas aplicadas por el cambio dimensional de estructuras adyacentes.

3.3.1.8 Carga de Sismo (E)

Los requisitos mínimos para diseño estructural para sismo se encuentran especificados en el Capítulo 12, del CPE-INEN.

El diseño para sismo es un tema muy extenso, que escapa al propósito de este texto, más se darán algunos lineamientos del diseño sísmico.

3.3.1.8.1 Definiciones para Cálculos de Sismo

- *Sismo de Diseño y Zona Sísmica:*

El sismo de diseño es un Terremoto que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, determinado a partir de un análisis de peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, o utilizando un mapa de peligro sísmico, que se presenta en la Figura 3.5:

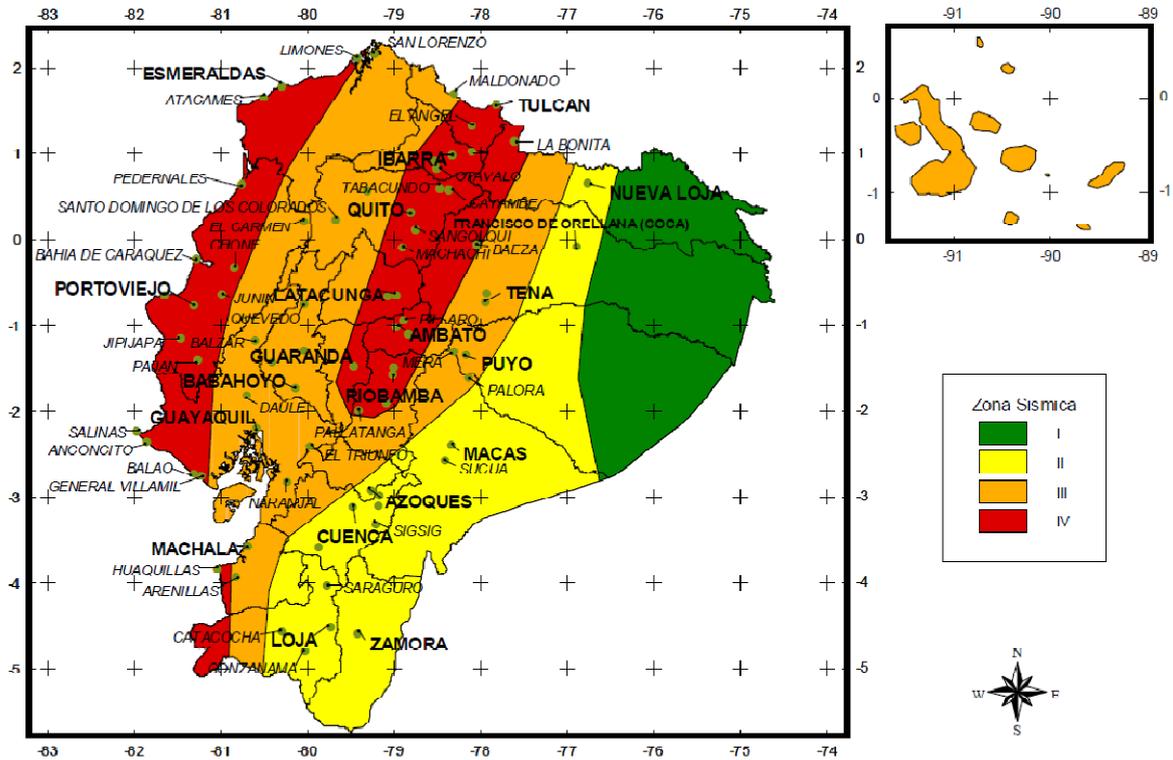


Fig. 3.5: Zonas Sísmicas para propósitos de diseño en Ecuador⁵⁵

A cada zona sísmica se le asigna un valor de afectación dependiendo de la magnitud de los sismos registrados históricamente, llamado **“Factor de Sismo” (Z)**. Este factor representa la aceleración máxima efectiva en suelo tipo Roca esperada para el sismo de Diseño, expresada como factor de la aceleración de la gravedad. Se cita la tabla del CPE en la Tabla 3.10:

Zona Sísmica	I	II	III	IV
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.40

Tabla 3.10: Valores de Factor Z para las diferentes Zonas Sísmicas⁵⁶

⁵⁵ Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), “Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5”, Parte 1, Capítulo 12, Imagen 1, pág. 18

Para mayor exactitud, en el CPE se presenta una tabla de Zona Sísmicas para las principales ciudades o comunidades del Ecuador.

- *Geología Local y Perfiles de Suelo. Coeficientes **S** y **Cm**.*

El factor de Suelo **S** ha sido definido de tal forma de simplificar, desde el punto de vista práctico, los distintos tipos de suelo existentes en el país, reduciéndolos solo a 4. Los factores de **S** y **Cm** se detallan en la Tabla 3.11:

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

(*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

Tabla 3.11: Coeficiente de Suelo S y Coeficiente Cm⁵⁷

- *Tipo de Uso, destino e importancia de la Estructura. Coeficiente I*

La estructura a construirse se clasifica en el CPE dependiendo de su importancia, y de la necesidad de que ciertas estructuras, por su funcionalidad, sigan siendo operativas o sufrir daños menores durante y después de la ocurrencia de un sismo severo. Los factores a utilizarse se presentan en la Tabla 3.12, citada del CPE:

⁵⁶ Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), “Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5”, Parte 1, Capítulo 12, Tabla 1, pág. 18

⁵⁷ Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), “Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5”, Parte 1, Capítulo 12, Tabla 3, pág. 24

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación, transmisión y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Tabla 3.12: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura⁵⁸

- **Factor de Reducción de la Resistencia Sísmica *R***

También llamado Factor de Reducción de la Respuesta Estructural, el factor de reducción de resistencia sísmica depende de muchas variables, entre las cuales están el tipo de estructura, tipo de suelo, período de vibración considerado, factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite.

Por simplificar, el código CPE ha creado un parámetro constante dependiendo únicamente de su tipología estructural, como se detalla en la Tabla 3.13:

⁵⁸ Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), “Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5”, Parte 1, Capítulo 12, Tabla 4, pág. 24

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

(*) = Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión.

Tabla 3.13: Coeficiente de Reducción de Resistencia Sísmica R ⁵⁹

Para otras estructuras diferentes a los edificios, el CPE presenta una tabla de valores de R para los casos más típicos, citada en la Tabla 3.14:

Tipos de estructuras	R
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas, soportadas mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	3
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación.	5
Estructuras tipo cantiliver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes.	4
Torres en celosía (autoportantes o atirantadas)	4
Estructuras en forma de péndulo invertido	3
Torres de enfriamiento	5
Depósitos elevados soportados por un pila o por apoyos no arriostrados	4
Letreros y carteleras	5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	3
Otras estructuras no descritas en este código	3

Tabla 3.14: Factores de reducción de Resistencia estructural R para estructuras diferentes a la edificación⁶⁰

⁵⁹ Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), "Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5", Parte 1, Capítulo 12, Tabla 7, pág. 29

- *Coeficiente de configuración Estructural en Planta Φ_P y Coeficiente de configuración Estructural en Elevación Φ_E*

El código incorpora estos factores penalizantes al diseño de estructuras irregulares, debido a que estas irregularidades usualmente causan problemas en las estructuras ante un sismo.

Se presentan en tablas las tipologías de irregularidades que se presentan con mayor frecuencia. Sin embargo, la descripción de estas irregularidades no faculta al calculista a considerarlas como normales, por lo tanto es recomendable evitar al máximo la presencia de éstas.

A continuación se presentan las tipologías descritas en el CPE mediante tablas y gráficos para mejor entendimiento.

En la Tabla 3.15 se presentan los Coeficientes de Configuración en Planta.

En la Tabla 3.16 se presentan los Coeficientes de Configuración en Elevación.

En la Tabla 3.17 se presentan las Irregularidades en Planta y Elevación.

⁶⁰ Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), “Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5”, Parte 1, Capítulo 12, Tabla 9, pág. 37

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	Φ_{pi}
1	<p><i>Irregularidad torsional</i> Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	0,9
2	<p><i>Entrantes excesivos en las esquinas</i> 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><i>Discontinuidad en el sistema de piso</i> La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	0,9
4	<p><i>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales</i> 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
5	<p><i>Ejes estructurales no paralelos</i> 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><i>Sistema de piso flexible</i> 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 deberá revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural</p>	-

Tabla 3.15: Coeficientes de Configuración en Planta⁶¹

⁶¹ Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), “Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5”, Parte 1, Capítulo 12, Tabla 5, pág. 27

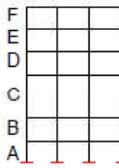
Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda ΦE_i	Sistemas duales o con diagonales ΦE_i
1	<i>Piso blando (irregularidad en rigidez)</i> La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1,0
2	<i>Irregularidad en la distribución de las masas</i> La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1,0
3	<i>Irregularidad geométrica</i> La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1,0
4	<i>Desalineamiento de ejes verticales</i> La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	<i>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</i> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70%de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1,0
6	<i>Columnas cortas</i> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-

Tabla 3.16: Coeficientes de Configuración en Elevación⁶²

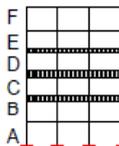
⁶² Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), “Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5”, Parte 1, Capítulo 12, Tabla 6, pág. 28

IRREGULARIDADES EN ELEVACION

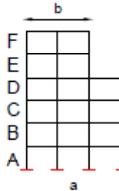
Tipo 1 - Piso flexible - $\phi_{Ei} = 0.9$
 Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D
 ó
 Rigidez $K_c < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$



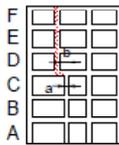
Tipo 2 - Distribución de masas - $\phi_{Ei} = 0.9$
 $m_D > 1.50 m_E$
 ó
 $m_D > 1.50 m_C$



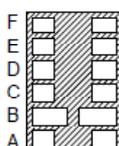
Tipo 3 - Irregularidad Geométrica - $\phi_{Ei} = 0.9$
 $a > 1.30 b$



Tipo 4 - Desalineamientos en ejes verticales - $\phi_{Ei} = 0.8$
 $b > a$

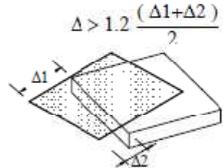


Tipo 5 - Piso débil - $\phi_{Ei} = 0.8$
 Resistencia Piso B < 0.70 Resistencia Piso C

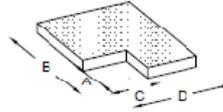


IRREGULARIDADES EN PLANTA

Tipo 1-Irregularidad torsional- $\phi_{Pi} = 0.9$
 $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$



Tipo 2-Retrocesos excesivos en las esquinas - $\phi_{Pi} = 0.9$
 $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$



Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso - $\phi_{Pi} = 0.9$



1) $C \times D > 0.5A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5 A \times B$

Tipo 4 - Desplazamiento de los planos de Acción - $\phi_{Pi} = 0.8$
 de elementos verticales



Tipo 5 - Ejes estructurales no paralelos - $\phi_{Pi} = 0.9$

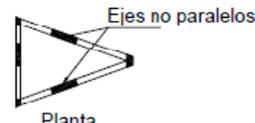


Tabla 3.17: Irregularidades en Elevación y en Planta⁶³

Los valores finales de Φ_P y Φ_E dependen de los tipos de irregularidades que se den en cada estructura, y resultan del producto de 2 o más tipos de irregularidades presentes, así:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} * \Phi_{PB}$$

Donde: Φ_{PA} resulta de escoger entre los tipos 1, 2 y 3 (Φ_{Pi})

Φ_{PB} resulta de escoger entre los tipos 4 y 5 (Φ_{Pi})

y

⁶³ Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), “Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5”, Parte 1, Capítulo 12, Figuras 2 y 3, pág. 39 y 40

$$\Phi_E = \Phi_{EA} * \Phi_{EB} * \Phi_{EC}$$

Donde: Φ_{EA} resulta de escoger entre los tipos 1 y 5 (Φ_{Ei})

Φ_{EB} resulta de escoger entre los tipos 2 y 3 (Φ_{Ei})

Φ_{EB} resulta si existiese la irregularidad tipo 4 (Φ_{Ei})

- *Período de Vibración T*

Depende de cada tipo de edificación, y existen 2 métodos para su cálculo.

Método 1:

Para estructuras de edificación, T puede determinarse por:

$$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$

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 espaciales de hormigón armado

C_t = 0.06 para pórticos espaciales 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 deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Se puede cumplir mediante la siguiente ecuación:

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

Donde: f_i = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales.

δ_i = Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f

w_i = Peso propio del piso i

3.3.1.8.2 Determinación de las fuerzas laterales de Diseño

Para determinar las fuerzas laterales, se debe encontrar la **Cortante Basal de Diseño (V)**, que es la fuerza lateral producida por un sismo en la base de la estructura. Está definida por estas expresiones:

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_P\Phi_E} * W \quad ; \quad C = \frac{1.25*S^S}{T}$$

Donde W = carga reactiva del sismo = peso total muerto de la estructura

C = No debe exceder del valor de C_m de las tablas, ni menor a 0.5

S = Coeficiente de geología local: su valor y el de su exponente

R = Factor de reducción de respuesta estructural

Φ_P, Φ_E = Factores de configuración en planta y elevación

T = Período de Vibración

3.3.1.8.3 Distribución vertical de las fuerzas laterales

La distribución vertical del cortante basal de diseño puede analizarse con las siguientes expresiones:

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

$$F_t = 0.07 * T * V$$

Donde: F_t = Fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional en el último piso.

n = número de pisos de la estructura

T = Período utilizado para el cálculo del cortante basal de diseño

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 segundos.

La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, con la siguiente expresión:

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

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

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

3.3.2 CARGAS APLICADAS EN EL CÁLCULO DEL PUENTE PARA PASO DE FLUIDOS Y ENERGÍA ENTRE LA CASA DE FUERZA ACTUAL Y LA NUEVA PLANTA DE PREFORMADOS CONGELADOS EN PRONACA EMBUTIDOS

Para el diseño del puente, se toman en cuenta las cargas a las cuales estará expuesto. Los demás tipos de carga no se consideran, pero se establece la razón por la cual se las desprecia.

Las cargas utilizadas para el diseño del puente son las siguientes:

D = Carga muerta

L = Carga Viva de Piso, incluyendo sobrecargas,

E= Carga de Sismo

Las cargas no utilizadas para el diseño del puente son las siguientes:

A= Cargas debidas a grúas y sistemas de manejo de materiales

L_r= Carga Viva de Techo

S= Cargas de Nieve en techos

R= Carga de lluvia

W= Carga de Viento

T= Cargas por Restricciones

3.3.2.1 Cargas Muertas aplicadas en el puente (D)

Las cargas muertas aplicadas en el puente constituyen solamente las cargas debidas al peso propio de la estructura, es decir:

- Peso propio de los perfiles,
- Peso de las soldaduras, placas de refuerzo, etc.

Todos estos pesos se los calcula automáticamente en el programa SAP 2000, tomando como referencia el peso específico del acero de P.S.=7850kg/m³.

3.3.2.2 Cargas Vivas aplicadas en el puente (L)

Las cargas vivas del puente son las tuberías. En la Figura 3.6 se presenta una imagen de la sección transversal del puente, con la disposición de tuberías final.

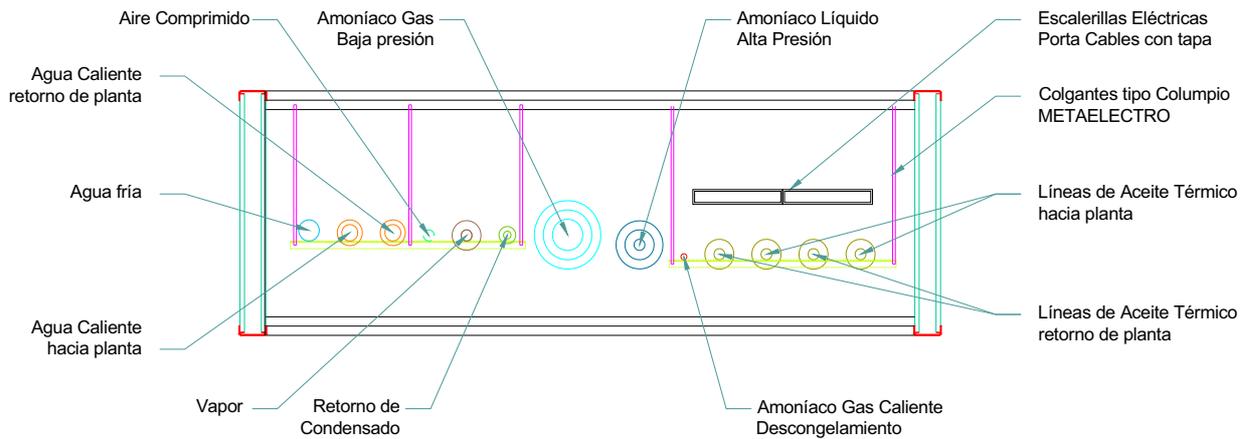


Fig. 3.6: Sección transversal del puente: Disposición General de tuberías.⁶⁴

Para cada una de las tuberías, se calcula el peso en kilogramos por cada metro lineal (kg/ml). En ciertas tuberías es necesario incluir el peso del aislamiento, así como del fluido que transporta.

Los diámetros de tuberías fueron obtenidos del catálogo de tuberías de TUVAL para tuberías de acero Cédula 40.

Los pesos específicos de los diferentes líquidos son evaluados según su temperatura, con diferentes fuentes de información.

Una vez obtenidos los pesos de tuberías y fluidos (no conducción eléctrica), se aumenta un 10% del peso para tomar en cuenta la existencia de bridas, pernos, juntas de expansión, colgantes, etc.

Los cálculos de pesos se detallan a continuación:

3.3.2.2.1 Tubería de Amoniaco con Gas a baja presión

La tubería necesaria es de 6" Cédula 40.

$$\phi_{\text{ext}}=168.3\text{mm}$$

⁶⁴ fuente: GAR & Ingenieros, "Proyecto Mecánico Junio 2011"

$$\phi_{\text{int}}=154.1\text{mm}$$

El peso de tubería es de 28.26 kg/ml ⁶⁵

El peso específico del Amoníaco, a la temperatura de -40°C es de $24.86 \text{ (ft}^3/\text{lb)}$ ⁶⁶

El peso del gas contenido en 1 m lineal de tubería es de

$$Peso_{GAS\ 1m} = \frac{1}{24.86 \frac{\text{ft}^3}{\text{lb}}} * \frac{16.018 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{1 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}} * \frac{\pi(0.1541\text{m})^2}{4} = 0.01201 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

El peso del aislamiento de 2" de espesor:

$$\begin{aligned} Peso_{AISLAMIENTO\ 1m} &= \frac{\pi[(0.1683\text{m} + 2 * 2 * 0.0254\text{m})^2 - (0.1683\text{m})^2]}{4} * 24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ &= 0.839 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el peso es esta línea de amoníaco es de:

$$Peso_{AMONÍACO\ GAS\ 1m} = (28.26 + 0.01201 + 0.839) \frac{\text{kg}}{\text{m}} = \mathbf{29.111 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}$$

3.3.2.2.2 Tubería de Amoníaco con Líquido a Alta Presión

La tubería necesaria es de 2" Cédula 40.

$$\phi_{\text{ext}}=60.3\text{mm}$$

$$\phi_{\text{int}}=52.5\text{mm}$$

El peso de tubería es de 5.44 kg/ml ⁶⁷

La densidad del Amoníaco Líquido, a la temperatura de -28°C es $682 \text{ (kg/ m}^3)$ ⁶⁸

El peso del líquido contenido en 1 m lineal de tubería es de:

⁶⁵ NAYYAR, Mohinder, "Piping Handbook", Mc Graw Hill, Sexta Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1992, Tabla A2.1, pág. A.49

⁶⁶ DOSSAT, Roy, "Principles of Refrigeration", John Wiley & Sons Inc, Primera edición, 1961, Tabla 16-6, pág. 484

⁶⁷ NAYYAR, Mohinder, "Piping Handbook", Mc Graw Hill, Sexta Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1992, Tabla A2.1, pág. A.49

⁶⁸ DOSSAT, Roy, "Principles of Refrigeration", John Wiley & Sons Inc, Primera edición, 1961, Tabla 16-6, pág. 484

$$Peso_{LIQUIDO\ 1m} = 682 \frac{kg}{m^3} * \frac{\pi(0.0525m)^2}{4} = 0.897 \frac{kg}{m}$$

El peso del aislamiento de 2" de espesor:

$$\begin{aligned} Peso_{AISLAMIENTO\ 1m} &= \frac{\pi[(0.0603m + 2 * 2 * 0.0254m)^2 - (0.603m)^2]}{4} * 24 \frac{kg}{m^3} \\ &= 0.425 \frac{kg}{m} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el peso es esta línea de amoníaco es de:

$$Peso_{AMONÍACO\ LIQUIDO\ 1m} = (5.44 + 0.897 + 0.425) \frac{kg}{m} = 6.763 \frac{kg}{m}$$

3.3.2.2.3 Tubería de alimentación de Vapor

La tubería necesaria es de 2" Cédula 40.

$$\phi_{ext}=60.3mm$$

$$\phi_{int}=52.5mm$$

El peso de tubería es de 5.44 kg/m⁶⁹

El peso específico del Vapor a 165 PSIA es de 2.752 (ft³/lb)⁷⁰

El peso del vapor contenido en 1 m lineal de tubería es de

$$Peso_{VAPOR\ 1m} = \frac{1}{2.752 \frac{ft^3}{lb}} * \frac{16.018 \frac{kg}{m^3}}{1 \frac{lb}{ft^3}} * \frac{\pi(0.0525m)^2}{4} = 0.0125 \frac{kg}{m}$$

El peso del aislamiento de 2" de espesor:

$$\begin{aligned} Peso_{AISLAMIENTO\ 1m} &= \frac{\pi[(0.0603m + 2 * 2 * 0.0254m)^2 - (0.603m)^2]}{4} * 24 \frac{kg}{m^3} \\ &= 0.425 \frac{kg}{m} \end{aligned}$$

⁶⁹ NAYYAR, Mohinder, "Piping Handbook", Mc Graw Hill, Sexta Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1992, Tabla A2.1, pág. A.49

⁷⁰ CENGEL, Yunus; "Termodinámica", Mc Graw Hill, Quinta Edición, 2006, Tabla A-5E, pág. 942

Por lo tanto, el peso es esta línea de vapor es de:

$$Peso_{VAPOR\ 1m} = (5.44 + 0.0125 + 0.425) \frac{kg}{m} = 6.878 \frac{kg}{m}$$

3.3.2.2.4 Tubería de Retorno de Condensado

La tubería necesaria es de 1 1/4" Cédula 40.

$$\phi_{ext}=42.2mm$$

$$\phi_{int}=35.1mm$$

El peso de tubería es de 3.38 kg/ml⁷¹

El peso específico del condensado a 50°C es de 0.001012 (m³/kg)⁷²

El peso del condensado contenido en 1 m lineal de tubería es de

$$Peso_{CONDENSADO\ 1m} = \frac{1}{0.001012 \frac{m^3}{kg}} * \frac{\pi(0.0351m)^2}{4} = 0.955 \frac{kg}{m}$$

Por lo tanto, el peso es esta línea de condensado es de:

$$Peso_{CONDENSADO\ 1m} = (3.38 + 0.955) \frac{kg}{m} = 4.335 \frac{kg}{m}$$

3.3.2.2.5 Tuberías de alimentación y retorno de Aceite Térmico

Son necesarias 4 tuberías de 2" Cédula 40.

$$\phi_{ext}=60.3mm$$

$$\phi_{int}=52.5mm$$

El peso de cada tubería es de 5.44 kg/ml⁷³. Siendo 4 tuberías, el peso de éstas sería de (4*5.44) = 21.76 kg/ml

⁷¹ NAYYAR, Mohinder, "Piping Handbook", Mc Graw Hill, Sexta Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1992, Tabla A2.1, pág. A.49

⁷² CENGEL, Yunus; "Termodinámica", Mc Graw Hill, Quinta Edición, 2006, Tabla A-4, pág. 890

La densidad del Aceite Térmico es de aproximadamente $880(\text{kg}/\text{m}^3)$, pero se utilizará $950(\text{kg}/\text{m}^3)$ por seguridad.

El peso del líquido contenido en 1 m lineal de tubería es de

$$Peso_{LIQUIDO\ 1m} = 950 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \frac{\pi(0.0525\text{m})^2}{4} * 4\text{tuberías} = 8.219 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

El peso del aislamiento de 2" de espesor:

$$\begin{aligned} Peso_{AISLAMIENTO\ 1m} &= \frac{\pi[(0.0603\text{m} + 2 * 2 * 0.0254\text{m})^2 - (0.0603\text{m})^2]}{4} * 24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 4\text{tuberías} \\ &= 1.702 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el peso de las líneas de aceite térmico es de:

$$Peso_{ACEITE\ TÉRMICO\ 1m} = (21.76 + 8.219 + 1.702) \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 31.68 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

3.3.2.2.6 Tuberías de alimentación y retorno de Agua Caliente

Son necesarias 2 tuberías de 3" Cédula 40.

$$\phi_{\text{ext}}=88.9\text{mm}$$

$$\phi_{\text{int}}=77.9\text{mm}$$

El peso de cada tubería es de 11.29 kg/ml ⁷⁴. Siendo 2 tuberías, el peso de éstas sería de $(2*11.29) = 22.58\text{ kg/ml}$

La densidad del Agua caliente a 60°C es menor que la del agua a condiciones estándar, por lo que se va a utilizar la densidad a 20°C , que es de $998(\text{kg}/\text{m}^3)$ ⁷⁵

El peso del líquido contenido en 1 m lineal de tubería es de

⁷³ NAYYAR, Mohinder, "Piping Handbook", Mc Graw Hill, Sexta Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1992, Tabla A2.1, pág. A.49

⁷⁴ NAYYAR, Mohinder, "Piping Handbook", Mc Graw Hill, Sexta Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1992, Tabla A2.1, pág. A.49

⁷⁵ CENGEL, Yunus; "Termodinámica", Mc Graw Hill, Quinta Edición, 2006, Tabla A-3, pág. 888

$$Peso_{LIQUIDO\ 1m} = 998 \frac{kg}{m^3} * \frac{\pi(0.0779m)^2}{4} * 2tuberías = 9.524 \frac{kg}{m}$$

El peso del aislamiento de 1" de espesor:

$$\begin{aligned} Peso_{AISLAMIENTO\ 1m} &= \frac{\pi[(0.0889m + 2 * 0.0254m)^2 - (0.0889m)^2]}{4} * 24 \frac{kg}{m^3} * 2tuberías \\ &= 0.506 \frac{kg}{m} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el peso de las líneas de agua caliente es de:

$$Peso_{AGUA\ CALIENTE\ 1m} = (22.58 + 9.524 + 0.506) \frac{kg}{m} = 32.61 \frac{kg}{m}$$

3.3.2.2.7 Tuberías de alimentación Agua Fría

La tubería necesaria es de 3" Cédula 40.

$$\phi_{ext}=88.9mm$$

$$\phi_{int}=77.9mm$$

El peso de la tubería es de 11.29 kg/ml⁷⁶

La densidad del Agua fría a 20°C, es de 998 (kg/ m³)⁷⁷

El peso del líquido contenido en 1 m lineal de tubería es de

$$Peso_{LIQUIDO\ 1m} = 998 \frac{kg}{m^3} * \frac{\pi(0.0779m)^2}{4} = 4.762 \frac{kg}{m}$$

Por lo tanto, el peso de la línea de agua fría es de:

$$Peso_{AGUA\ FRÍA\ 1m} = (11.29 + 4.762) \frac{kg}{m} = 16.052 \frac{kg}{m}$$

⁷⁶ NAYYAR, Mohinder, "Piping Handbook", Mc Graw Hill, Sexta Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1992, Tabla A2.1, pág. A.49

⁷⁷ CENGEL, Yunus; "Termodinámica", Mc Graw Hill, Quinta Edición, 2006, Tabla A-3, pág. 888

3.3.2.2.8 Tubería de alimentación de Aire Comprimido

La tubería necesaria es de 2" Cédula 40.

$$\phi_{\text{ext}}=60.3\text{mm}$$

$$\phi_{\text{int}}=52.5\text{mm}$$

El peso de tubería es de 5.44 kg/ml ⁷⁸

La densidad del Aire comprimido a 10 BAR es de $12.06 \text{ (kg/ m}^3\text{)}$

El peso del aire comprimido contenido en 1 m lineal de tubería es de

$$Peso_{\text{AIRE COMPRIMIDO } 1\text{m}} = 12.06 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \frac{\pi(0.0525\text{m})^2}{4} = 0.026 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Por lo tanto, el peso es esta línea de aire comprimido es de:

$$Peso_{\text{AIRE COMPRIMIDOR } 1\text{m}} = (5.44 + 0.026) \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 5.466 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

3.3.2.2.9 Tubería de Amoníaco con Gas caliente para descongelación

La tubería necesaria es de 1" Cédula 40.

$$\phi_{\text{ext}}=33.4\text{mm}$$

$$\phi_{\text{int}}=26.6\text{mm}$$

El peso de tubería es de 2.5 kg/ml ⁷⁹

La densidad del Amoníaco Líquido, a la temperatura de 25°C es de $690 \text{ (kg/ m}^3\text{)}$ ⁸⁰

El peso del líquido contenido en 1 m lineal de tubería es de

$$Peso_{\text{LIQUIDO } 1\text{m}} = 690 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \frac{\pi(0.0302\text{m})^2}{4} = 0.384 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

⁷⁸ NAYYAR, Mohinder, "Piping Handbook", Mc Graw Hill, Sexta Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1992, Tabla A2.1, pág. A.49

⁷⁹ NAYYAR, Mohinder, "Piping Handbook", Mc Graw Hill, Sexta Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1992, Tabla A2.1, pág. A.49

⁸⁰ DOSSAT, Roy, "Principles of Refrigeration", John Wiley & Sons Inc, Primera edición, 1961, Tabla 16-6, pág. 484

Por lo tanto, el peso es esta línea de amoníaco es de:

$$\mathbf{Peso}_{\text{AMONÍACO LIQUIDO } 1\text{m}} = (2.5 + 0.384) \frac{\text{kg}}{\text{m}} = \mathbf{2.884} \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

3.3.2.2.10 *Escalerilla con tapa y Cables para conducción Eléctrica en 460V y 220V*

La escalerilla eléctrica es una protección tipo cajón en la cual se colocan los cables ordenadamente. Puede ser fabricada de Acero soldado Galvanizado en caliente, Soldado y pintado al horno, de láminas galvanizadas en caliente, o de Acero Inoxidable.

En la Figura 3.7 se cita un catálogo de escalerillas portacables de Acero de METALECTRO, con la codificación que utilizan:

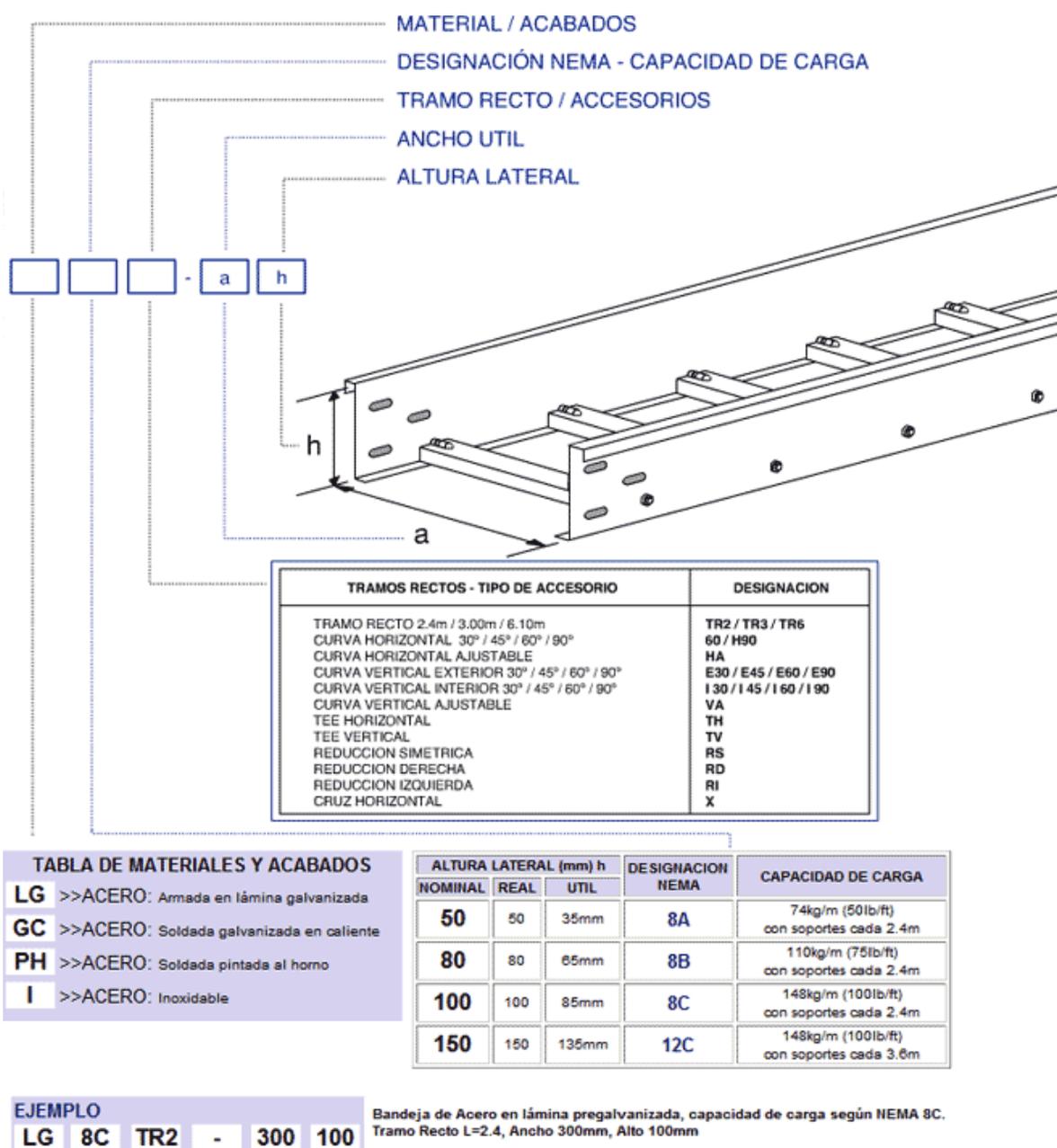


Fig. 3.7: Codificación METALECTRO para Escalerillas Porta cables⁸¹

Para la aplicación que se le va a dar a esta escalerilla, es decir, expuesta a la intemperie, al sol y lluvia, sería preferible utilizar la de Acero Inoxidable, pero por costos, se decidió utilizar la Escalerilla de Acero Galvanizada en Caliente.

⁸¹ Página web de METALECTRO.

http://www.metalectro.com/codificacion_bandejas_portacables.html

Para el transporte de energía eléctrica a la nueva planta de Preformados Congelados, se van a utilizar 2 bandejas porta cables, una para 220V y otra para 460V.

Las bandejas que se van a instalar es la GC/8B/TR6-500/80, es decir:

- Galvanizada en Caliente
- Designación NEMA 8B
- Tramos Rectos de 6 metros
- 500 mm de ancho
- 80 mm de alto

El peso aproximado total de la bandeja portacables es de *15 kg/ml*.

Los cables a utilizarse provienen del diseño eléctrico realizado por la empresa G.A.R. & Ingenieros, y los requerimientos para cada tensión (220V y 460V) son:

- 15 cables 4/0 TTU
- 5 cables 3/0 TTU
- 2 cables 2/0

Los pesos unitarios de los cables se obtienen del catálogo de fabricantes de cables:

- Cable 4/0 = 1150 kg/km
- Cable 3/0 = 877.31kg/km
- Cable 2/0 = 740.19 kg/km

Por consiguiente, los pesos por 1m de puente, en cada tensión es de:

- 15 cables 4/0 TTU = 16.15 kg/m
- 5 cables 3/0 TTU = 4.38 kg/m
- 2 cables 2/0 = 1.48 kg/m

El peso total en Cables es de *44.033 kg/m*

Por lo tanto el peso total entre **Escalerilla y Cables** es de **59.033 kg/m**

A continuación la Tabla 3.18 resumen de las cargas Vivas aplicadas al puente, debido a las tuberías y otros elementos propios de su funcionamiento.

CONDICIONES DE DISEÑO DEL PUENTE DE PASO DE FLUIDOS Y ENERGÍA			
CANTIDAD	DESCRIPCIÓN	PESO	NOTAS
		kg/ml	
1	Vapor de retorno de amoniaco 6" sh40	29.11121774	
	Tubería 6" sh 40	28.26	
	Vapor Amoniaco @ -40°C (-40°F)	0.012014399	
	Aislamiento e=2"	0.839203341	
1	Líquido amoniaco 2" sh40	6.76331854	
	Tubería 2" Sh40	5.44	
	Líquido Amoniaco @ 25°C (77°F)	0.897780013	
	Aislamiento e=2"	0.425538527	
1	Alimentación de vapor 2"	5.878129226	
	Tubería 2" sh 40	5.44	
	Vapor 165 psia	0.0125907	
	Aislamiento e=2"	0.425538527	
1	Retorno de condensado 1-1/4"	4.335055342	
	Tubería 1-1/4" Sh40	3.38	
	Condensado @ 50°C	0.955055342	
4	Aceite térmico 4x2"	31.68195184	
	4 Tuberías 2" sh 40	21.76	
	Aceite térmico (0,95 densidad Agua)	8.21979773	
	Aislamiento e=2"	1.702154107	
1	Agua Caliente 3"	16.30564481	
	Tubería 3" sh 40	11.29	
	Agua @20°C	4.762162011	
	Aislamiento e=1"	0.253482796	
1	Agua Caliente Retorno 3"	16.30564481	
	Tubería 3" sh 40	11.29	
	Agua @20°C	4.762162011	
	Aislamiento e=1"	0.253482796	
1	Agua FRIA 3"	16.05216201	
	Tubería 3" sh 40	11.29	
	Agua @15°C	4.762162011	
1	Aire Comprimido 2"	5.466087042	
	Tubería 2" sh 40	5.44	
	Aire comprimido 10 BAR	0.026087042	
1	Amoniaco Gas Caliente Descongelar 1"	2.884598347	
	Tubería 1" Sh40	2.5	
	Líquido Amoniaco @ 25°C (77°F)	0.384598347	
	subtotal Líquidos + tuberías=	134.7838097	
	10% por accesorios de tuberías	13.47838097	
1	Electricidad: 2 Escalerillas+Cables	59.0331	Capacidad para 1MW
460V	15 Cables 4/0 TTU	16.15	1150kg/km, Cable 4/0
	5 Cables 3/0 TTU	4.38655	877,31kg/km, Cable 3/0
	2 cables 2/0	1.48	740,59kg/km, Cable 2/0
220V	15 Cables 4/0 TTU	16.15	1150kg/km, Cable 4/0
	5 Cables 3/0 TTU	4.38655	877,31kg/km, Cable 3/0
	2 cables 2/0	1.48	740,59kg/km, Cable 2/0
	2 Bandejas METALECTRO: GC/8B/TR6-500/80	15	kg/ml
	TOTAL CARGA LINEAL=	207.2952907	KG/ML

Tabla 3.18: Condiciones de Cargas Vivas para el diseño del Puente de Paso de Fluidos.

Este resumen llega a un resultado de **207.29kg/ml** de tuberías a ser soportadas por el puente.

3.3.2.2.11 *Cargas puntuales de 500kg en cada cercha del puente*

Además de las tuberías y fluidos que pasarán por el puente, se considera la aplicación de una fuerza vertical de 500kg en el centro de cada cercha del puente, en la cuerda inferior.

Esto se debe a que durante el montaje de las tuberías es necesaria la utilización de tecles u otros medios de izaje para las tuberías.

Un ejemplo de esta condición sería al momento de elevar un tramo de tubería de 6" para la línea de Amoníaco Gas. El peso del tramo de tubería de 6m es de $28.26 \times 6 = 169.56\text{kg}$.

Otro ejemplo de esta condición crítica sería el caso que una o varias personas suban al puente para hacer mantenimiento, pintar, o instalar las tuberías. Asumiendo que cada persona pese 80kg, podrían subir hasta 5 personas, aunque el puente no está diseñado ni conceptuado para servir como paso de personas, ni posee los elementos de seguridad para tal efecto.

3.3.2.3 Cargas de sismo aplicadas en el puente (D)

Para el cálculo de las cargas de sismo, se va a definir dentro del programa computacional SAP 2000 los factores que regirán el diseño sísmico del puente.

3.4 APLICACIÓN DEL PAQUETE COMPUTACIONAL SAP 2000

Para facilitar el cálculo de las reacciones y los momentos en cada uno de los elementos del puente, se utiliza el programa computacional SAP 2000, cuya pantalla de Inicio se ve en la Figura 3.8.

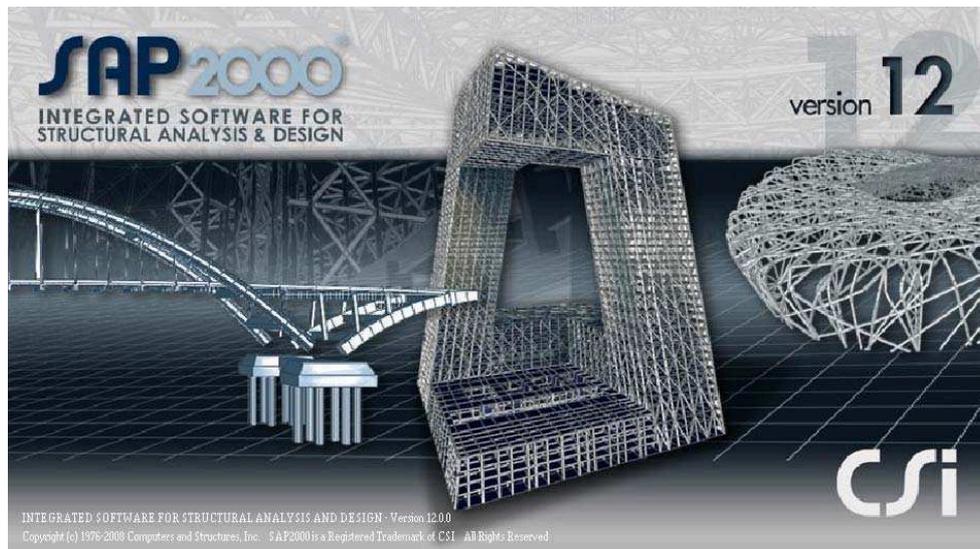


Fig. 3.8: SAP 2000 Advanced V12.0.0, Pantalla de inicio⁸²

Este programa se utiliza ampliamente por Ingenieros Civiles, Mecánicos, Estructurales, Arquitectos y otros, para facilitar el cálculo de las estructuras, y es desarrollado por la “COMPUTERS and STRUCTURES Inc.”, en California.

El objetivo del programa, es el cálculo de fuerzas en los diferentes elementos de la estructura, que en conjunción con las secciones, propiedades de los materiales, aplicación de cargas, incorporación de normas, se ha convertido en una herramienta práctica para agilizar los procesos de diseño.

Hay que tomar en cuenta que, por ser un software, no tiene razonamiento. Es decir, se puede utilizar el programa para agilizar los cálculos pero nunca reemplazará el criterio ingenieril del diseñador al analizar una estructura.

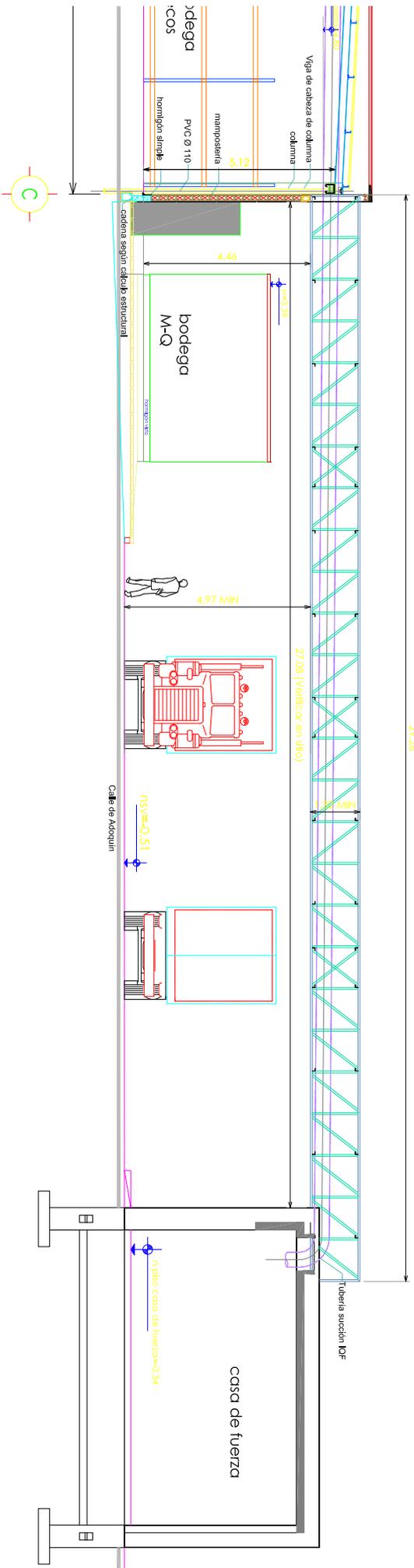
Para las dimensiones del puente, se acude a los planos arquitectónicos iniciales del puente, proporcionados por la empresa contratante, citados a continuación:

⁸² COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”, Pantalla de Inicio

CORTE 5-5

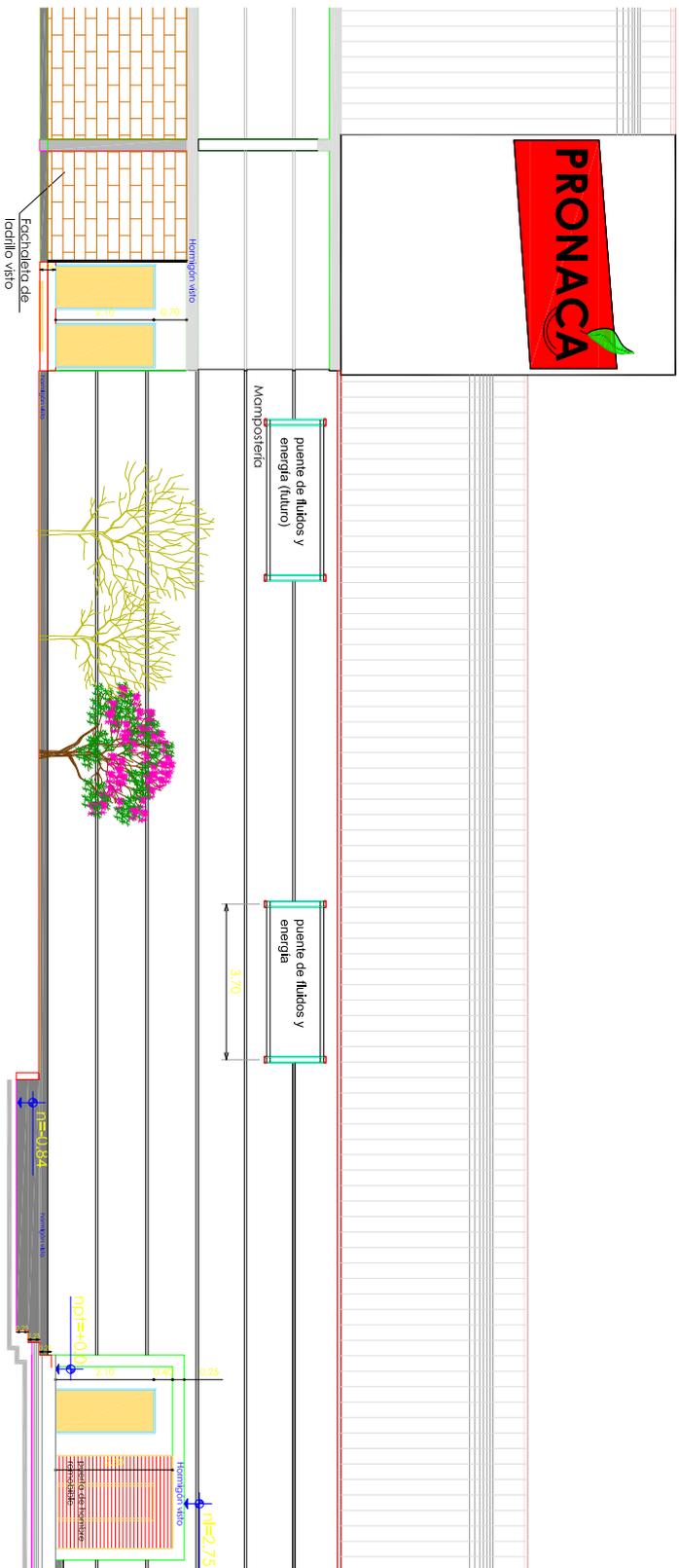
Vista lateral del Puente de Fluídos: Dimensiones Generales

29.26



CORTE E-E

Vista Transversal del Puente de Fluídos: Dimensiones Generales



PROYECTO		Plan de puentes PRONACCA	
UBICACION		PROYECTORES	
CADENA		Dimensiones Generales para el flujo de Flujos	
FRECUENCIA QUINCE		FECHA	
PROYECTA EJECUTIVOS		C.A.M. & Ingenieros C.A. Ltda.	
FECHA		Escala	
CLIENTE		Municipio de...	
PROYECTO		A 919	
PROYECTA EJECUTIVOS		C.A.M. & Ingenieros C.A. Ltda.	
FECHA		Escala	
CLIENTE		Municipio de...	
PROYECTO		A 919	

G.A.R.
 Ingeniería y Arquitectura
 Calle 100, C/10, L/100
 Teléfono: (57) 311 234 1000
 Email: info@gar.com.co

3.4.1 ENTORNO DE TRABAJO DEL PROGRAMA SAP 2000

Para someter a análisis a cualquier estructura, se debe elaborar un modelo Bidimensional o Tridimensional de la estructura, en el ambiente de trabajo del programa. Para lograr esto, se dispone de una Red o Cuadrícula (“Grid”), entre cuyos nodos se pueden ubicar los elementos de la estructura.

Se debe recordar el seleccionar las unidades con las cuales se va a trabajar, en la lista desplegable en la parte inferior derecha de la pantalla, como se ve en la Figura 3.9:

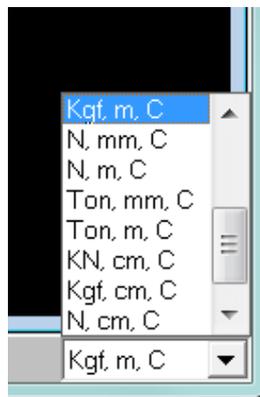


Fig. 3.9: Lista desplegable para selección de unidades⁸³

3.4.1.1 Crear un Nuevo Modelo

Para comenzar, se debe crear un nuevo modelo de la estructura. Dentro del diálogo de Nuevo Modelo (New Model) mostrado en la Figura 3.10, se encuentran diferentes tipos de modelos, a saber:

- Blank: se crea un modelo en blanco, para definir dentro del programa las geometrías de la Cuadrícula
- Grid Only: se crea solamente la cuadrícula del modelo. Esta opción se desarrollará más adelante.
- Beam: se utiliza para analizar solamente una viga bidimensional entre 2 o más apoyos.
- 2D Trusses: para estructuras bidimensionales de celosía.

⁸³ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”, Lista desplegable de unidades.

- 3D Trusses: para estructuras tridimensionales de celosía, especialmente estructuras de torres para comunicaciones y transporte de energía.
- 2D Frames: para pórticos con o sin arriostramientos interiores
- 3D Frames: para edificios tridimensionales con o sin arriostramientos interiores, pisos, paredes de cortante, elementos planares, losas, etc
- Wall: para analizar paredes de hormigón armado
- Flat Slab: para diseño de losas y pisos
- Shells: para calcular cilindros verticales, semicilindros horizontales, múltiples semicilindros contiguos, paraboloides hiperbólicas, esferas parciales, domos esféricos y domos parabólicos
- Staircases: para cálculo de escaleras y descansos de éstas
- Storage Structures: para cálculo de tanques elevados de almacenamiento
- Underground Concrete: para cálculo de estructuras enterradas, como parqueaderos, refugios, casas de maquinas, etc.
- Solid Models: para cálculo de estructuras masivas de hormigón, como represas, anclajes de cables de puentes, etc.
- Cable Bridges: para cálculos básicos de puentes colgantes
- Cabaltrans: para calcular rieles o cables de transporte como teleféricos.
- Quick BrIm: para cálculo de puentes de viguetas simplemente apoyadas o trabes de alma llena, para secciones de acero o en hormigón.
- Pipes and Plates: Para placas, tubos, tuberías y conexiones especiales

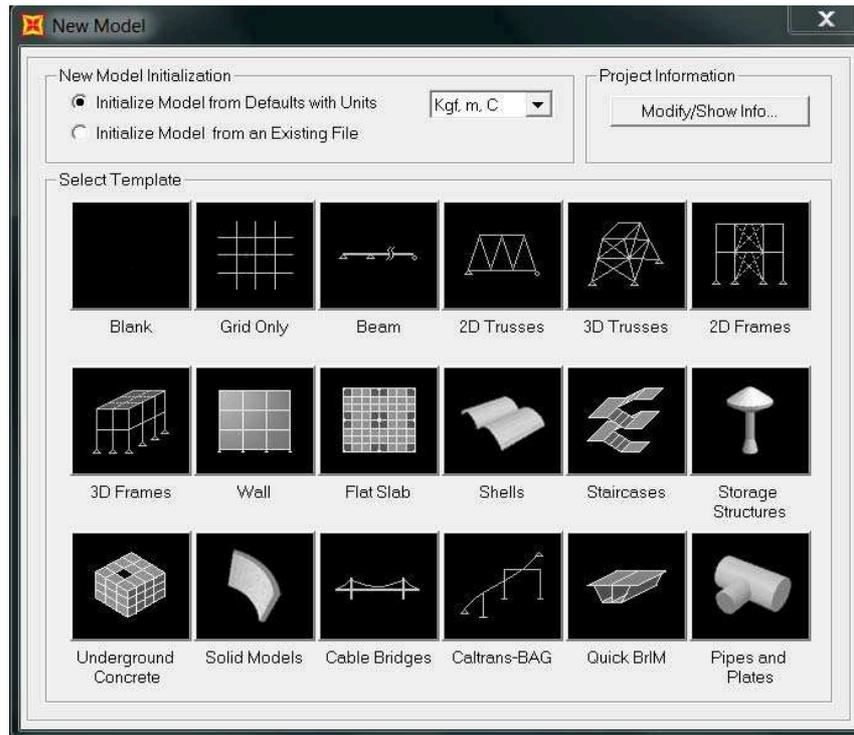


Fig. 3.10: Ventana “Nuevo Modelo” (New Model) de SAP 2000⁸⁴

3.4.1.2 Crear una Cuadrícula (Grid)

Ninguno de los modelos predeterminados en este menú se ajusta a las necesidades del puente, por lo que se desarrolla una Cuadrícula nueva (Grid Only).

Para llevar estas dimensiones al SAP 2000 se crea una cuadrícula inicial de las características indicadas en la Figura 3.11:

⁸⁴ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”, Ventana de Nuevo Modelo.

The image shows a software dialog box titled "Quick Grid Lines". It has two tabs: "Cartesian" (which is selected) and "Cylindrical". The dialog is organized into four main sections, each with a title and several input fields:

- Coordinate System Name:** A text box containing the word "GLOBAL".
- Number of Grid Lines:** Three input fields for "X direction" (value: 25), "Y direction" (value: 3), and "Z direction" (value: 3).
- Grid Spacing:** Three input fields for "X direction" (value: 1.247), "Y direction" (value: 1.85), and "Z direction" (value: 0.75).
- First Grid Line Location:** Three input fields for "X direction" (value: 0.), "Y direction" (value: 0.), and "Z direction" (value: 0).

At the bottom of the dialog are two buttons: "OK" and "Cancel".

Fig. 3.11: Configuración de la cuadrícula inicial⁸⁵

Es cuadrícula inicial se debe modificar en la ventana de diálogo de: *Define > Coordinate System/Grids > GLOBAL > Modify/Show System*

La ventana resultante se ve en la Figura 3.12:

⁸⁵ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0",
Ventana de Grid Only para cuadrícula rápida.

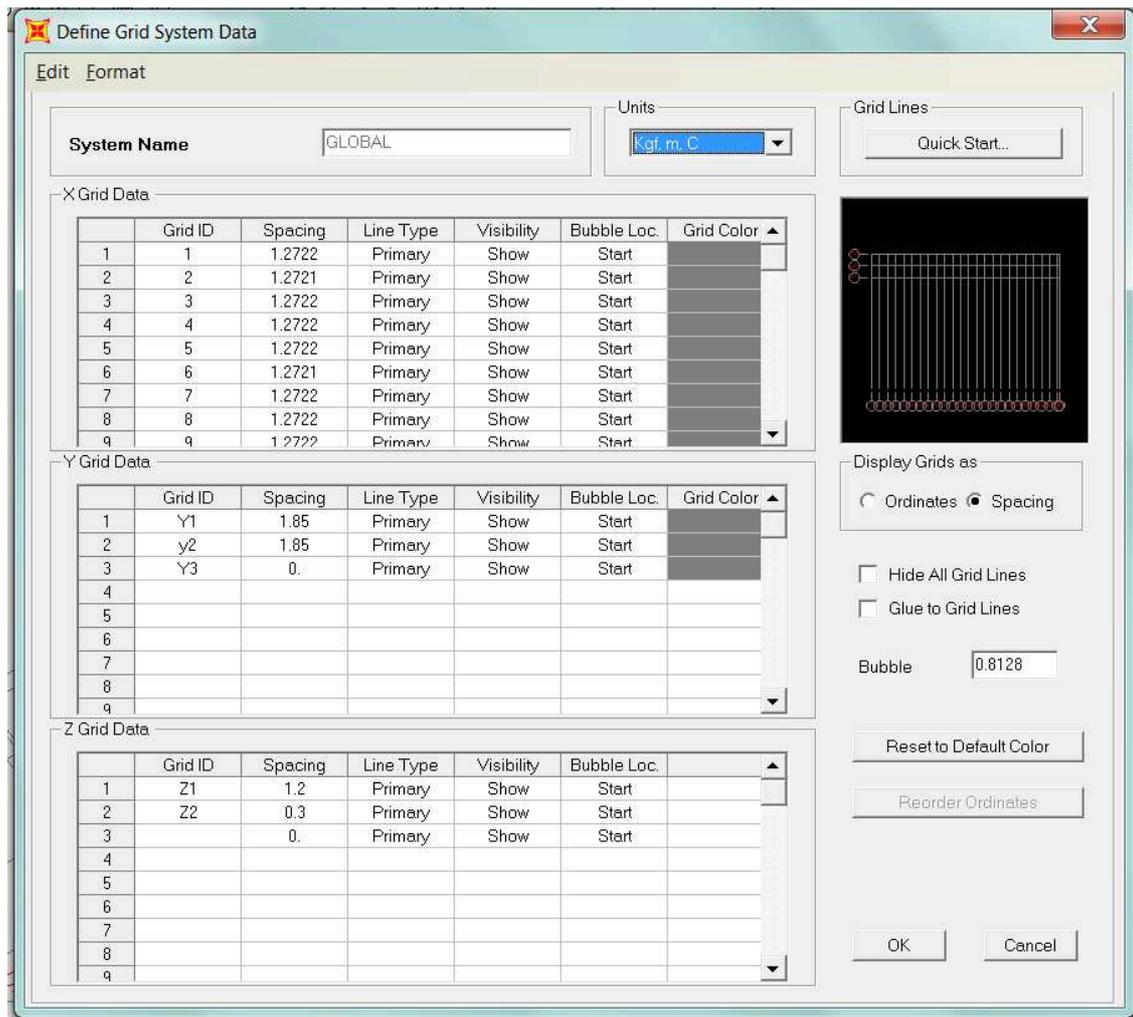


Fig. 3.12: Configuración de la cuadrícula final⁸⁶

Las principales diferencias con la cuadrícula generada inicialmente son:

- En el eje Z se aumenta el peralte del puente a 1.5m, en lugar del 1.32 originalmente especificado como mínimo en planos. Esto se debió a que al aumentar el peralte del puente, los esfuerzos generados en las cuerdas superior e inferior serían menores.
- La altura en Z de 1.2m toma en cuenta que el último tramo del puente deberá entrar en la pared de la bodega de secos de la planta nueva. Esta limitación es debida a que a 1.32m de la viga de cabeza de columna sobre

⁸⁶ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0",
Ventana de Grid Only para cuadrícula rápida.

la cual se apoya el puente, está un canalón de agua lluvias ya instalado, y no se desea desarmarlo.

- Para este último tramo del apoyo en la pared de Bodega de Secos, se toma una distancia de 0.3m para al apoyo.

Lo que resulta es la cuadrícula mostrada en la Figura 3.13:

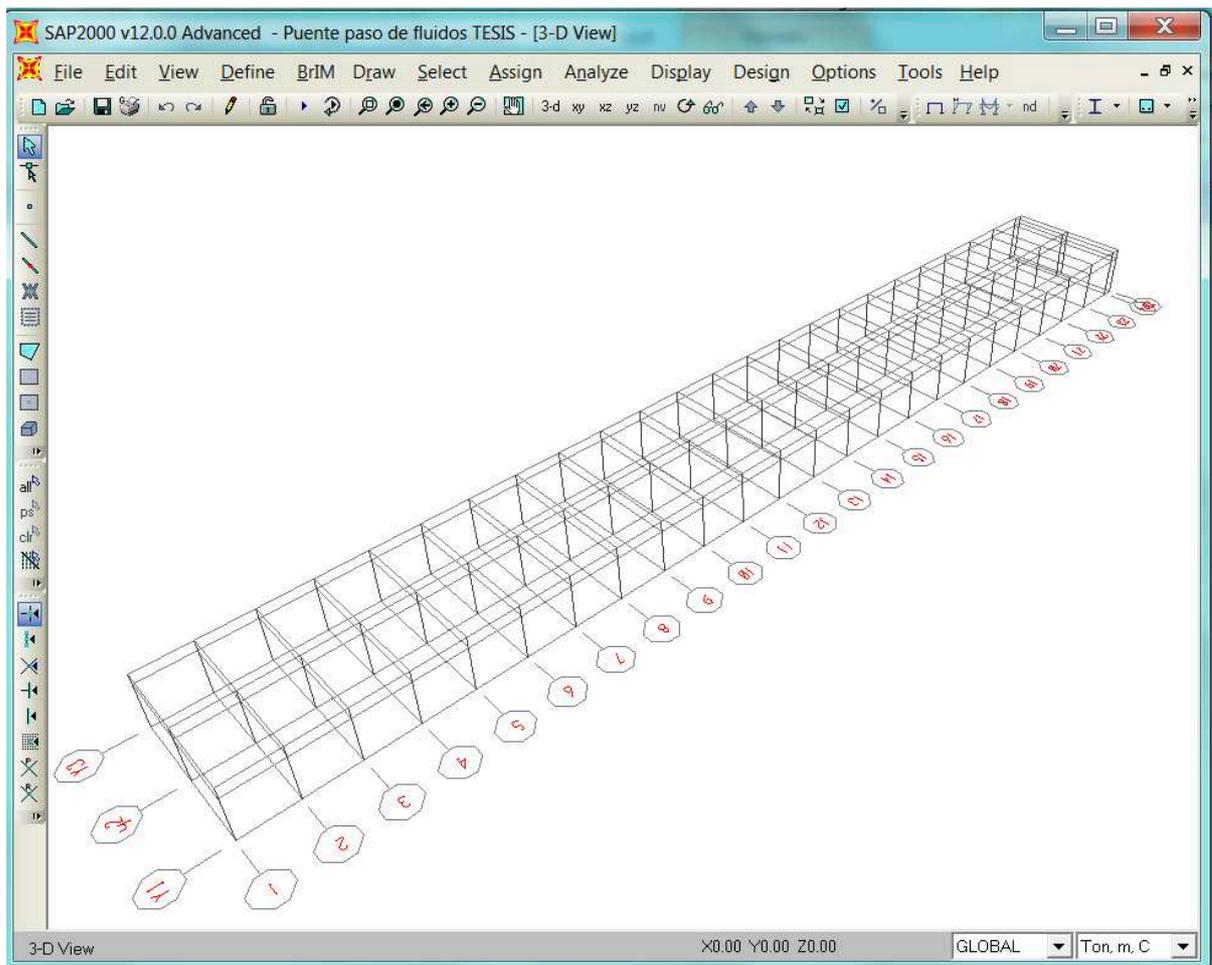


Fig. 3.13: Cuadrícula final para puente de conducción de fluidos⁸⁷

⁸⁷ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Cuadrícula final para Puente de fluidos

3.4.1.3 Definir secciones para los miembros de la estructura

Una vez elaborada la cuadrícula, se puede comenzar a definir los miembros a colocarse en el puente, en el menú *Define > Section Properties > Frame Sections*, como se ve en la Figura 3.14:

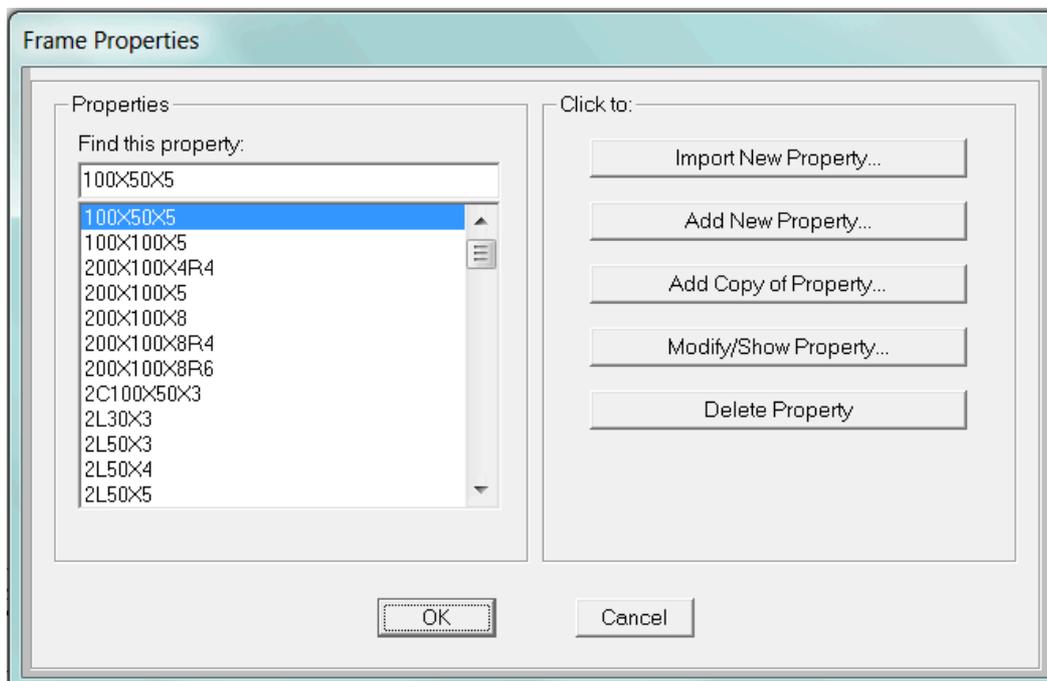


Fig. 3.14: Ventana para definir propiedades de Secciones⁸⁸

En esta ventana se pueden importar secciones desde un archivo externo de propiedades, crear nuevas secciones, copiar una sección existente, modificar una sección de la lista, o eliminar una sección de la lista.

Para ejemplificar, se va a crear una sección de C100x50x5 mm.

En *Add New Property...*, aparece un cuadro de diálogo como de la Figura 3.15:

⁸⁸ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Cuadrícula final para Puente de fluidos

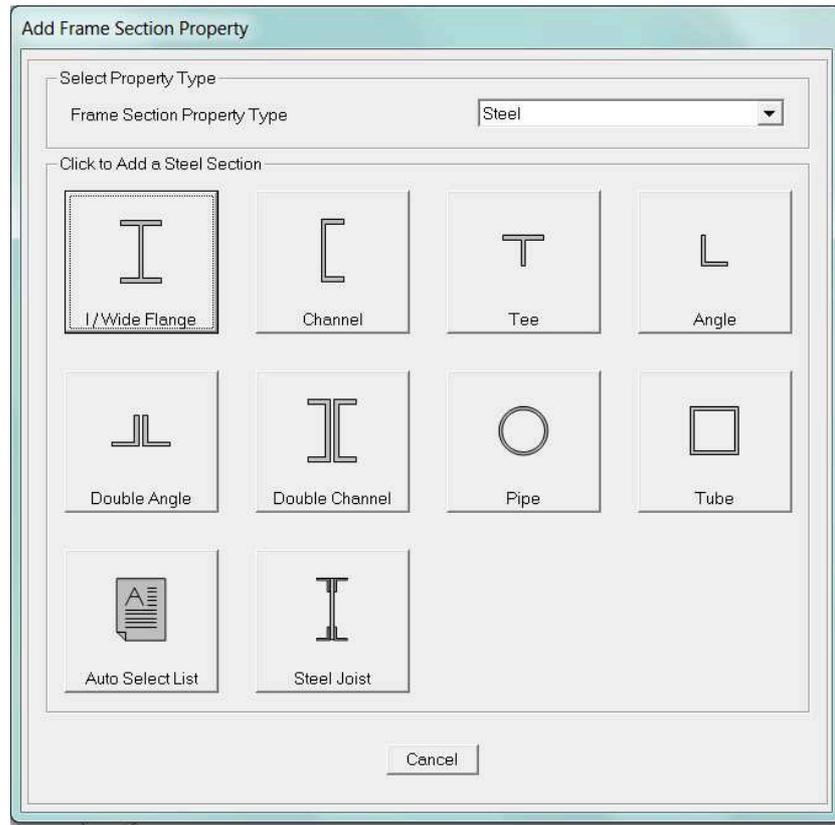


Fig. 3.15: Ventana Crear Nueva sección (Add New Property)⁸⁹

Seleccionando un perfil tipo Canal (Channel), aparece el cuadro de diálogo de dimensiones y propiedades tipo.

Para crear el nuevo perfil se debe especificar un Nombre, el material y las dimensiones. En las Figuras 3.16 y 3.17 se presenta este cuadro de diálogo antes y después de cambiar los valores mencionados.

Así se continúan definiendo otras secciones conforme se vaya avanzando en el diseño.

Para el caso del puente se utilizan mayormente perfiles tipo Canal (Chanel), Ángulos (Angle), Ángulos Dobles (Double Angle) y Tubos Cuadrados (Tube).

⁸⁹ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Ventana Crear Nueva sección

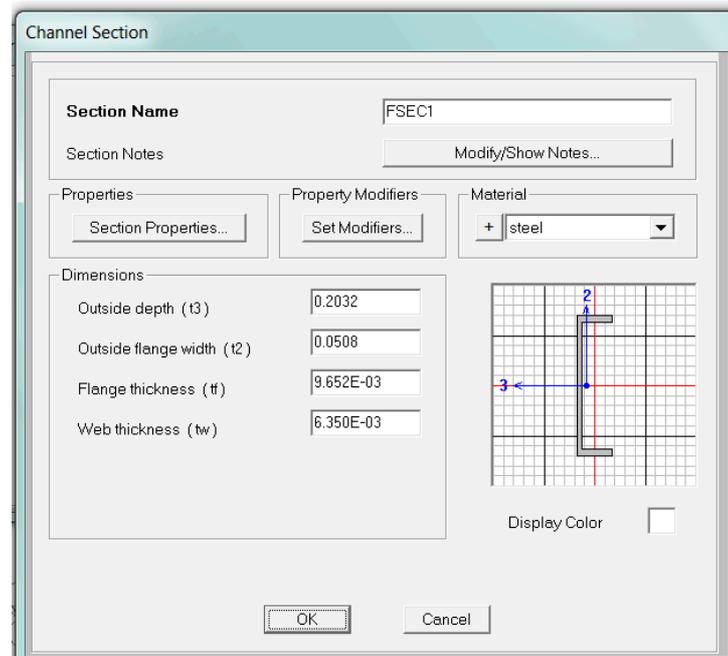


Fig. 3.16: Ventana de Propiedades de sección antes de cambiar los valores⁹⁰

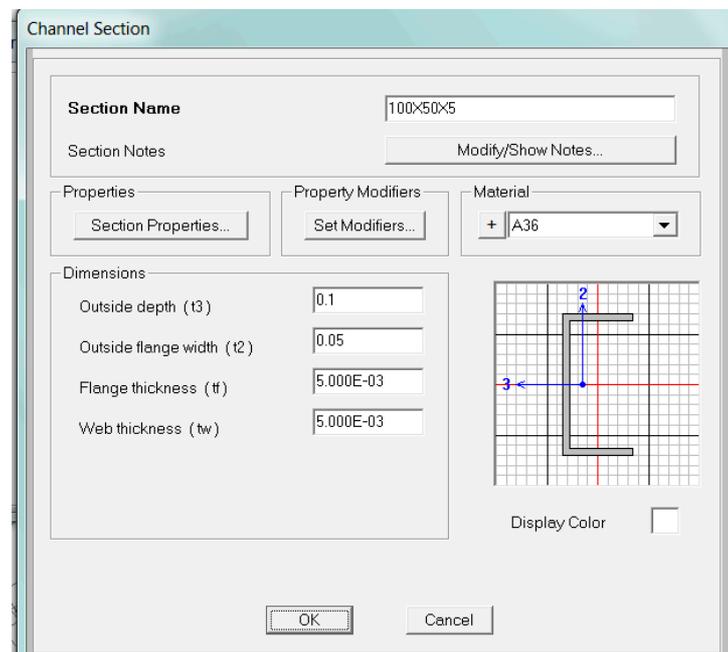


Fig. 3.17: Ventana de Propiedades de sección después de cambiar los valores⁹¹

⁹⁰ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0",
Ventana Propiedades de sección

⁹¹ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0",
Ventana Propiedades de sección

3.4.1.4 Dibujar miembros dentro de la cuadrícula

Para crear un elemento dentro de la red, se selecciona la sección y se determinan los 2 puntos a los cuales está unido el miembro. En la Figura 3.18 se muestra la creación de un elemento C100x50x5 definido anteriormente.

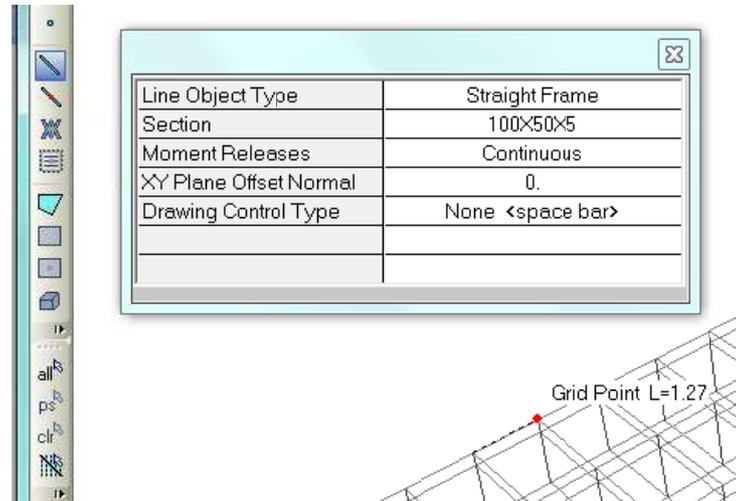


Fig. 3.18: Ventana de creación de miembro en una cuadrícula⁹²

3.4.1.5 Estructura del puente

3.4.1.5.1 Cerchas Laterales $Y=0m$, y $Y=3.5m$

Es importante tener en mente que el puente es una doble cercha tipo Pratt (Figura 3.19), porque las armaduras tipo Pratt se tiene la ventaja de que todas las diagonales funcionan a tensión cuando soportan cargas muertas, aunque las diagonales externas están sometidas a compresión.

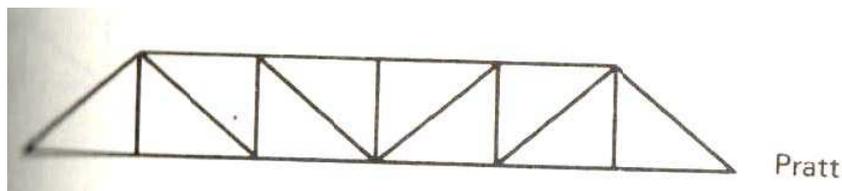


Fig. 3.19: Armadura tipo Pratt utilizada en puentes⁹³

⁹² COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0",
Ventana de creación de miembro en una Cuadrícula

En el caso del puente a diseñarse, esta condición es tomada en consideración, al no utilizar las diagonales al final para no tener elementos a compresión, ya que fallarían por pandeo y se necesitaría una sección muy pesada. Este mismo concepto se repite para todas las diagonales. Esto resultará en un ahorro con respecto a cualquier otro tipo de estructura para esta dimensión.

La vista lateral de la cercha del puente en los ejes Y1 y Y3 se ven en las Figuras 3.20 y 3.21:

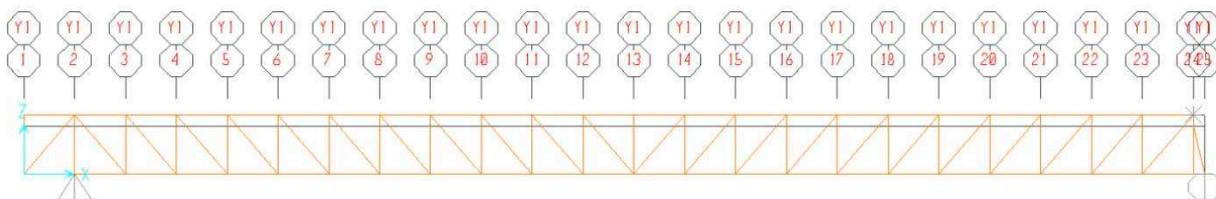


Fig. 3.20: Vista lateral de la cercha del puente en el eje Y1⁹⁴

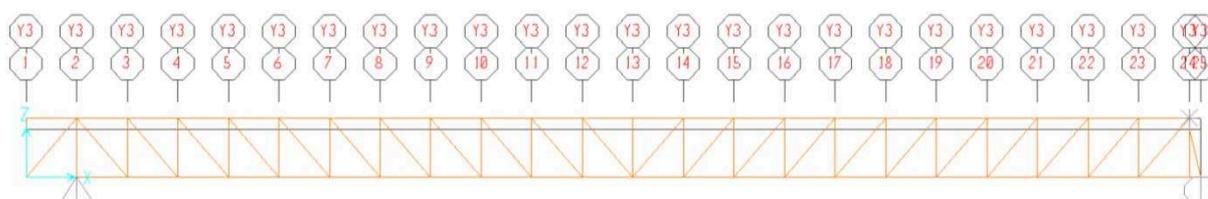


Fig. 3.21: Vista lateral de la cercha del puente en el eje Y3⁹⁵

Para mejor visualización se utiliza el comando de Vista Extruida (“Extrude View”), con el cual los miembros dibujados se presentan como son en la realidad, como se ve en las Figuras 3.22 y 3.23:

⁹³ Mc CORMAC, “Diseño de Estructuras Metálicas”, Representaciones y Servicios de Ingeniería, Segunda Edición, México, 1972, pág. 453.

⁹⁴ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”, Vista lateral de la cercha del puente en el eje Y1

⁹⁵ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”, Vista lateral de la cercha del puente en el eje Y3

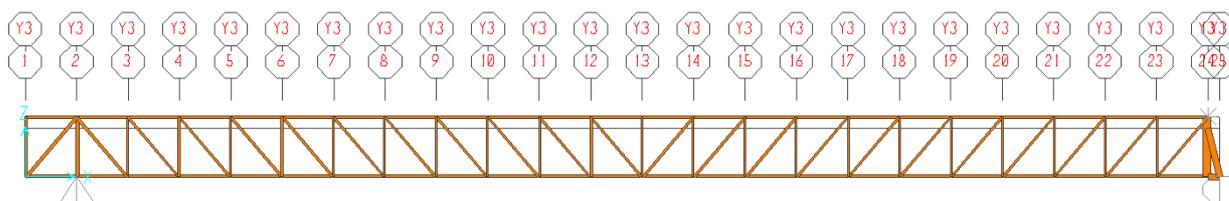


Fig. 3.22: Vista lateral de la cercha del puente en el eje Y1 con Vista Extruída
(Extrude View)⁹⁶

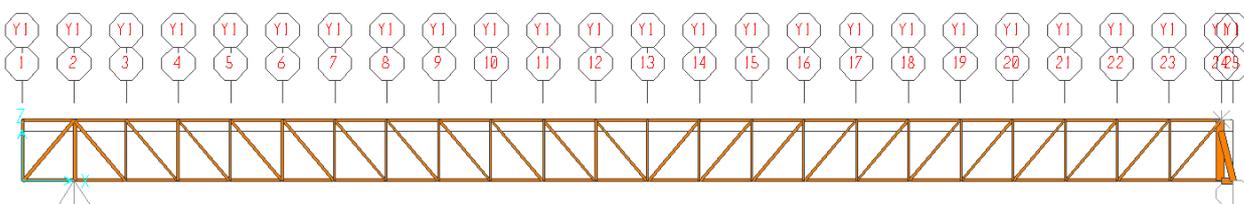


Fig. 3.23: Vista lateral de la cercha del puente en el eje Y3 con Vista Extruída
(Extrude View)⁹⁷

Los apoyos del puente se los realiza en los ejes X2 y X25. En el Eje 2 porque en el primer vano se tiene un voladizo del puente, que cubre la boca por la cual salen las tuberías en la losa de Casa de Fuerza; y en el Eje 25 porque es el final del puente que se apoya en la pared en la Planta de Preformados.

Los tipos de perfiles utilizables para estas cerchas pueden ser tipo Canal (channel) y doble ángulo (Double Angle).

3.4.1.5.2 Estructura superior $Z=1.50m$

La estructura superior es la que se utilizará para colgar las tuberías, por lo cual deben colocarse travesaños lo más cerca posible, como se puede ver en la vista superior de la Figura 3.24.

⁹⁶ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Vista lateral de la cercha del puente en el eje Y1 con Vista Extruída (Extrude View)

⁹⁷ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Vista lateral de la cercha del puente en el eje Y3 con Vista Extruída (Extrude View)

Entre los ejes X1 al X24 cada división tiene una separación de 1.247m.

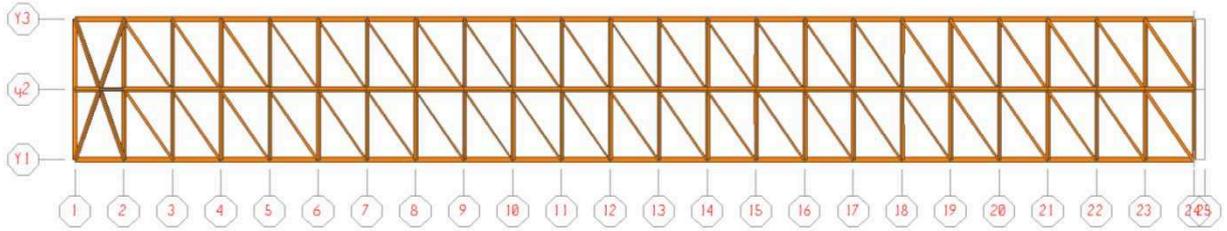


Fig. 3.24: Vista superior del puente con Vista Extruída (Extrude View)⁹⁸

La disposición de los miembros en el techo busca el reducir la longitud efectiva de todos los miembros.

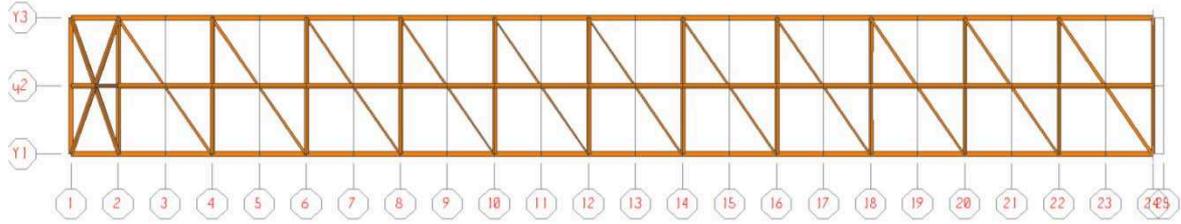
Los miembros de los cuales se colgarán las tuberías deben ser los miembros paralelos al eje Y, no los inclinados, ya que los miembros paralelos tienen una longitud de apenas 1.85m.

Los miembros inclinados tienen longitudes de $L_{inclinado} = \sqrt{1.85^2 + 1.247^2} = 2.231m$, que es un 20.5% más largo que los paralelos, por lo cual no se los va a cargar con tuberías.

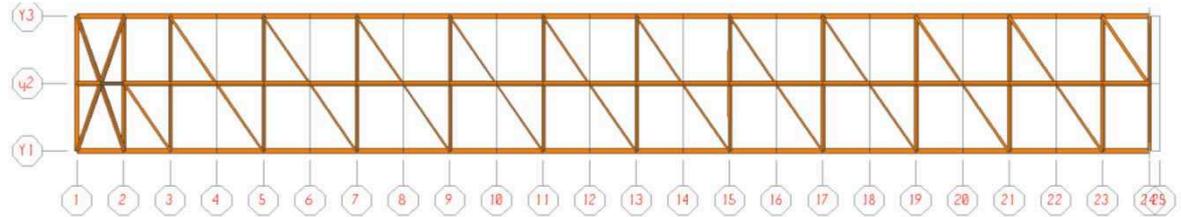
La disposición de los perfiles inclinados responde a las consideraciones de sismo en el eje Y, ya que durante un sismo, su componente en Y (SysY) exigirá que el puente tenga cierta rigidez en el sentido transversal. Por esta razón, se asemeja la estructura superior del puente a una cercha tipo Pratt doble e intercalada, como se ve en Figura 3.25:

⁹⁸ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Vista superior del puente con Vista Extruída ("Extrude View")

a)



b)



c)

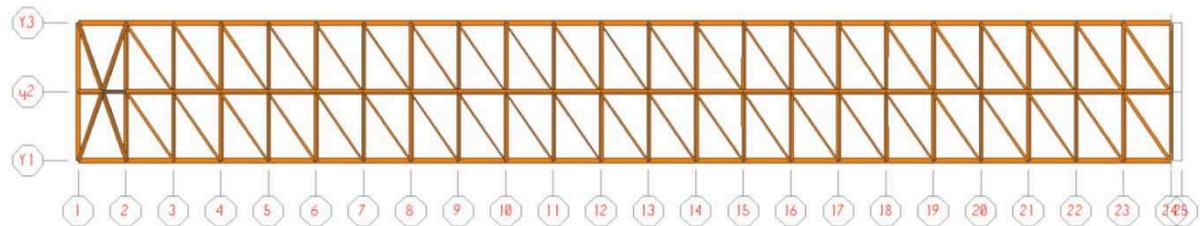


Fig. 3.25: Vistas superior del puente funcionando como cercha tipo Pratt Doble e intercalada:

a) y b) cerchas Pratt Independientes; c) 2 cerchas Pratt intercaladas⁹⁹

La disposición de los perfiles entre los ejes X1 y X2 es simplemente estética, dictaminada por el diseño arquitectónico.

Hay que tomar en cuenta que los perfiles de este nivel deben tener la facilidad de apernar y hacer agujeros para el anclaje de los colgantes de tuberías, por lo que no se podrían utilizar perfiles cerrados (cuadrados o redondos). Para los arriostramientos se utilizarán Ángulos (Angle)

⁹⁹ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Vista superior del puente con puente funcionando como cercha tipo Pratt Doble

3.4.1.5.3 Estructura inferior $Z=0.00m$

El nivel inferior de la estructura debe cumplir 2 condiciones:

- 1) Soportar el peso de las tuberías durante el proceso de montaje, ya que los instaladores van a subir las tuberías y colocarlas provisionalmente sobre estos perfiles.
- 2) Permitir un ingreso acceso fácil de las tuberías durante el montaje. Si los travesaños están muy cerca unos de otros, sería muy dificultoso subir tuberías de 6m, que es el tamaño a verificarse.

Para cumplir estas 2 condiciones se verifica:

- 1) Que las vigas soporten el peso de la tubería más pesada (Amoníaco 6" Cédula 40, a 169.56kg por tramo de 6m) cuando esté apoyada en 2 de ellas.
- 2) Que las tuberías ingresen sin problema por los espacios inferiores del puente.

CONDICIÓN 1:

El punto crítico es cuando el peso sea soportado por uno de los 2 elemento se aplique al medio del perfil:

$$Fuerza_{1\ elemento} = P = \frac{169.56kg}{2} = 84.78kg$$

Donde el momento M_{x-x} máximo es:

$$M_{x-x\ máximo} = \frac{P * L}{4} = \frac{84.78kg * 3.5m}{4} = 74.18\ kg * m$$

El esfuerzo flexionante es:

$$f_b = \frac{M_{x-x} * C}{I_{x-x}} = \frac{M_{x-x}}{S}$$

Y el esfuerzo flexionante permisible es de:

$$F_b = 0.6 * F_y \approx 0.6 * 2500 \frac{kg}{cm^2} = 1500 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto, despejando el módulo de sección requerido:

$$S_{req} = \frac{M_{x-x \text{ máximo}}}{F_b} = \frac{74.18 \text{ kg} * m * \frac{100\text{cm}}{1\text{m}}}{1500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 4.95\text{cm}^3$$

CONDICIÓN 2:

Como se puede observar en la Figura 3.26, durante el montaje se necesita un espacio de 2 ejes libres en el nivel inferior, de lo contrario no podrían ingresar las tuberías de 6m.

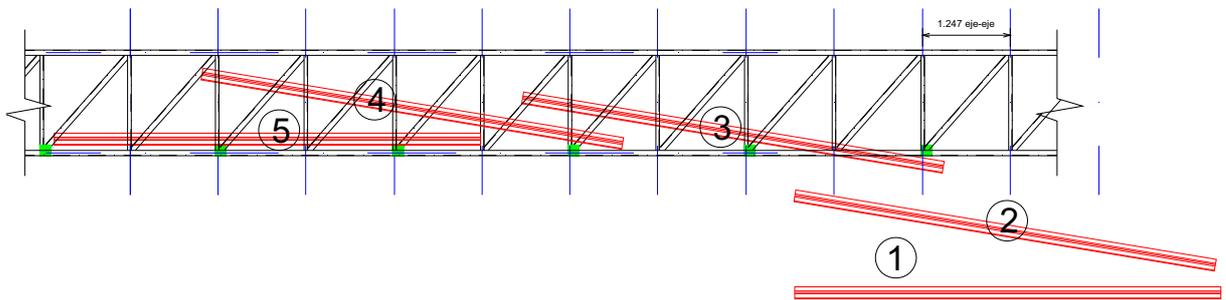


Fig. 3.26: Procedimiento de izaje de tuberías de 6m¹⁰⁰

En la Figura 3.26 se muestran 6 pasos para instalación:

- 1) Tubería horizontal debajo del puente
- 2) Tubería se inclina debajo del puente, para poder ingresarla diagonalmente
- 3) Tubería ingresando entre 2 travesaños inferiores. Nótese que de existir un travesaño más, no se podría ingresar.
- 4) Tubería inclinada ingresada totalmente
- 5) Tubería horizontal apoyada en 2 travesaños. Se podría apoyar en 3 travesaños, pero por motivos de cálculo es más crítico cuando se apoya solamente en 2.

Como conclusión, los travesaños del nivel inferior deben estar espaciados 2 ejes entre sí, a 2.494m entre sí, a diferencia de los travesaños superiores que están a 1.247m entre sí.

La disposición final para el primer nivel sería la que se ve en la Figura 3.27:

¹⁰⁰ Fuente Propia

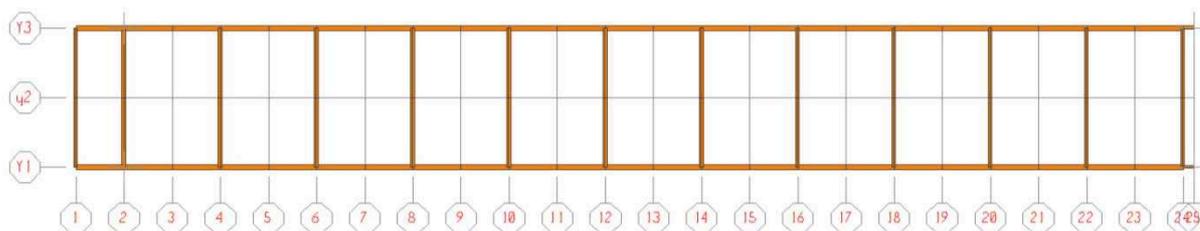


Fig. 3.27: Vista superior del Nivel inferior del puente ¹⁰¹

Los perfiles que se pueden utilizar en el nivel inferior son tipo Canal (Channel), perfiles cerrados cuadrados (Tube). No se pueden utilizar perfiles circulares, ya que son peligrosos para pisar cuando el personal suba a efectuar la instalación de las tuberías.

3.4.1.6 Aplicación de cargas sobre el Modelo del puente

Para poder comenzar a aplicar las cargas en el puente, es importante recordar cuales cargas se utilizarán, su valor numérico, y su ubicación.

Se realiza un cuadro resumen de cargas, que se observa en la Tabla 3.19:

TIPO DE CARGA	NOMBRE	VALOR	UBICACIÓN / DISTRIBUCIÓN
Carga Muerta	DEADStructure	(calculado por el programa)	En cada elemento
Carga Viva	Tuberías	207.29 kg/ml de puente. Calcular valor en kg/ml de travesaño.	En los travesaños superiores paralelos.
Carga Viva	PisoLive	500 kg	En la mitad de cada cercha del puente
Sismo	SISY / SIXX	(calculado por el programa). Se definen los parámetros	En cada elemento

Tabla 3.19: Resumen de cargas aplicadas al Puente de Paso de Fluidos

¹⁰¹ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Vista superior nivel inferior del puente con Vista Extruida ("Extrude View")

Como se ve el cuadro de cargas en el programa mostrado en la Figura 3.28, en el menú *Define > Load Patterns*:

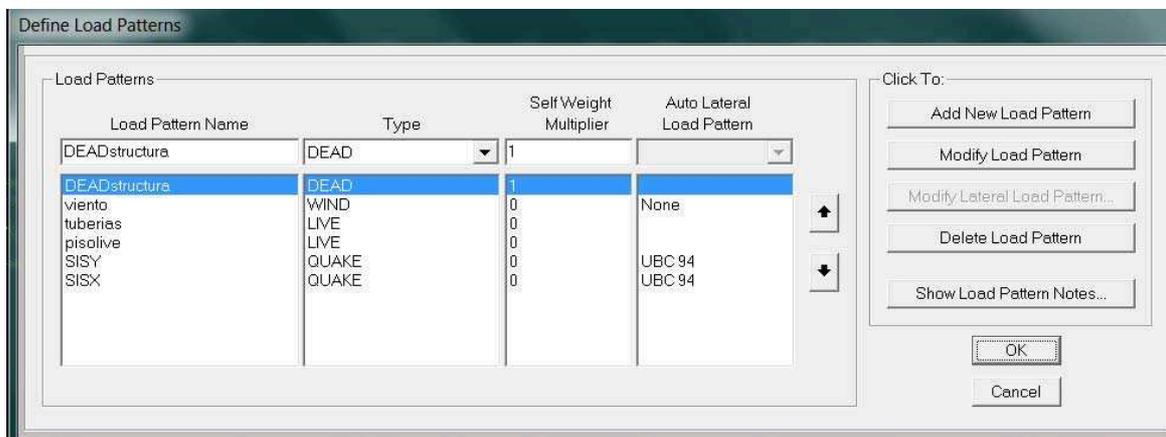


Fig. 3.28: Ventana de Patrones de carga (Load Patterns)¹⁰²

3.4.1.6.1 Carga “Tuberías”

Esta carga se aplica en los travesaños superiores paralelos al eje y. El valor obtenido previamente de 207.29kg/ml de puente se debe transformar a una carga distribuida uniformemente sobre los travesaños.

Para esto, se debe obtener la fuerza soportada por cada travesaño, que es:

$$F_{soportada} = 207.29 \frac{kg}{ml \text{ de puente}} * 1.247ml = 258.49kg$$

Al aplicar esta fuerza de manera distribuida, se tiene:

$$F_{distribuida} = \frac{258.49kg}{3.7 \text{ m de travesaño}} = 69.86 \frac{kg}{m \text{ de travesaño}}$$

Se aplicará una carga distribuida de $F_{distribuida} = 75 \frac{kg}{m \text{ de travesaño}}$ para guardar un poco de seguridad.

Se muestra a continuación la aplicación de las cargas en el Programa SAP-2000.

¹⁰² COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”,
Ventana de Patrones de Carga

En la Figura 3.29 y 3.30 se observa la aplicación de la carga viva de Tuberías:

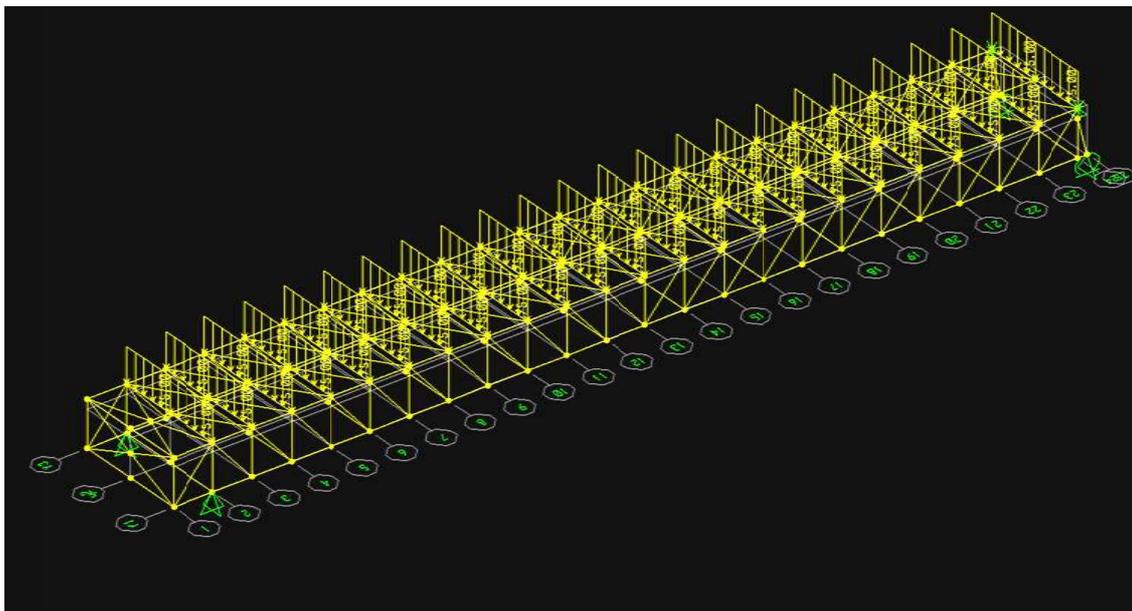


Fig. 3.29: Aplicación de carga "Tuberías" en travesaños superiores del puente¹⁰³

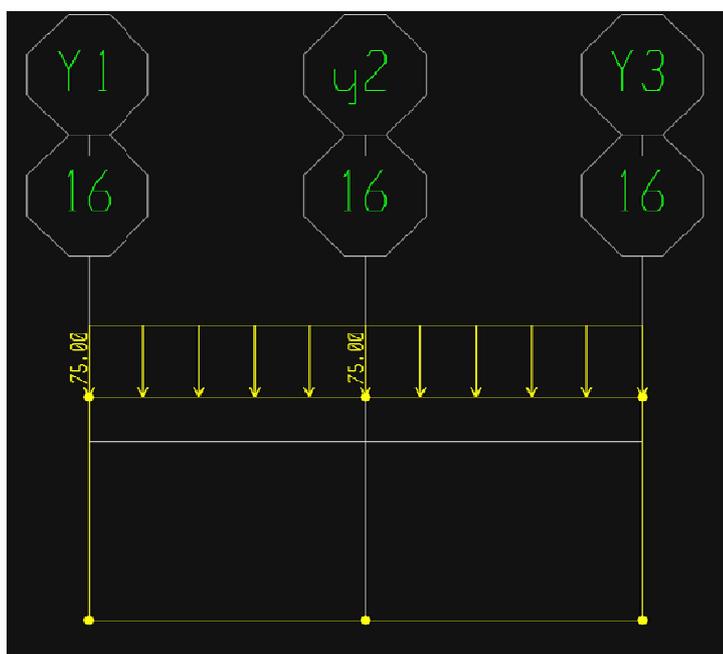


Fig. 3.30: Aplicación de carga "Tuberías" en un travesaño tipo¹⁰⁴

¹⁰³ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Aplicación de carga "Tuberías" en travesaños superiores del puente.

¹⁰⁴ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Aplicación de carga "Tuberías" en un travesaño tipo.

3.4.1.6.2 Carga “PisoLive”

Se aplica en el centro de cada cercha, en el nodo central, en la cuerda inferior.

Esto se puede observar en las Figura 3.31 y 3.32:

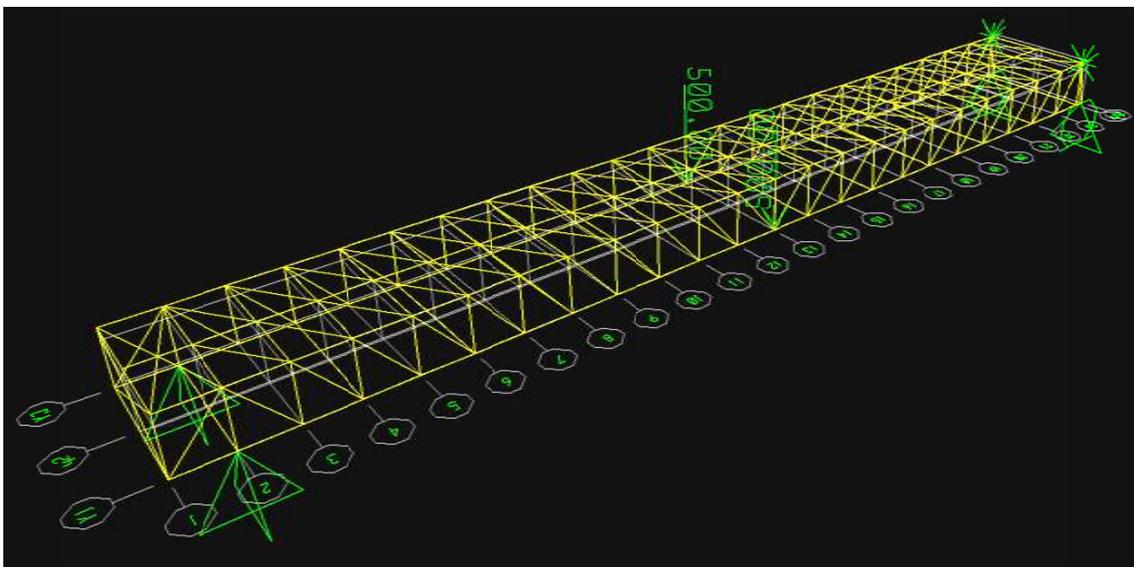


Fig. 3.31: Aplicación de carga “Piso Live” en el centro del puente¹⁰⁵

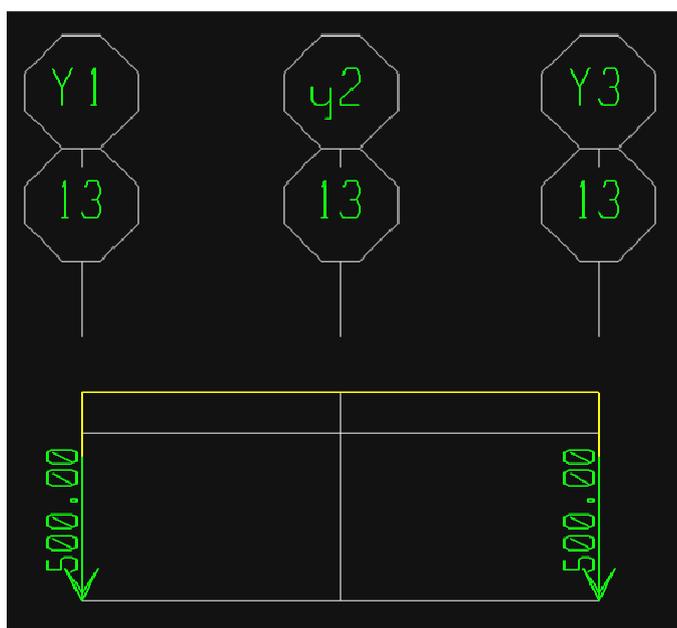


Fig. 3.32: Aplicación de carga “Piso Live” en el centro del puente¹⁰⁶

¹⁰⁵ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”, Aplicación de carga “Piso Live” en el centro del puente.

¹⁰⁶ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”, Aplicación de carga “Piso Live” en el centro del puente.

3.4.1.6.3 Carga “SISY” y “SISX”

Para que el programa calcule las fuerzas de sismo, se deben definir algunos parámetros, dependiendo de la información CPE-INEN:

- Zona Sísmica:
 - Ciudad: Pifo
 - Zona IV
 - Factor Z=0.4
- Perfil tipo de Suelo:
 - Tipo de suelo: Suelos intermedios S2
 - S=1.2
 - Cm=3.0
- Factor de Importancia:
 - “...Estructuras que albergan equipos de generación, transmisión y distribución eléctrica...”
 - I=1.5
- Factor de Reducción de la Resistencia Sísmica
 - “Estructuras de acero con elementos armados de placas o elementos de acero conformados en frío”.
 - R=7
- Período de Vibración
 - $$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$
 - C_t= 0.09 para estructuras de acero
 - h_n= 6.5m
 - Por lo tanto: T = 0.366 segundos
 - Se debe hacer una sobre-escritura de este valor, ya que la altura debe ser considerada desde la base, es decir, 6.5 m desde el piso de adoquín. El modelo contempla una altura de 1.5m

Todos estos parámetros se introducen en la ventana de diálogo de la Figura 3.33, para las cargas de sismo, según la UBC-94:

Fig. 3.33: Ventana de dialogo para SISKY según UBC-94¹⁰⁷

3.4.1.7 Análisis del Modelo del puente

Una vez dibujado, definido sus secciones tentativas, ubicados los apoyos y aplicadas las cargas, se deben definir las combinaciones de Carga.

Para facilidad del usuario, el programa viene incorporado ciertas combinaciones de carga que se pueden seleccionar en “Add Default Design Combos” > “Steel Frame Design”, cuyo cuadro de diálogo se observa en la Figura 3.34:

¹⁰⁷ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”, Ventana de Modificar Patron de carga de Sismo

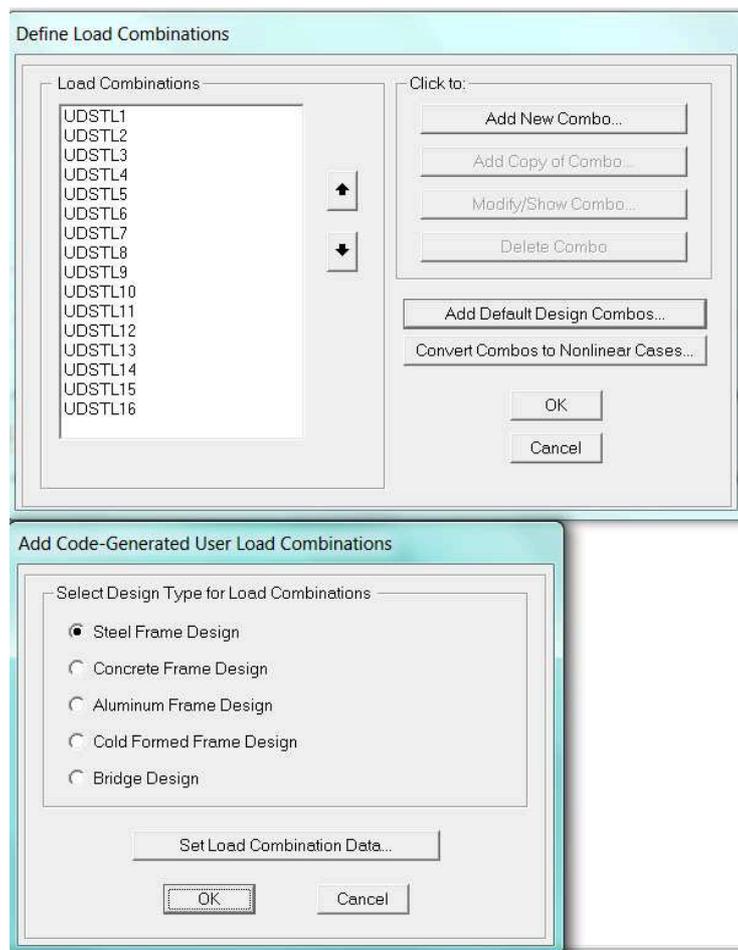


Fig. 3.34: Definición de Combinaciones de carga en SAP 2000¹⁰⁸

Al ingresar en cualquiera de las combinaciones realizadas, se pueden ver los componentes que se calculan para la combinación seleccionada. En la Figura 3.35 se muestra el cuadro para la combinación UDSTL8:

¹⁰⁸ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0",
Ventana Definir Combinaciones de Carga

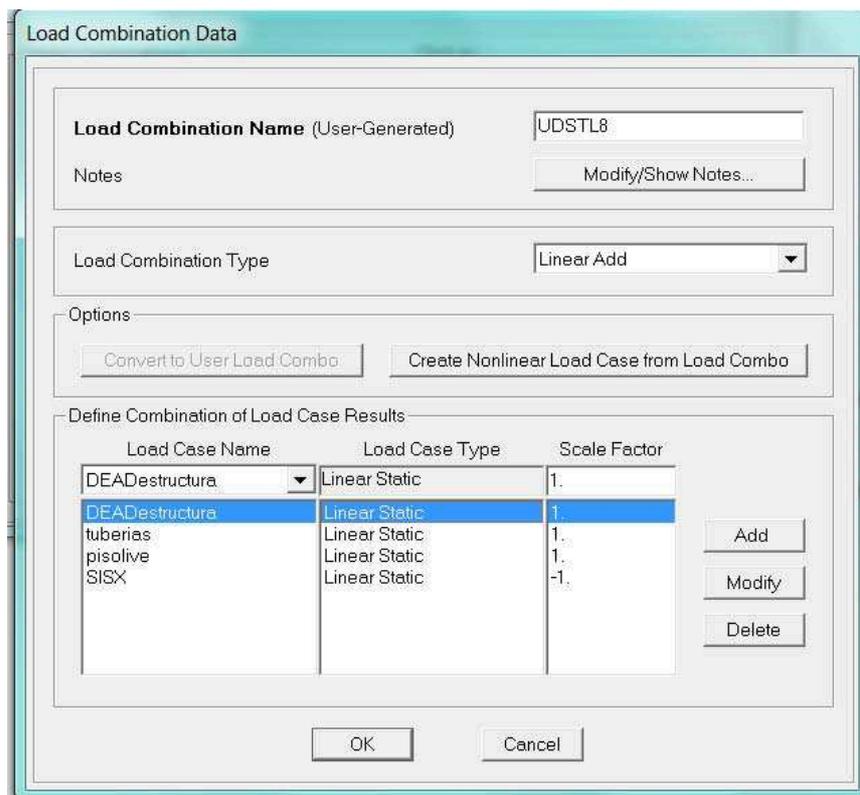


Fig. 3.35: Ejemplo de factores de una combinación de carga¹⁰⁹

Con todas estas DE consideraciones, se puede analizar el modelo.

Para esto se selecciona el menú *Analyze > Run Analysis*.

Aparece la pantalla de Seleccionar los Casos de Carga a Analizarse (Set Load Cases to Run), mostrada en la Figura 3.36. Esta pantalla es muy útil para activar y desactivar los patrones de carga durante un análisis, para poder diferenciar los efectos que tiene una y otra carga sobre el puente.

El objetivo de analizar el modelo es el obtener las reacciones, fuerzas y momentos que se dan en cada elemento de la estructura, así como en sus nodos y apoyos. En esta fase no se realiza una verificación de esfuerzos de los elementos.

¹⁰⁹ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0",
Ventana para modificar una combinación de Carga

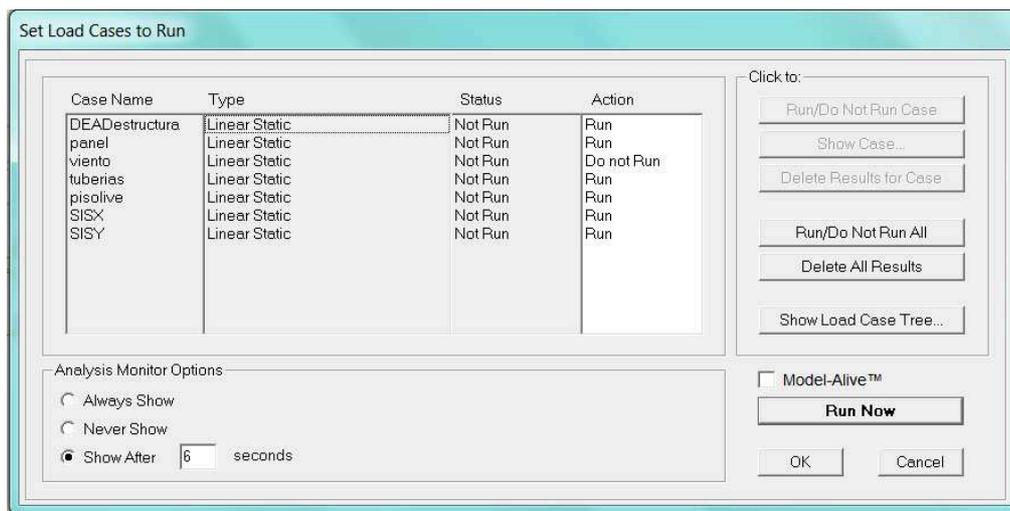


Fig. 3.36: Ventana de “Set Load Cases to Run” en SAP 2000¹¹⁰

Una vez analizado el modelo del puente, se presenta la estructura del mismo con deformaciones amplificadas, como se ve en la Figura 3.37. Esto sirve para reconocer de una manera gráfica los cambios de forma que se suscitan en el modelo.

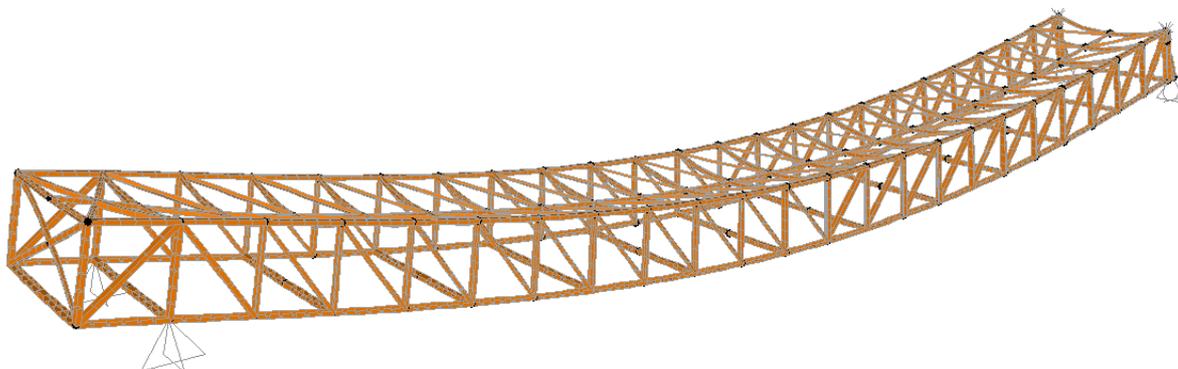


Fig. 3.37: Vista del modelo del puente bajo aplicación de cargas, con Vista Extruída¹¹¹

¹¹⁰ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”,
Ventana Definir Combinaciones de Carga

¹¹¹ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”,
Puente deformado bajo aplicación de cargas

3.4.1.8 Presentación Gráfica de Resultados

El programa puede presentar de manera gráfica diferentes resultados del análisis de la estructura. Éstos se pueden escoger en la ventana de diálogo de “Diagrama de Fuerzas para Miembros”, citado en la Figura 3.38:

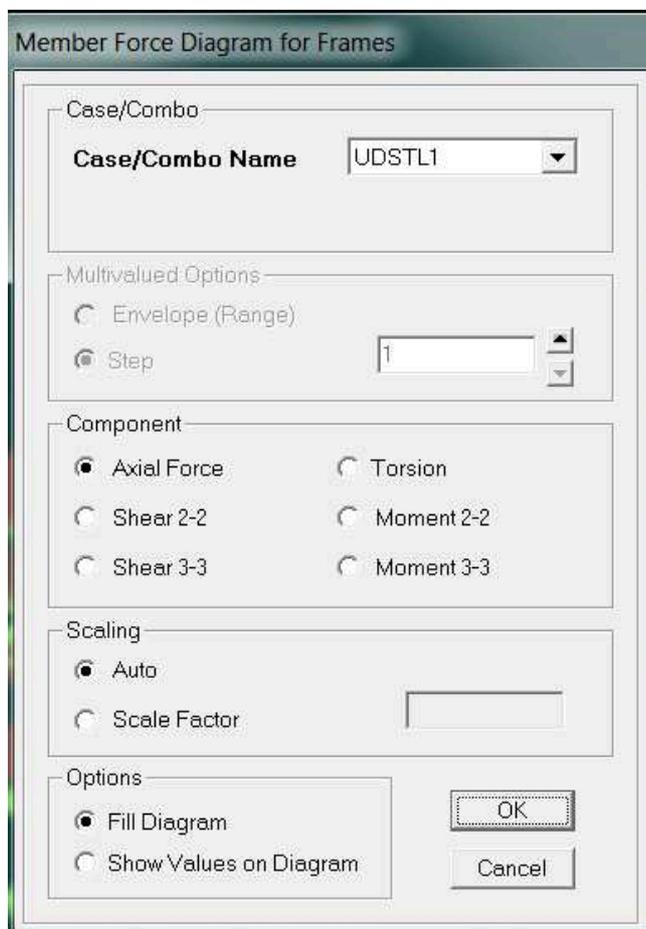


Fig. 3.38: Ventana para obtener Diagramas de Fuerzas para Miembros ¹¹²

En este cuadro de diálogo se puede solicitar al programa presentar de manera gráfica los diagramas de fuerzas de todos los elementos del puente a la vez. Se puede seleccionar la Combinación de Carga a analizar, así como los tipos de diagramas a mostrar:

- Fuerza axial: Tensión o compresión (Figura 3.39)
- Cortante 2-2: en el eje de mayor inercia (Figura 3.40)

¹¹² COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”,
Ventana Diagrama de Fuerzas para Miembros

- Cortante 3-3: en el eje de menor inercia (Figura 3.41)
- Torsión: giro alrededor de su eje longitudinal (Figura 3.42)
- Momento 2-2: doblando el elemento en sentido de su mayor inercia (Figura 3.43)
- Momento 3-3: doblando el elemento en sentido de su menor inercia (Figura 3.44)

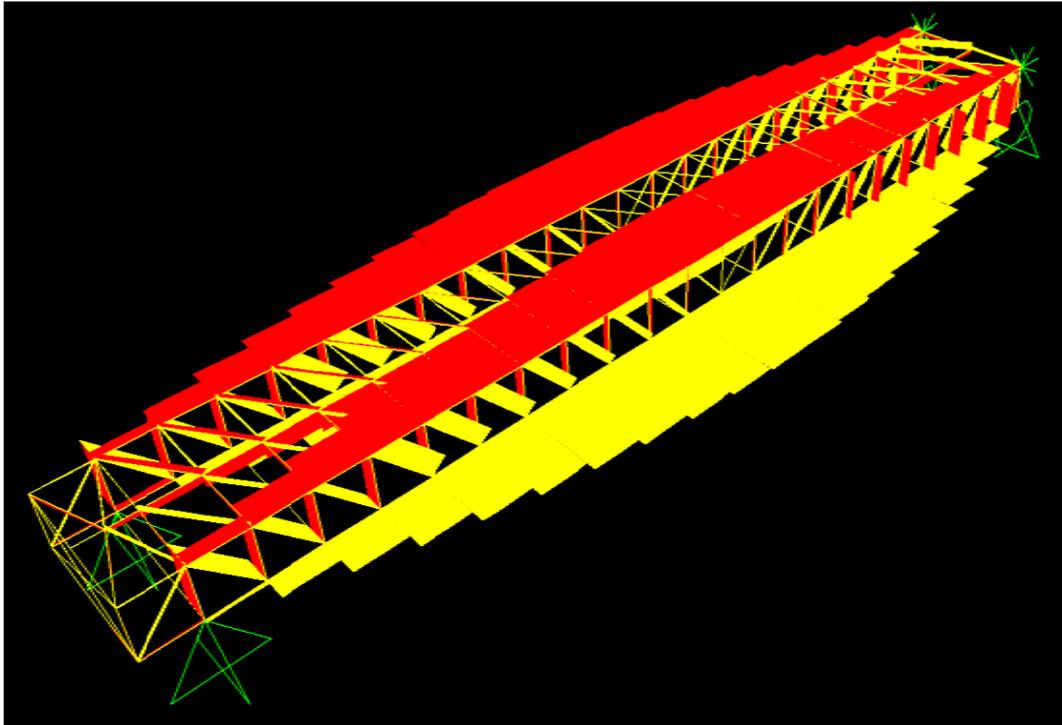


Fig. 3.39: Diagrama de Fuerza axial para Miembros del puente ¹¹³

¹¹³ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0",
Resultados gráficos de los diagramas de fuerzas resultantes

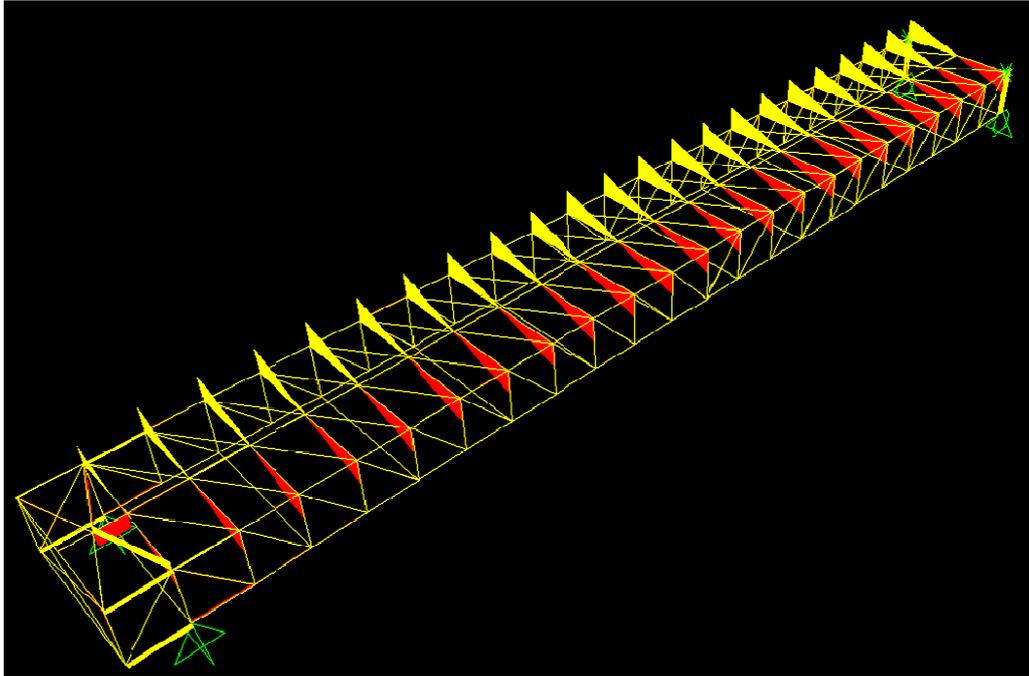


Fig. 3.40: Diagrama de Fuerza Cortante en el eje de Mayor Inercia para los elementos¹¹⁴

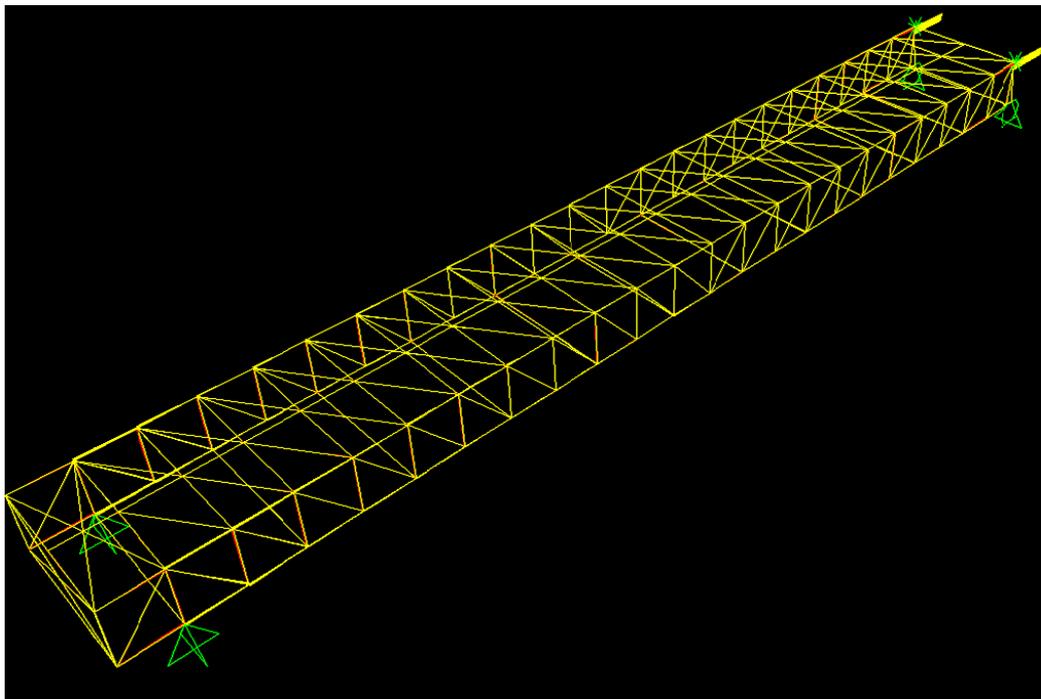


Fig. 3.41: Diagrama de Fuerza Cortante en el eje de Menor Inercia para los elementos¹¹⁵

¹¹⁴ Ídem 113

¹¹⁵ Ídem 113

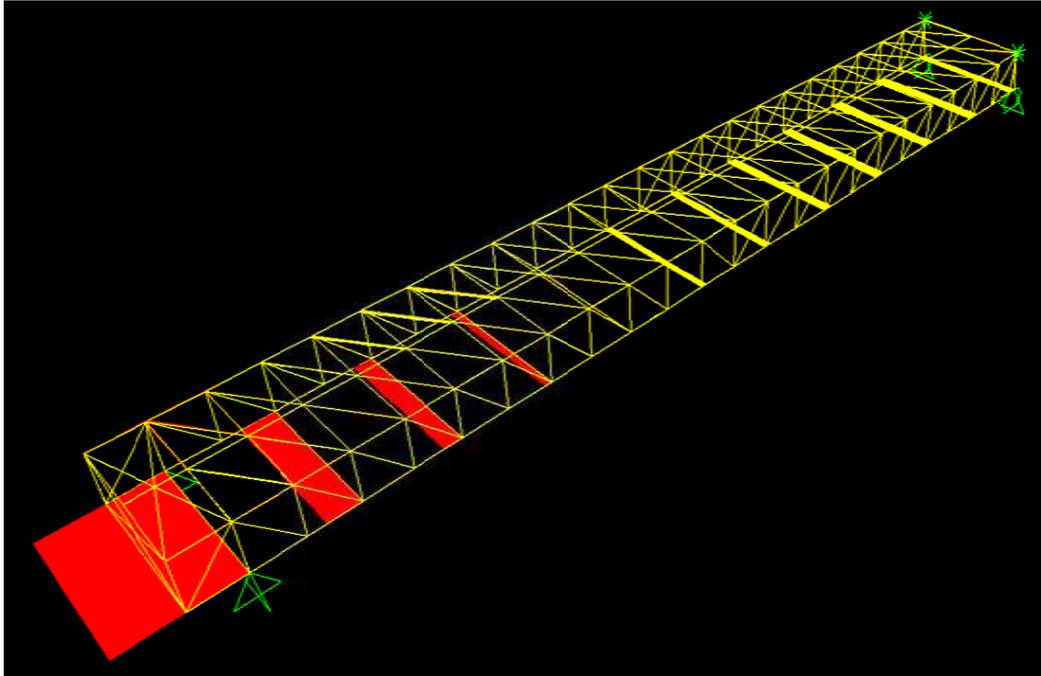


Fig. 3.42: Diagrama de Torsión para los elementos del puente ¹¹⁶

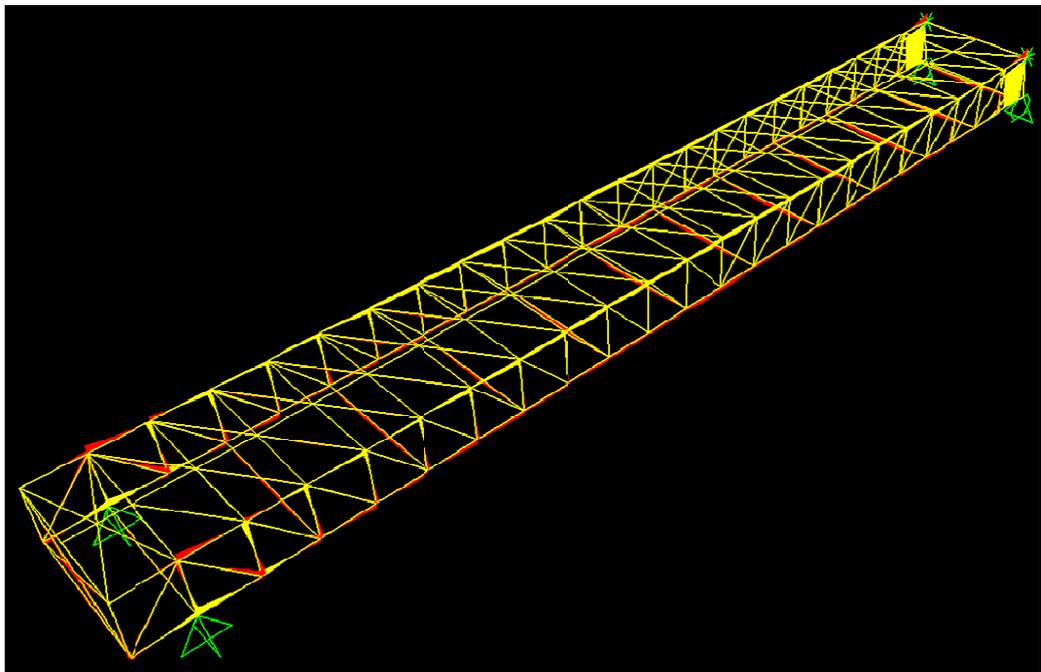


Fig. 3.43: Diagrama de Momentos alrededor del eje de menor inercia de los elementos ¹¹⁷

¹¹⁶ Ídem 113

¹¹⁷ Ídem 113

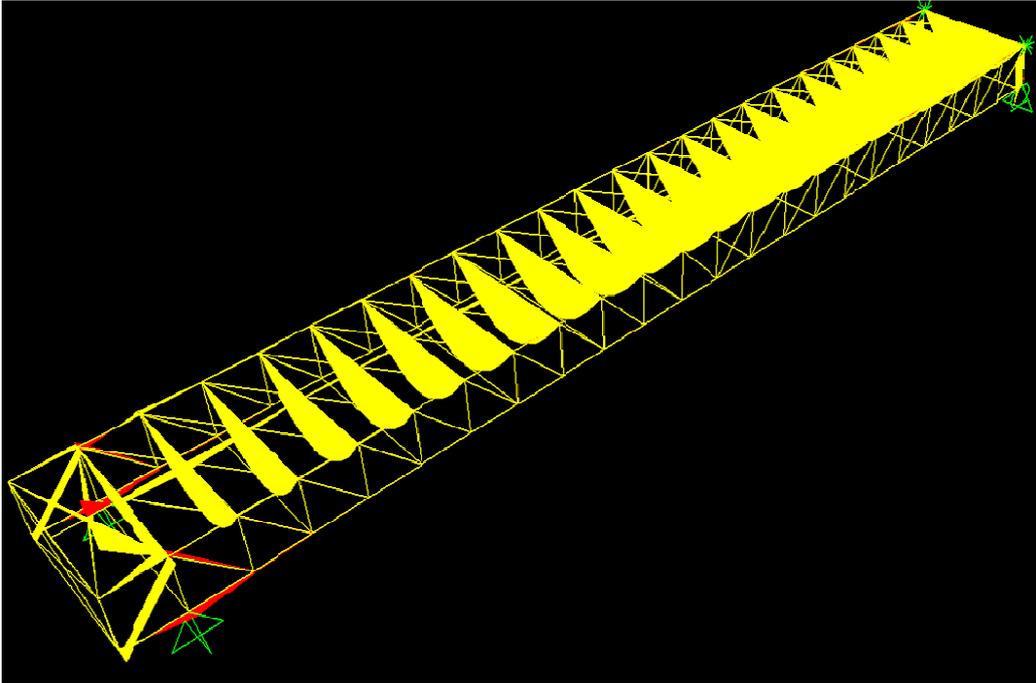


Fig. 3.44: Diagrama de Momentos alrededor del eje de Mayor inercia de los elementos¹¹⁸

Se puede obtener también las fuerzas y momentos en los apoyos, tal como se ve en la Fig. 3.45:

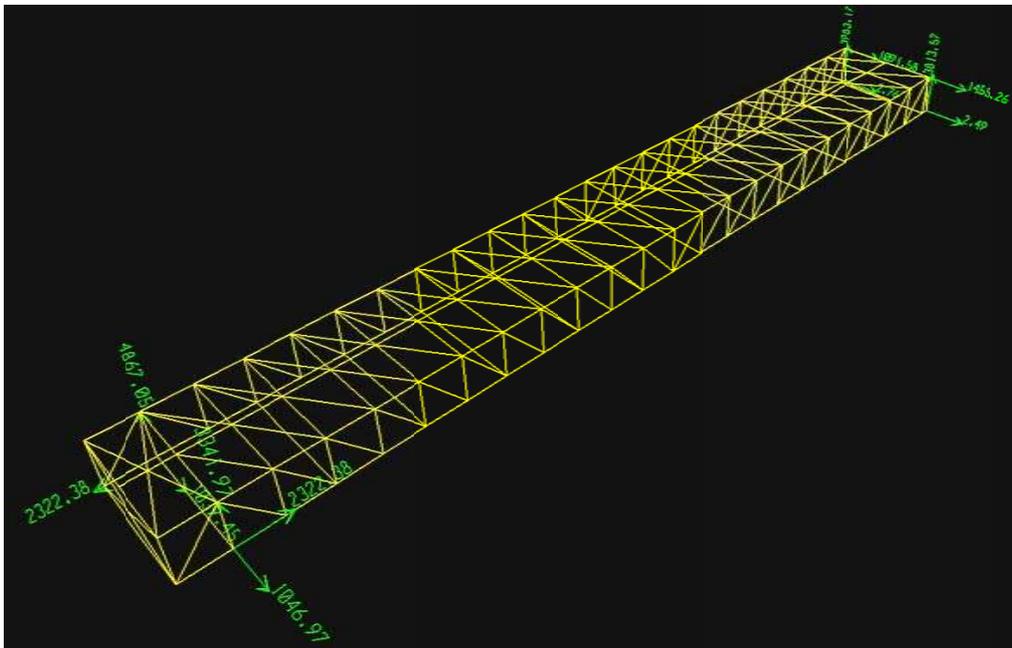


Fig. 3.45: Reacciones en los apoyos del puente¹¹⁹

¹¹⁸ Ídem 113

Se puede seleccionar un elemento en particular, y observar los valores de los diferentes diagramas para ese elemento, ante la combinación de fuerzas actual.

En la Figura 3.46 se muestra esta ventana de resultados, para un elemento del centro del puente: Elemento 248.

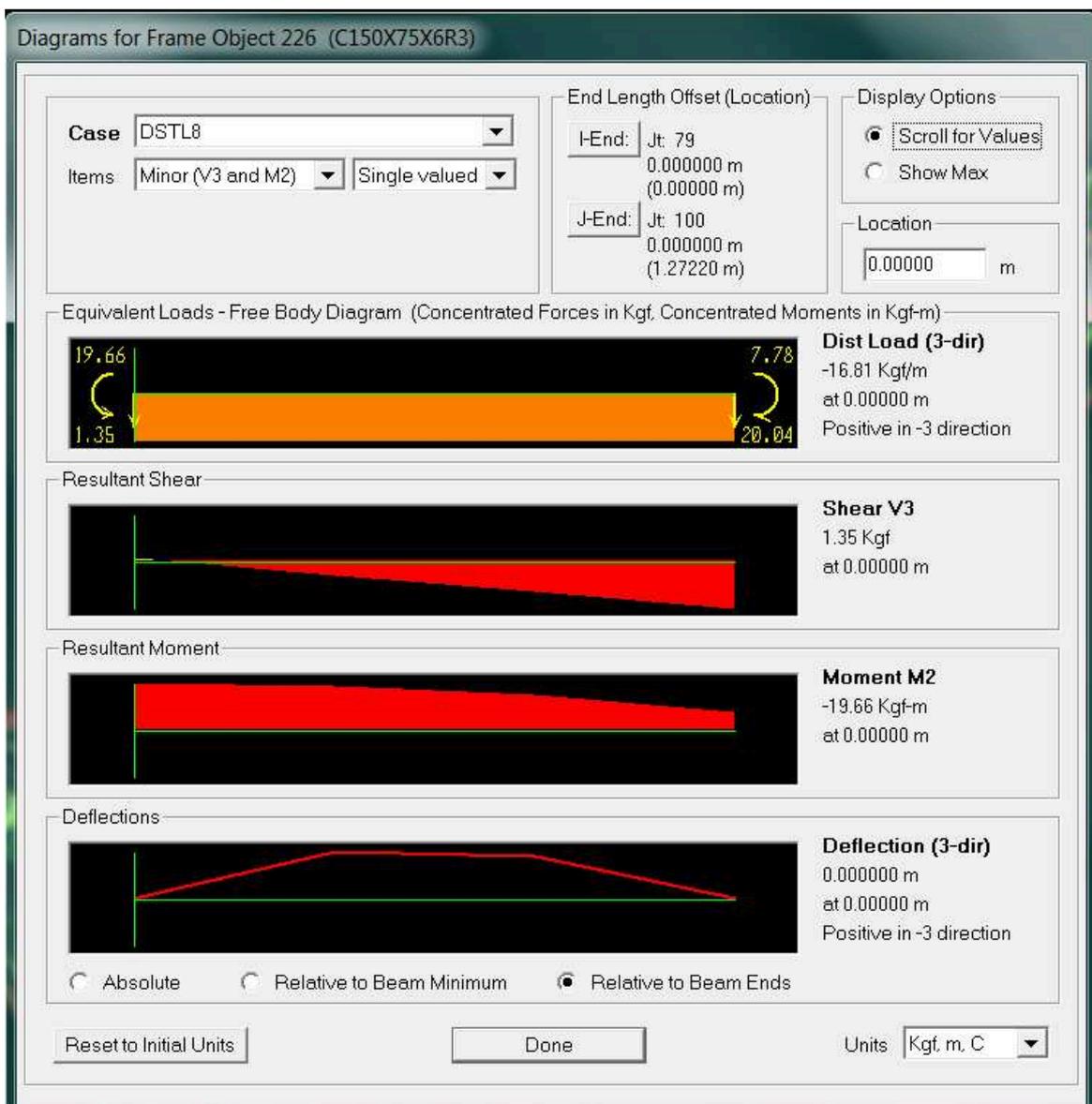


Fig. 3.46: Diagrama de Momento 2-2 y Cortante 3-3 para el Elemento 248 del puente¹²⁰

¹¹⁹ Ídem 104

¹²⁰ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Diagrama Resultante de Fuerza Axial para Miembros del puente

Con estos datos, se puede realizar el diseño de los elementos de forma manual, calculando con las fórmulas de la A.I.S.C., pero este procedimiento suele ser muy largo y susceptible de errores humanos.

Otra forma de analizar la estructura, es encomendando al programa la obtención de los esfuerzos de los elementos, es decir, realizando la verificación de las secciones de la estructura.

En este análisis se hace la verificación de las fuerzas aplicadas en cada elemento, según la sección que éste posea, calculando los valores del “Índice de trabajo Global del Elemento”, o llamado “P.M. Ratio”, según las fórmulas y reglas de la A.I.S.C. que el programa tiene incorporadas.

Esta verificación se realiza para todas las combinaciones de carga, y toma la más crítica como la que rige el cálculo en cada elemento por separado.

El P.M. Ratio se indica en un código de Colores en cada elemento, según los parámetros definidos como se ve en la Figura 3.47:

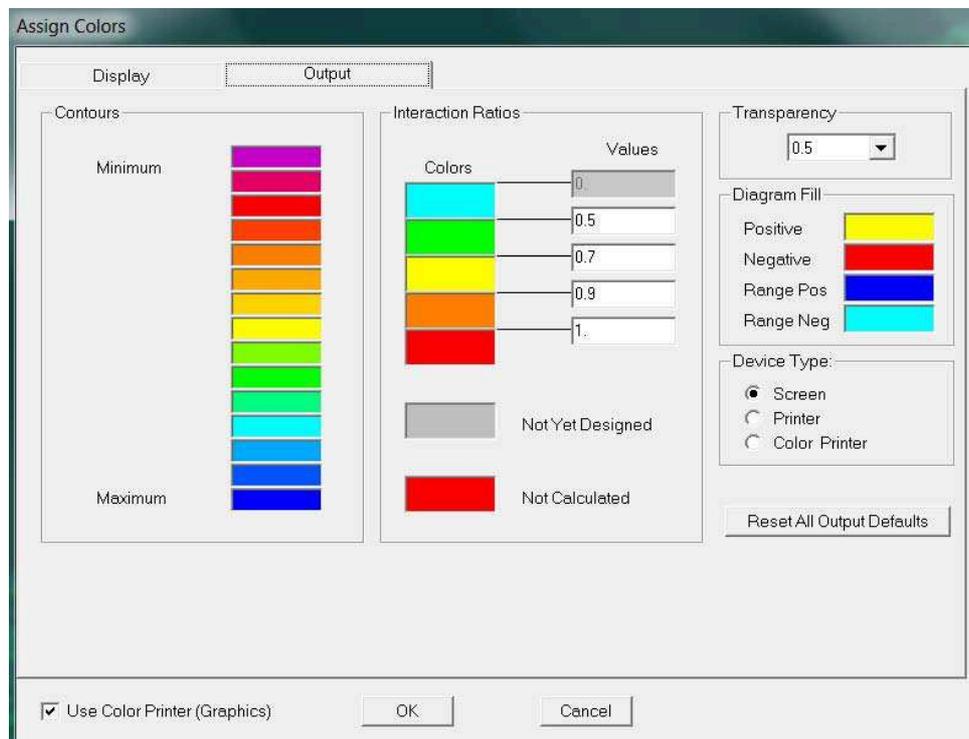


Fig. 3.47: Ventana de configuración de colores para presentación de resultados¹²¹

¹²¹ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”,
Ventana de Configuración de colores

Ningún elemento del puente debe estar por encima de $I=1.0$

En las Figuras 3.48 a 3.53 se muestran los resultados gráficos del “Índice de trabajo Global del Elemento”, o llamado “P.M. Ratio” para todos los elementos del puente:

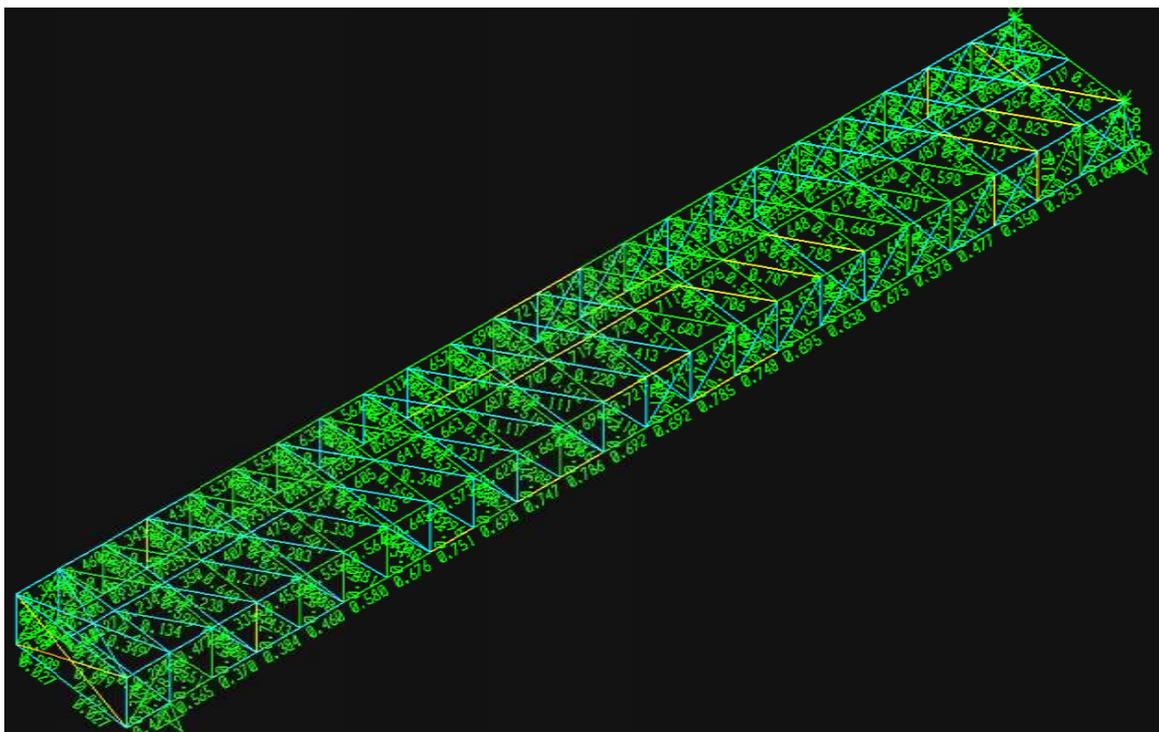


Fig. 3.48: Resultados P.M. Ratio para todo el puente



Fig. 3.49: Resultados P.M. Ratio para Plano Y1

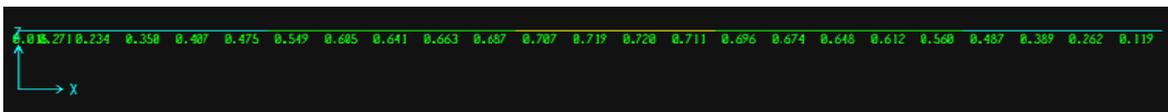


Fig. 3.50: Resultados P.M. Ratio para Plano Y2



Fig. 3.51: Resultados P.M. Ratio para Plano Y3

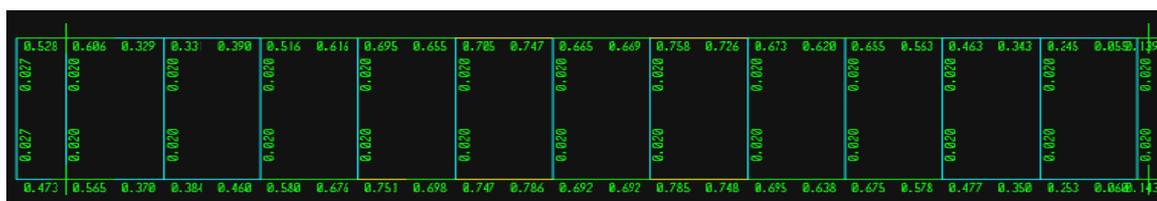


Fig. 3.52: Resultados P.M. Ratio para Plano Z1

Fig. 3.53: Resultados P.M. Ratio para Plano Z3¹²²

Por último, para una rápida verificación de que todos los elementos estén correctos, se puede solicitar al programa que verifique que todos los elementos aprueban, en el menú: *Design > Steel Frame Design > Verify all Members Passed*, de donde se obtiene un cuadro de mensaje como el de la Figura 3.54:

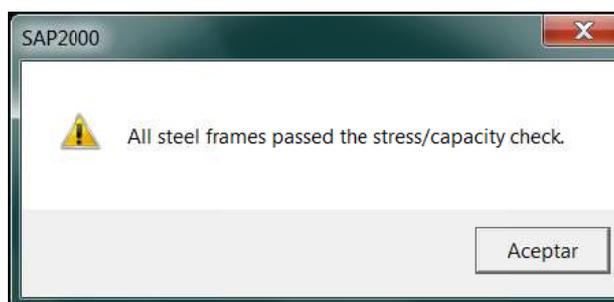


Fig. 3.54: Cuadro de Mensaje de Verificación de Esfuerzo/Capacidad para el modelo.

¹²² COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Valores de P.M. Ratio para los elementos del Puente

3.5 UTILIZACIÓN DE TABLAS DE RESULTADOS PARA ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA

Para obtener resultados de manera concisa de los elementos de la estructura, se puede recurrir a las tablas que el programa puede generar. Un listado de las tablas que se crean con el análisis se puede ver en la Figura 3.55, en la ventana *Display > Show Tables*

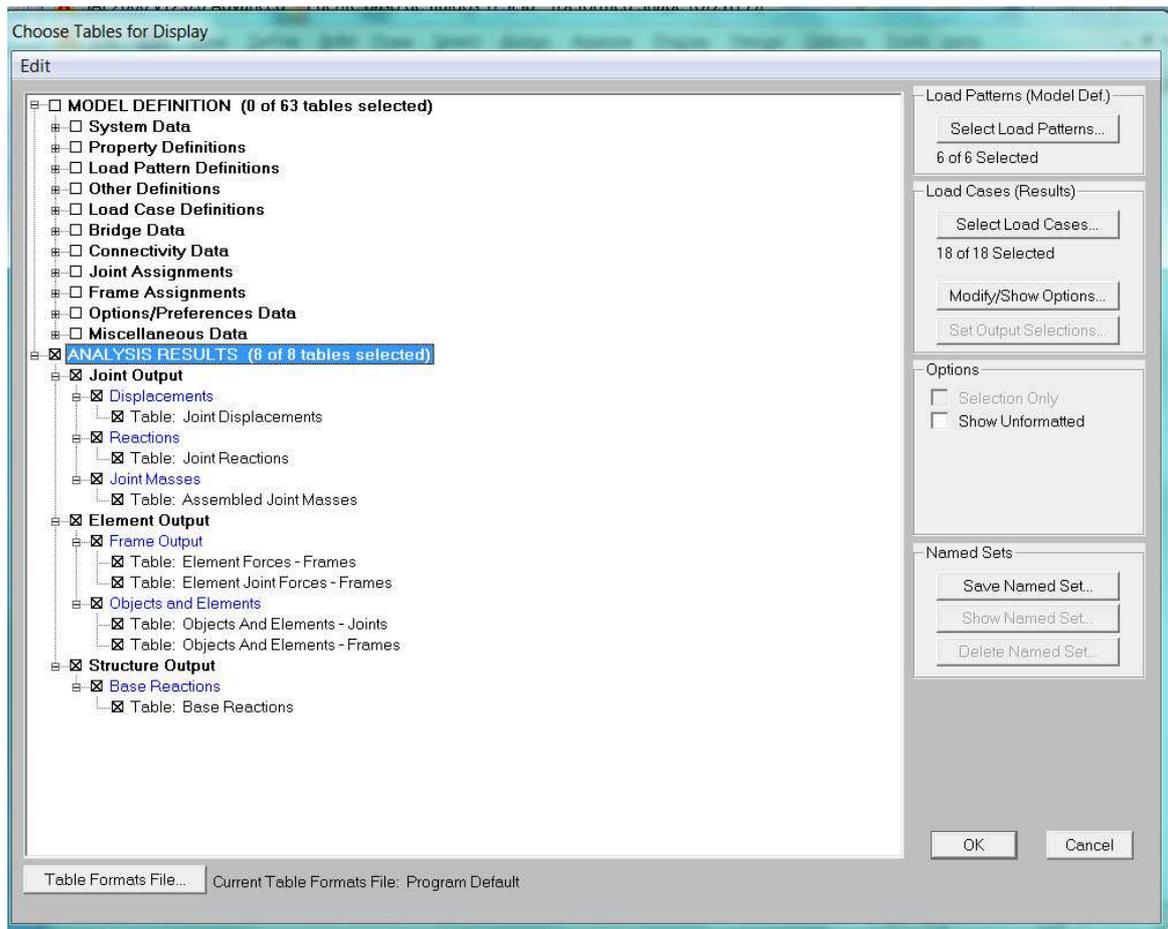


Fig. 3.55: Listado de tablas creadas con el análisis de las estructuras¹²³

Las tablas marcadas seleccionadas con X son aquellas que se elaborarán.

La tabla que es de nuestro interés para el cálculo de los elementos es la de “*Table: Element Forces – Frames*”, y posteriormente puede ser organizada según el campo que se desee.

¹²³ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”, Listado de tablas creadas con el análisis

De la lista en cuestión se muestra un extracto en la Tabla 3.20:

Frame Text	Station cm	OutputCase Text	CaseType Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	T Kgf-cm	M2 Kgf-cm	M3 Kgf-cm	FrameElem Text	ElemStation cm
248	127.22	UDSTL9	Combination	-21777.06	-0.99	17.66	33.37	1065.51	1265.74	248-1	127.22
248	84.813	UDSTL9	Combination	-21777.06	-0.99	10.53	33.37	1663.11	1223.91	248-1	84.813
248	42.407	UDSTL9	Combination	-21777.06	-0.99	3.4	33.37	1958.36	1182.08	248-1	42.407
248	0	UDSTL9	Combination	-21777.06	-0.99	-3.73	33.37	1951.26	1140.25	248-1	0
247	127.22	UDSTL9	Combination	-21698.85	-0.03	-17.94	29.17	1023.32	1137.23	247-1	127.22
247	84.813	UDSTL9	Combination	-21698.85	-0.03	3.45	29.17	1945.1	1141.39	247-1	84.813
247	42.407	UDSTL9	Combination	-21698.85	-0.03	-3.68	29.17	1940.19	1140.01	247-1	42.407
247	0	UDSTL9	Combination	-21698.85	-0.03	-10.81	29.17	1632.93	1138.62	247-1	0
337	127.22	UDSTL10	Combination	-21603.44	-0.06	17.65	-31.74	1056.66	-1107.07	337-1	127.22
337	84.813	UDSTL10	Combination	-21603.44	-0.06	10.52	-31.74	1653.82	-1109.61	337-1	84.813
337	42.407	UDSTL10	Combination	-21603.44	-0.06	3.39	-31.74	1948.63	-1112.15	337-1	42.407
337	0	UDSTL10	Combination	-21603.44	-0.06	-3.74	-31.74	1941.09	-1114.69	337-1	0
336	127.22	UDSTL10	Combination	-21382.98	-2.07	-18.48	-28.05	955.36	-1378.7	336-1	127.22
336	84.813	UDSTL10	Combination	-21382.98	-2.07	2.91	-28.05	1946.24	-1115.65	336-1	84.813
336	42.407	UDSTL10	Combination	-21382.98	-2.07	-4.22	-28.05	1918.29	-1203.33	336-1	42.407
336	0	UDSTL10	Combination	-21382.98	-2.07	-11.35	-28.05	1588	-1291.01	336-1	0
246	127.22	UDSTL9	Combination	-21178.25	-3.38	-8.04	25.37	1355.68	708.28	246-1	127.22
246	84.813	UDSTL9	Combination	-21178.25	-3.38	13.35	25.37	1018.07	1138.42	246-1	84.813
246	42.407	UDSTL9	Combination	-21178.25	-3.38	-0.91	25.37	1545.49	851.66	246-1	42.407
246	0	UDSTL9	Combination	-21178.25	-3.38	6.22	25.37	1432.95	995.04	246-1	0
249	127.21	UDSTL9	Combination	-21176.55	-0.12	8.33	37.6	1373.19	1280.22	249-1	127.21
249	84.813	UDSTL9	Combination	-21176.55	-0.12	-13.06	37.6	1072.66	1264.45	249-1	84.813
249	42.403	UDSTL9	Combination	-21176.55	-0.12	-5.93	37.6	1425.13	1269.21	249-1	42.403

Tabla 3.20: Ventana de resultados para Fuerzas en elementos¹²⁴

El resultado de las tablas nos indica que el elemento etiquetado “248” es el más crítico. Se ubica en el centro del puente, como se puede ver en la Figura 3.56:

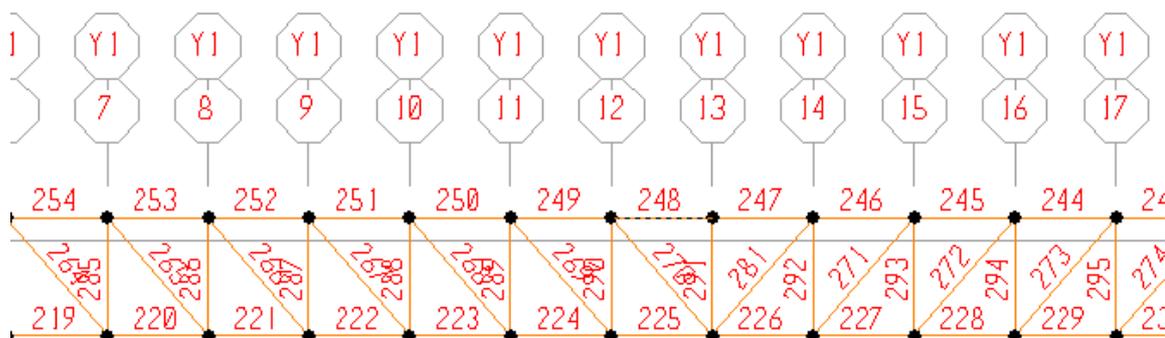


Fig. 3.56: Ubicación del miembro crítico en la estructura¹²⁵

¹²⁴ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0”, Tabla de resultados para Fuerzas en Elementos

Las tablas se pueden exportar a Microsoft® Excel. Se deben recalcar los valores más críticos para el diseño del elemento, tal como se muestra en la Tabla 3.21:

TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	cm	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf-cm	Text	cm
248	127.22	UDSTL9	Combination	-21777.06	-0.99	17.66	33.37	1065.51	1265.74	248-1	127.22
248	84.813	UDSTL9	Combination	-21777.06	-0.99	10.53	33.37	1663.11	1223.91	248-1	84.813
248	42.407	UDSTL9	Combination	-21777.06	-0.99	3.4	33.37	1958.36	1182.08	248-1	42.407
248	0	UDSTL9	Combination	-21777.06	-0.99	-3.73	33.37	1951.26	1140.25	248-1	0

Tabla 3.21: Tabla de resultados para Fuerzas y momentos, para diseño del elemento 248¹²⁶

Por lo tanto, las condiciones de diseño del elemento son:

P = 21777.06 kgf (Axial a compresión)

V2 = 0.99 kgf (Cortante en el sentido del eje de menor inercia)

V3 = 17.66 kgf (Cortante en el sentido del eje de mayor inercia)

T = 33.37 kgf-cm (Torsión alrededor del eje longitudinal)

M2 = 1958.36 kgf-cm (Momento Flexionante en eje de menor inercia)

M3 = 1267.74 kgf-cm (Momento Flexionante en eje de mayor inercia)

L = 124.7 cm

Los ejes y los parámetros dimensionales del elemento se pueden observar en la Figura 3.57:

¹²⁵ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Miembro critico de la estructura

¹²⁶ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Tabla de resultados para Fuerzas en Elementos Editada

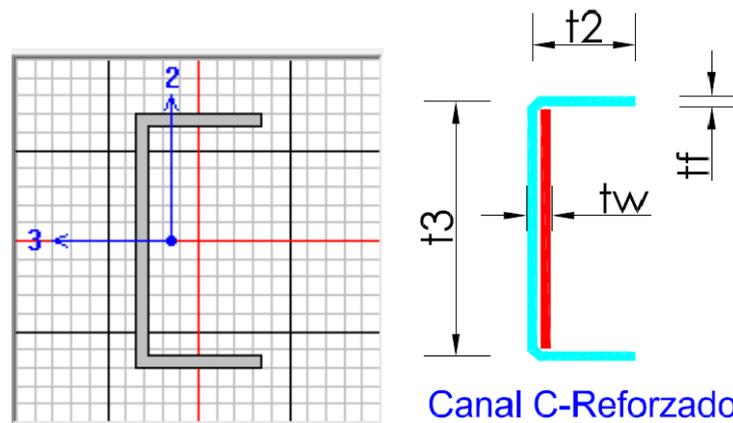


Fig. 3.57: Ejes de los elementos tipo Canal (Channel):
 1=Axial; 2= Menor inercia; 3=Mayor Inercia;
 y Parámetros Dimensionales¹²⁷

3.5.1 EJEMPLO DE CÁLCULO:

Para verificar la sección que tentativamente se creó en el modelo de SAP 2000, se va a encontrar las propiedades de sección de una “C150x75x6 Refuerzo 3mm”, tal como se muestra en la Figura 3.58:

¹²⁷ Ídem 85; GAR & Ingenieros, Diagrama de Canal C-Reforzado

Property Data			
Section Name		C150X75X6R3	
Properties			
Cross-section (axial) area	21.42	Section modulus about 3 axis	88.5247
Torsional constant	4.2412	Section modulus about 2 axis	17.6315
Moment of Inertia about 3 axis	663.9354	Plastic modulus about 3 axis	107.649
Moment of Inertia about 2 axis	99.8552	Plastic modulus about 2 axis	31.6921
Shear area in 2 direction	13.5	Radius of Gyration about 3 axis	5.5674
Shear area in 3 direction	9	Radius of Gyration about 2 axis	2.1591
OK			

Fig. 3.58: Canal C150x75x6R3: Propiedades en kg,cm,°C¹²⁸

Con las propiedades del elemento, se procede a calcular los esfuerzos a compresión/ tensión y flexión para obtener el índice de trabajo del elemento, que resulta de la suma de los índices parciales.

3.5.1.1 Compresión

Verificando el funcionamiento a compresión del elemento:

El esfuerzo a compresión es de:

$$f_a = \frac{P_{compresión}}{A} = \frac{21777.06 \text{ kgf}}{21.41 \text{ cm}^2} = 1017.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Su relación de esbeltez es de:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{248} = \left(\frac{1 * 124.7 \text{ cm}}{2.159 \text{ cm}}\right) = 57.75$$

Y el valor de la relación de esbeltez crítica es:

¹²⁸ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Propiedades de Sección de C150x75x6R3

$$C_c = \left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{crítico}} = \sqrt{\left(\frac{\pi^2 E}{F_{cr}}\right)} = \sqrt{\left(\frac{2\pi^2 E}{F_y}\right)} = \sqrt{\left(\frac{2\pi^2(2 * 10^6 \frac{kg}{cm^2})}{2500 \frac{kg}{cm^2}}\right)} = 126.1$$

Por lo tanto, el factor de seguridad es:

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3} = 1.8264$$

De donde se encuentra F_a , ya que $\left(\frac{KL}{r}\right)_{248} = 57.75 < C_c = 126.1$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{F.S.} = \frac{2237.75 \frac{kg}{cm^2}}{1.8264} = 1225.21 \frac{kg}{cm^2}$$

Y el índice de trabajo a compresión es

$$I_a = \frac{f_a}{F_a} = \frac{1017.14 \frac{kg}{cm^2}}{1225.21 \frac{kg}{cm^2}} = \mathbf{0.8301}$$

3.5.1.2 Flexión en el eje de menor inercia

El esfuerzo a flexión es:

$$f_b = \frac{M_{2-2}}{S_{2-2}} = \frac{1958.36 \text{ kg} * \text{cm}}{17.63 \text{ cm}^3} = 111.08 \frac{kg}{cm^2}$$

La longitud máxima sin arriostamiento es:

$$L_c = \frac{640 * b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{640 * 15 \text{ cm}}{\sqrt{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 190.85 \text{ cm}$$

Por lo tanto $L < L_c$.

El esfuerzo permisible a flexión es:

$$F_b = 0.6 * F_y = 1518.63 \frac{kg}{cm^2}$$

Y el índice de trabajo a flexión es:

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} = \frac{111.08 \frac{kg}{cm^2}}{1518.63 \frac{kg}{cm^2}} = \mathbf{0.07314}$$

3.5.1.2 Flexión en el eje de mayor inercia

El esfuerzo a flexión es:

$$f_b = \frac{M_{3-3}}{S_{3-3}} = \frac{1267.74kg * cm}{88.52cm^3} = 14.32 \frac{kg}{cm^2}$$

La longitud máxima sin arriostramiento es:

$$L_c = \frac{640 * b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{640 * 15cm}{\sqrt{2530 \frac{kg}{cm^2}}} = 190.85cm$$

Por lo tanto $L < L_c$, y el esfuerzo permisible a flexión es:

$$F_b = 0.6 * F_y = 1518.63 \frac{kg}{cm^2}$$

Y el índice de trabajo a flexión es:

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} = \frac{14.32 \frac{kg}{cm^2}}{1518.63 \frac{kg}{cm^2}} = \mathbf{0.00943}$$

3.5.1.2 Índice de Trabajo Global del elemento

El índice de trabajo global del elemento corresponde a la suma de los índices individuales por compresión y flexión:

$$I_a + I_{b2-2} + I_{b3-3} \leq 1.0$$

$$\mathbf{0.8301 + 0.07314 + 0.00943 = 0.912 \leq 1.0}$$

Por lo tanto el miembro funciona correctamente.

3.6 ANÁLISIS DE RESULTADOS Y MEJORAMIENTO DE DISEÑOS.

- Una forma económica de generar estos perfiles reforzados es el utilizar un perfil C150x75x6, y soldarle un cubreplacas de 3mm de espesor.
- El hecho de que el elemento más fuertemente sometido a compresión y flexión (identificado como 248, ubicado al centro del puente) deba tener una sección mínima de C150x75x6 Refuerzo 3mm, no significa que toda la cercha deba utilizar este mismo perfil.
- Con la ayuda del programa SAP 2000 se puede encontrar una distancia en la cercha en la que ya no sea necesario un perfil tan pesado, y se puede reducir su sección. Este es el fundamento de la optimización en estructuras: bajar los costos sin sacrificar la fiabilidad y seguridad de la estructura y sus ocupantes.
- Durante la fase de cálculo en el SAP 2000 es necesario definir las cargas con la mayor precisión posible, sin tomar riesgos innecesarios. Es importante tomar en cuenta la etapa de montaje e instalación de tuberías para definir estas cargas.
- Se puede reducir peso al tomar en cuenta que las tuberías no están ancladas a la estructura, sino que están colgadas. El programa tiene una ventana donde se definen las Fuentes de Masa ("Mass Source"), en la cual se debería afectar a la carga viva de tubería por un factor de 0.3 o 0.4. Así durante el cálculo de sismo, el peso de las tuberías no es tan crítico en las combinaciones de carga. Para el caso del puente no se tomó en cuenta esta reducción de cargas para mantenerse por el lado de la seguridad.
- En el diseño presentado se afecta al peso calculado de tuberías por un factor de 1.5, en caso de que a futuro los usuarios decidan colocar más tuberías sin consultar con la empresa que diseña el puente.
- Hay que recordar que el índice de trabajo de los elementos se los obtiene de los datos de las tablas, en las cuales se produce la condición crítica de diseño: Que se produzca un sismo mientras están colgados del puente 2 teclas con 500kg cada uno, y todas las tuberías estuviesen fijadas a la estructura.

- Para reducir los costos se deben reducir los pesos, así como propender a la utilización de aceros resistentes a la corrosión, como el tipo A-588 que no necesita pintura.
- Un detalle importante son los anclajes. Se ensayó con diferentes tipos de anclajes: simplemente apoyado, empotrado, deslizante en el eje X, etc. Estos procesos se describirán más adelante.

Una vez realizadas varias modificaciones y reducciones del peso de la estructura, se llega al modelo final que se puede observar en la Figura 3.59, el cual se plasma en planos para su construcción.

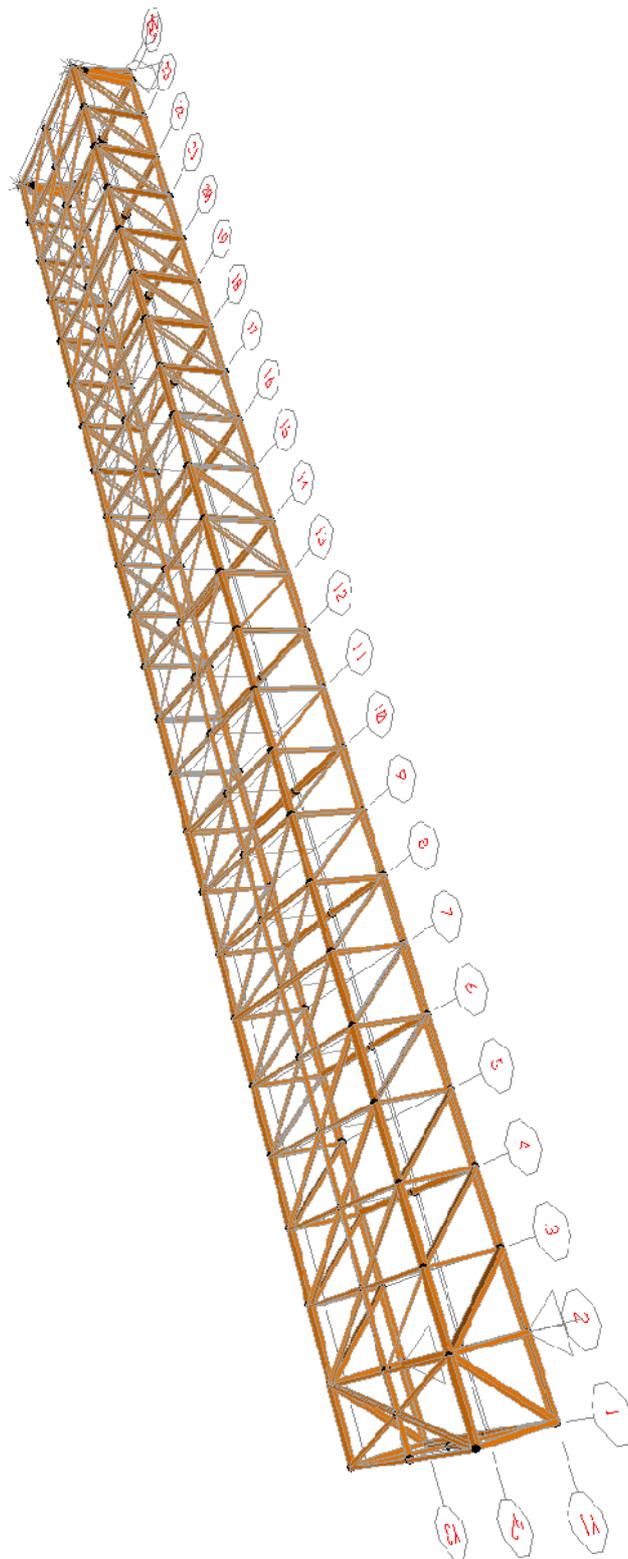


Fig. 3.59: Vista Extruida del Modelo Final a desarrollarse.

3.7 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS

3.7.1 GENERALIDADES

Para calcular el tamaño de las soldaduras, se debe tomar en cuenta no toda la sección transversal de soldadura interviene en el trabajo mecánico. Por esta razón, la sección transversal real es diferente de la Sección Transversal teórica, como se indica en la Figura 3.60.

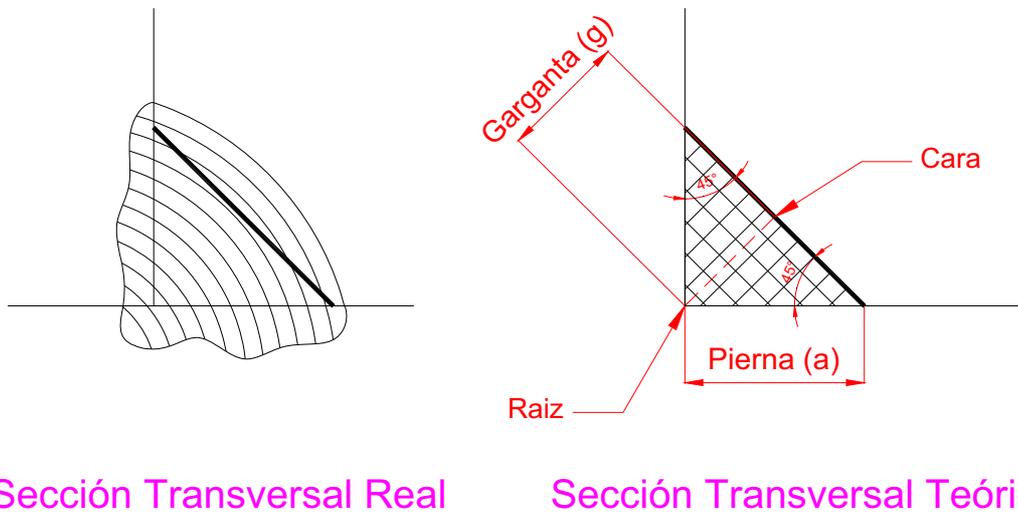


Fig. 3.60: Sección Transversal las soldaduras¹²⁹

En la sección teórica, que sirve para realizar los cálculos, se toma en cuenta sólo el tamaño de la soldadura hasta la cara formada por el plano a 45° con respecto a las caras. La distancia entre la Raíz y la cara se denomina Garganta.

Para esto se debe encontrar la altura de la garganta:

$$g = 0.707 * a$$

El Área de Soldadura es entonces la altura de la garganta, por la longitud del cordón de soldadura:

$$A_{soldadura} = g * L_{Cordón}$$

¹²⁹ Fuente propia

En el Área de Garganta es donde se debe verificar la resistencia de la soldadura a cortante, producido por la fuerza "P". El esfuerzo a cortante debe ser menor que el esfuerzo permisible a cortante.

$$f_v = \frac{P}{A_{soldadura}} \leq F_v$$

Dependiendo del tipo de electrodo que se va a utilizar, depende la resistencia del cordón de soldadura, así, un electrodo E70XX tiene 70 KSI de Límite de Fluencia F_y .

El Límite de fluencia es aproximadamente:

$$F_y \approx 0.75 * Sut$$

La resistencia a cortante es el 60% del límite de fluencia.

$$F_v = \frac{0.6 * F_y}{(F.S.)}$$

$$F_v = \frac{0.6 * 0.75 * Sut}{(F.S.)}$$

Un factor de seguridad conservador es de 2.2.

$$F_v = \frac{0.6 * 0.75 * Sut}{2.2}$$

Por lo tanto,

$$F_v = 0.204 * Sut$$

El esfuerzo permisible está alrededor del 20% del Sut, es decir que para electrodos E70XX, el F_v es de 14 ksi, y para E60XX es de 12 ksi.

En la normativa de la A.I.S.C. se establecen tamaños mínimos los cordones a utilizarse según el tipo de soldadura. Se cita en la Tabla 3.22, la Tabla J2.3 de la normativa de la A.I.S.C. para soldaduras a tope:

Espesor del material de la parte más gruesa a soldar (pulgadas)	Mínimo ancho efectivo de garganta (pulgadas)
Hasta 1/4" incluido	1/8
Sobre 1/4" hasta 1/2"	3/16
Sobre 1/2" hasta 3/4"	1/4
Sobre 3/4" hasta 1 1/2"	5/16
Sobre 1 1/2" hasta 2 1/4"	3/8
Sobre 2 1/4" hasta 6"	1/2
Sobre 6"	5/8

Tabla 3.22: Ancho de Garganta Efectivo Mínimo para soldaduras a tope de penetración parcial¹³⁰

Se pueden utilizar cordones intermitentes cuando la resistencia necesaria se vea excedida por la capacidad de la soldadura más pequeña permitida, si fuese una soldadura continua. El espaciamiento entre 2 cordones no debe ser mayor a 4 veces el tamaño de soldadura, y no menor a 1-1/2" pulgadas.

3.7.2 EJEMPLO DE CÁLCULO PARA SOLDADURA DEL PUENTE DE PASO DE FLUÍDOS

El cálculo y diseño de las conexiones soldadas para el puente, deben ser verificadas para el punto con mayor sollicitación mecánica, que serían las conexiones del elemento 248 al centro del puente (Figura 3.61), y en los apoyos.

¹³⁰ INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, "Manual of Steel Construction", AISC, Séptima Edición, 1973, TABLA J2.3, PÁGINA 5-66

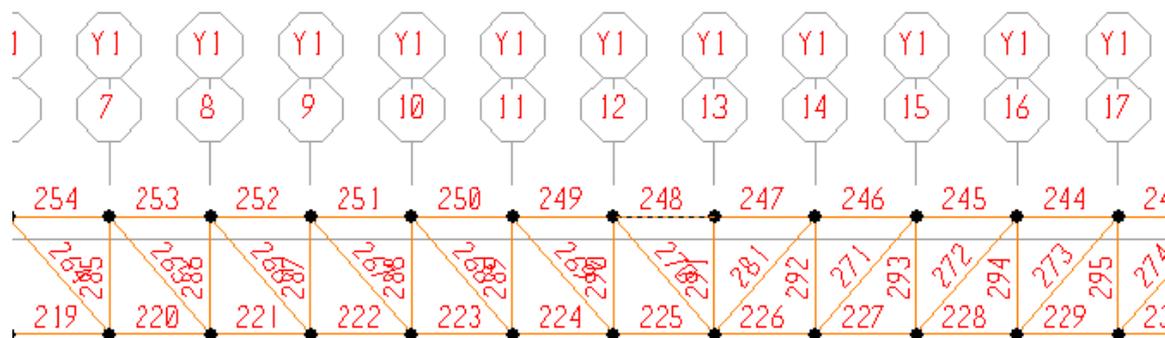


Fig. 3.61: Ubicación del miembro crítico a compresión en la estructura¹³¹

El elemento 248, conjuntamente con el 249 y 247, son una continuación del mismo perfil, por lo que no es necesario calcular estas juntas a tope, bastará con soldar a tope toda la sección donde sea necesario, y de acuerdo con los WPS del capítulo siguiente.

El punto más crítico para la soldadura en el puente, es en el apoyo en casa de fuerza, donde se llega a una fuerza vertical de 4679.5 kgf. Esta fuerza se aplica hacia los apoyos, a través del parante vertical soldado a la correa inferior del puente, como se puede ver en la Figura 3.62:

¹³¹ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0",
Miembro crítico de la estructura

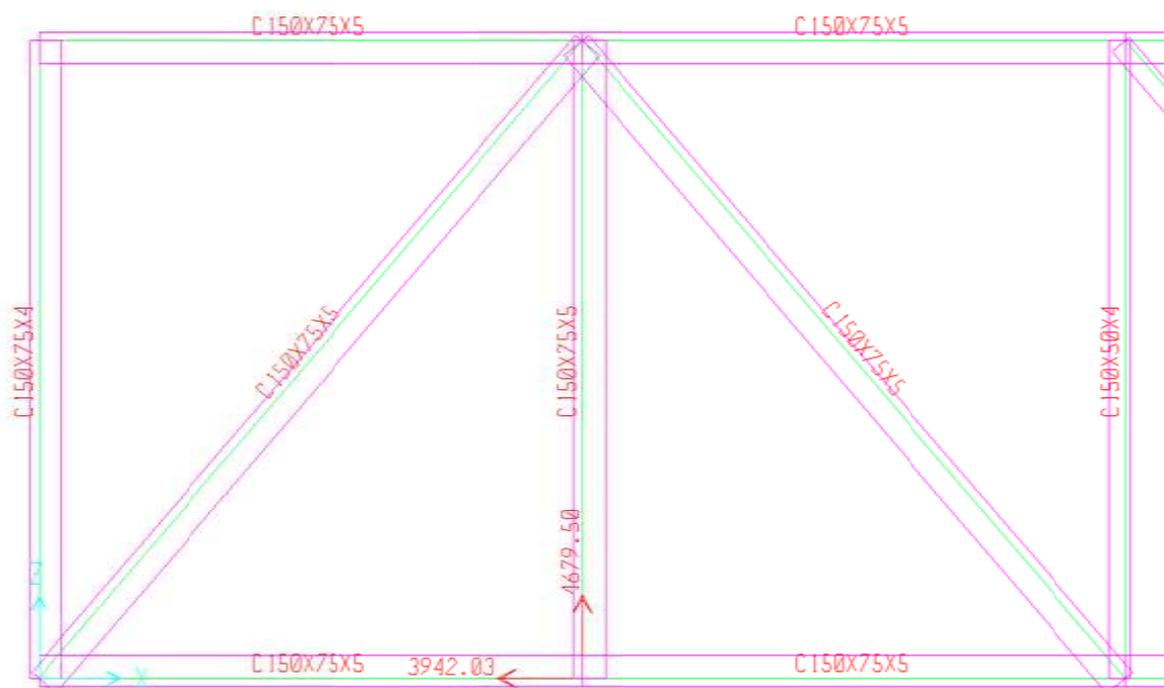


Fig. 3.62: Detalle de Ubicación del Parante Crítico en el apoyo de Casa de Fuerza¹³²

Éste miembro es una C150x75x5mm, y en el extremo inferior conecta con otros 2 elementos similares.

La fuerza a resistir por la soldadura es:

$$P = 4679.5kg = 10316.5lb$$

Para espesores de hasta 1/4 pulgada (6.35mm), el ancho mínimo de garganta es de 1/8 pulgada (3.175mm).

El área de soldadura necesaria es de:

$$A_{soldadura} = \frac{P}{F_v} = \frac{10316.5lb}{14000 \frac{lb}{in^2}} = 0.736in^2 = 4.748cm^2$$

¹³² COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Parante Vertical del apoyo en Casa de Fuerza

Asumiendo que sólo se va a soldar el parante con las alas de la cuerda inferior, y no con el fondo, se obtiene una longitud de cordón de soldadura como se observa en la Figura 3.63:

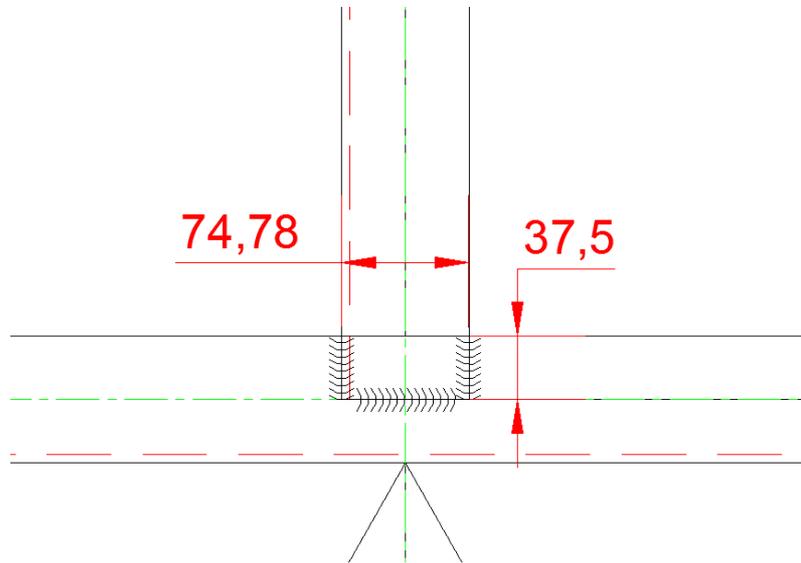


Fig. 3.63: Longitud de las soldaduras del apoyo de Casa de Fuerza¹³³

La longitud de soldadura es:

$$L_{Soldadura} = (74mm + 2 * 37.5mm) * 2 \text{ lados} = 298mm$$

Por lo tanto, el ancho de garganta necesario es de:

$$g = \frac{4.748cm^2 * \frac{100mm^2}{1cm^2}}{298mm} = 1.59mm$$

Esto significa que el ancho de garganta necesario es de 1.59mm, pero está por debajo del mínimo establecido en la A.I.S.C., que es de 3.175mm (1/8").

Utilizando el ancho de garganta mínimo, la dimensión de la soldadura es:

$$a = \frac{3.175mm}{0.707} = 4.5mm \approx 5mm$$

¹³³ Fuente propia

Como conclusión, podemos definir que las soldaduras del parante crítico de Casa de Fuerza se deben realizar con electrodo E70XX, con un ancho de 5mm cada pierna de soldadura.

Siendo éste el espesor del parante crítico, podemos concluir que para las demás juntas soldadas se utilice soldadura con pierna del espesor de los perfiles que se especifican, y se mantendrá por el lado de la seguridad.

3.8 DISEÑO DE ANCLAJES Y PLACAS BASE

Una parte primordial en el diseño del puente son los anclajes. El modelo matemático ensayado en el programa SAP 2000 fue modificado varias veces para tomar en cuenta diferentes tipos de anclajes: simplemente apoyado, empotrado, deslizante en el eje X, y Y, etc.

Ante un mismo tipo de estructura, se puede verificar lo que sucede si se cambia los anclajes.

Se muestran a continuación algunos ejemplos de anclajes que no funcionarían:

- a) Si se hace que los apoyos en casa de fuerza estén también restringidos de momento, se obtienen valores de P.M. más altos que 1.0, llegando hasta P.M.=1.48 en los perfiles cercanos al apoyo, es decir, 48% sobre el valor máximo (marcados con color rojo).

Esto es porque al no estar libres de momentos los elementos adyacentes al apoyo, se producen en ellos momentos de flexión muy altos. La imagen correspondiente sería la Figura 3.64:

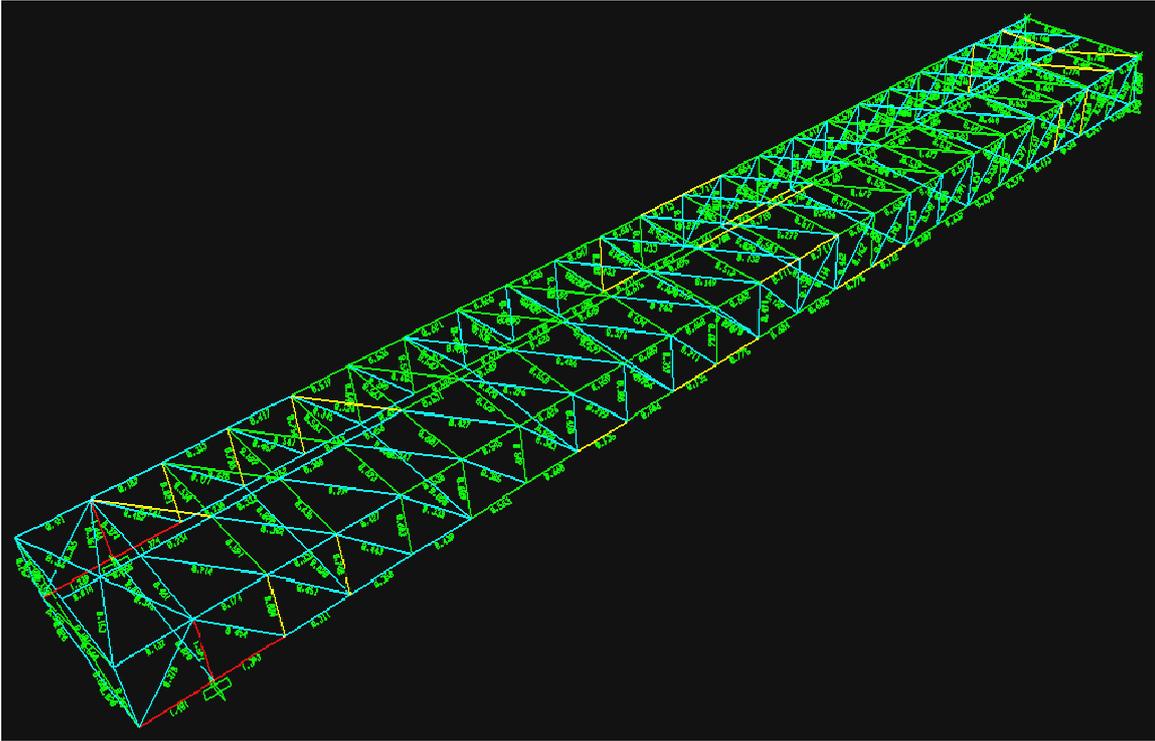


Fig. 3.64: Resultados P.M. Ratio para todo el puente con apoyos empotrados en Casa de fuerza.¹³⁴

- b) Si se hace que los apoyos en la Pared de Preformados no tengan libertad de desplazarse longitudinalmente (eje X), se obtienen valores de P.M. de hasta $P.M. = 1.110$, no sólo en los apoyos sino también en elementos intermedios del puente.

Esto se debe a que el puente, durante la aplicación de cargas, tiene que deformarse y desplazarse de alguna forma, con un apoyo deslizante. Al no existir esto, en la estructura se producen esfuerzos de compresión y tensión adicionales, no sólo en los apoyos.

La imagen correspondiente sería la Figura 3.65:

¹³⁴ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Valores de P.M. Ratio para los elementos del Puente

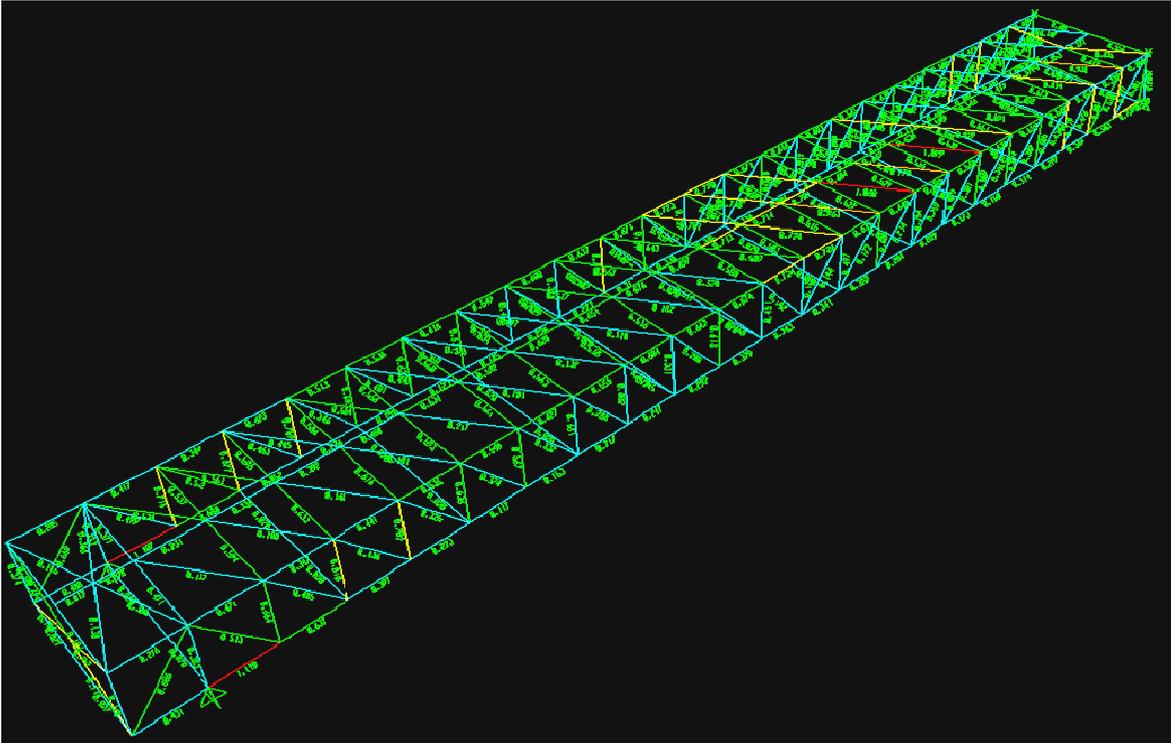


Fig. 3.65: Resultados P.M. Ratio para todo el puente con apoyos restringidos de desplazamiento, en apoyo de Pared de Preformados.¹³⁵

- c) Si no se colocan apoyos en la parte superior de la Pared de Preformados, falla casi todo el puente, y se obtienen valores de P.M. de hasta P.M. =2.06 y hasta exceden la escala.

Esto se debe a que los apoyos superiores en casa de fuerza tienen el objeto de darle rigidez a la torsión al puente, en rotación alrededor del eje X. Por esta misma razón, en el eje X1 se coloca una cruceta, para evitar la torsión.

La imagen correspondiente sería la Figura 3.66:

¹³⁵ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Valores de P.M. Ratio para los elementos del Puente

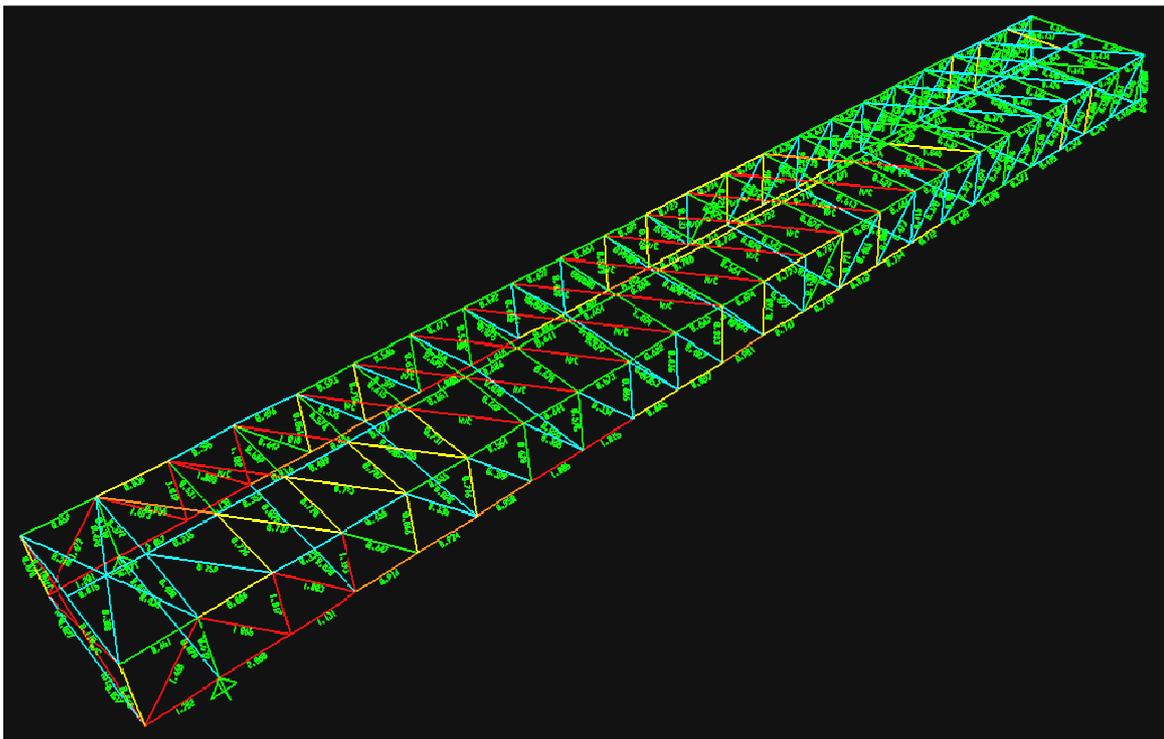


Fig. 3.66: Resultados P.M. Ratio para todo el puente sin apoyo superior en Pared de Preformados.¹³⁶

En la configuración final del puente, existen 3 tipos de apoyos:

- Apoyos restringido de desplazamiento (X, Y, Z), libres de rotación (en viga de Casa de fuerza)
- Apoyos restringidos de desplazamiento vertical (Z) y transversal (Y), permitido desplazamiento longitudinal (X) y rotación (en viga en Pared Preformados; y
- Apoyo restringido de desplazamiento transversal (Y) y libre en desplazamiento longitudinal y vertical, libre de rotación. (Apoyo superior en Pared Preformados)

Con estas condiciones se obtuvieron valores de P.M. menores a la unidad en todos los miembros. El valor de P.M. más alto obtenido con el Programa SAP-2000 corresponde al elemento 248, con P.M.=0.95. El resultado se observa en la Figura 3.67:

¹³⁶ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0", Valores de P.M. Ratio para los elementos del Puente

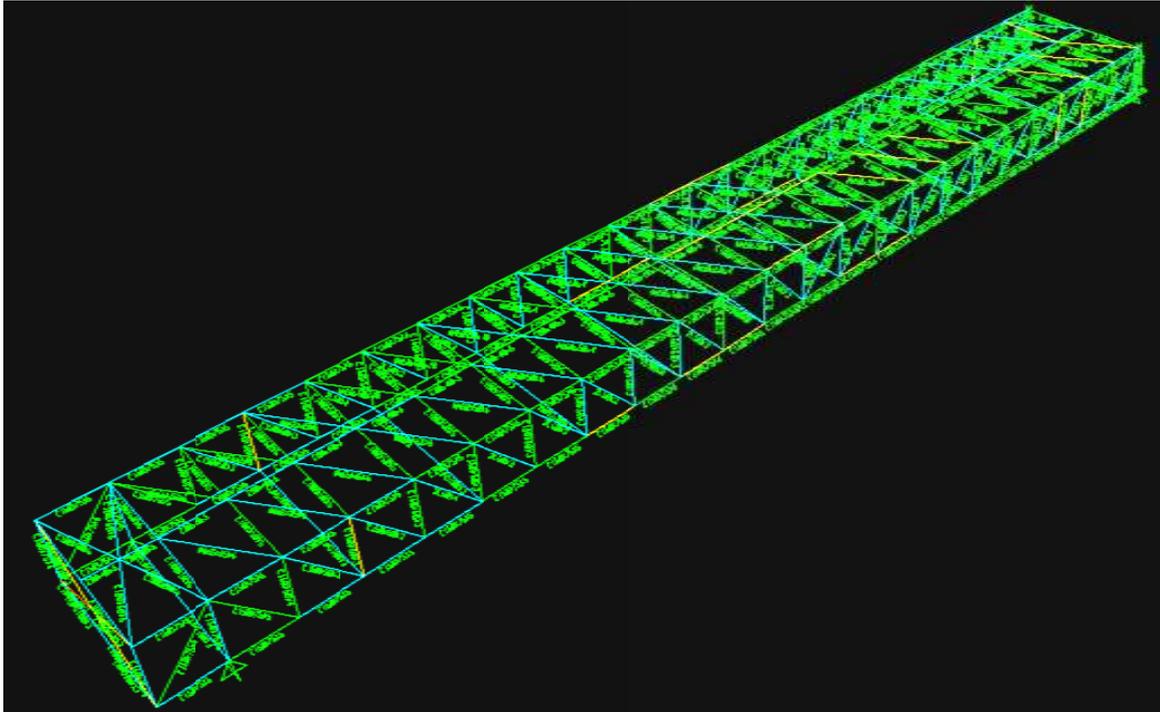


Fig. 3.67: Resultados P.M. Ratio para todo el puente con los apoyos finales¹³⁷

3.8.1 DISEÑO DEL APOYO EN CASA DE FUERZA.

El diseño de los apoyos sobre el techo de casa de fuerza debe tomar en consideración algunos aspectos:

- Ambos apoyos en casa de fuerza deben limitar el desplazamiento en el espacio, pero no restringir la rotación de los elementos adyacente para evitar esfuerzos de flexión en ellos. Lo más cercano a una junta tipo esfera.
- Los apoyos deben tener una altura suficiente para permitir que el puente pase por encima agujero en la losa y su boca, con una altura de 27cm.
- Se deberá sujetar la placa base a la estructura de hormigón con pernos de anclaje para evitar que se deslice.

¹³⁷ COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, "SAP 2000 Advanced V12.0.0",
Valores de P.M. Ratio para los elementos del Puente

Para lograr estos objetivos, se propone un apoyo con tubo para darle la altura, así como un cono para darle una movilidad parecida a la junta esférica.

El conjunto de anclaje propuesto se muestra en la Figura 3.68:

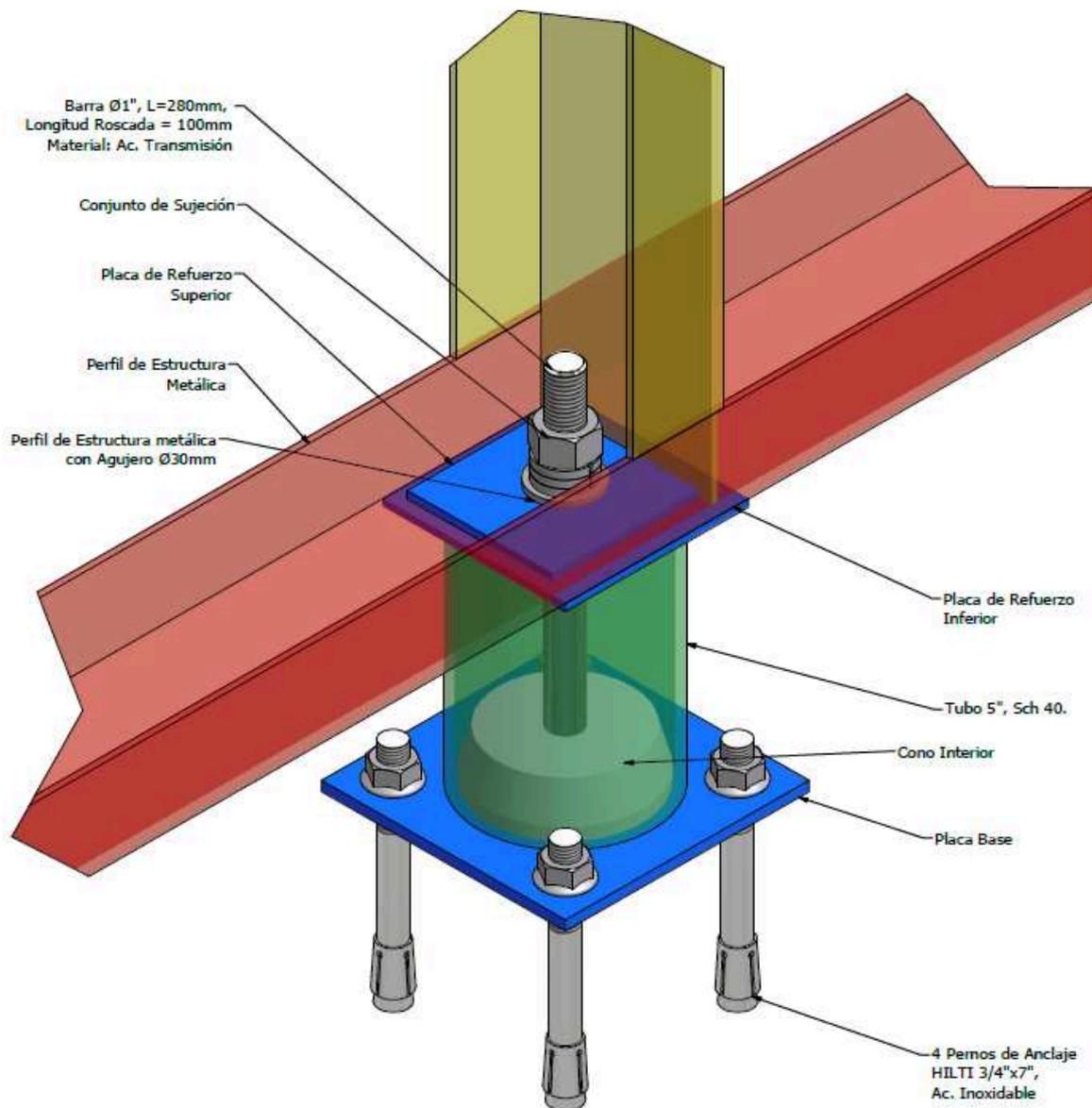


Fig. 3.68: Apoyo del Puente en Viga de Casa de Fuerza¹³⁸

El cálculo de los diferentes elementos se detalla a continuación:

¹³⁸ Fuente Propia

3.8.1.1 Tubo vertical:

El análisis del tubo vertical debe verificar que el tubo soporte la fuerza a compresión que se le aplicará.

Hay que recordar que el tubo se encuentra simplemente apoyado en los extremos superior e inferior, por lo que no está sometido a esfuerzos de flexión.

La fuerza de compresión es de:

$$F = 4679.5kg$$

El Esfuerzo Admisible máximo corresponde a

$$F_a = \frac{S_Y}{F.S.} = 0.60 * S_Y = 0.60 * 2500 \frac{kg}{cm^2} = 1500 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto, el área necesaria es de:

$$A = \frac{F}{F_a} = \frac{4679.5kg}{1500 \frac{kg}{cm^2}} = 3.12cm^2$$

Un tubo comercial con esta área de sección transversal sería 1 pulgada, cuya área es de $3.18cm^2$.

Este tubo es muy delgado, por lo que arbitrariamente se decide colocar un tubo de **5 pulgadas, cédula 40**, con un espesor de pared de 6.55mm, y un área transversal de $27,74 cm^2$, excediendo así las exigencias mínimas de resistencia.

La longitud del tubo es de **$L=196mm$** .

3.8.1.2 Placa Base:

En la placa base se debe verificar la resistencia de la placa a flexión y cortante, producida por el tubo.

Las dimensiones de la placa deben estar ligadas al diámetro exterior del tubo, más una distancia prudente para poder apretar los pernos de anclaje.

El diámetro exterior del tubo es de $\phi_{ext} = 141.3mm$, por lo que una placa de **$200x200 mm$** es suficiente, teniendo un espacio libre para apernar de:

$$\frac{\sqrt{200^2 + 200^2} - 141.3}{2} = \frac{282\text{mm} - 141.3\text{mm}}{2} = 70.7\text{mm}$$

En la Figura 3.69 se pueden observar la dimensiones necesarias de la placa base:

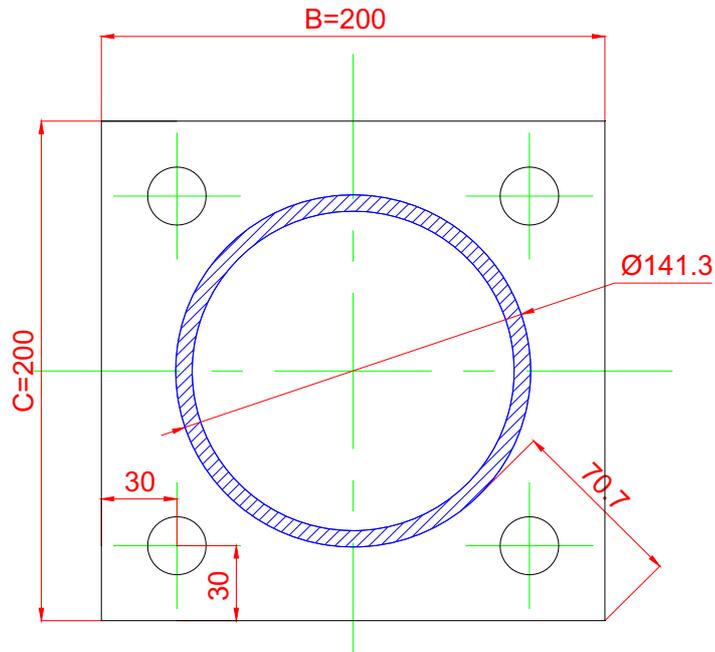


Fig. 3.69: Esquema de la placa base en apoyo de Casa de Fuerza (Vista superior)¹³⁹

Conocidas las dimensiones necesarias de la placa, se puede proceder a su cálculo.

3.8.1.2.1 Verificación de la resistencia del hormigón

Primero, se debe verificar si el Hormigón resiste la fuerza aplicada por la placa sobre sí. El hormigón utilizado en las vigas de Casa de Fuerza tiene una resistencia de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$. El factor de seguridad utilizado en hormigón es de alrededor de F.S.=4

Para la fuerza aplicada sobre el apoyo:

$$F = 4679.5\text{kg}$$

¹³⁹ Fuente Propia

Entonces, el área necesaria de hormigón a soportar la carga es de:

$$p = \frac{F}{A} \rightarrow A = \frac{F}{p} = \frac{F * F.S.hormigón}{f'c}$$

$$A = \frac{4679.5kg * 4}{210 \frac{kg}{cm^2}} = 89.12cm^2.$$

Por lo tanto, el hormigón no falla, ya que el área necesaria es mucho menor que el área disponible de $20 \times 20cm = 400cm^2$.

3.8.1.2.2 Verificación de la placa base

Para el cálculo del espesor de las placas base se debe considerar la flexión que se ejerce en la placa por efecto de la fuerza F que recibe desde el tubo vertical, tal como se ve en la Figura 3.70:

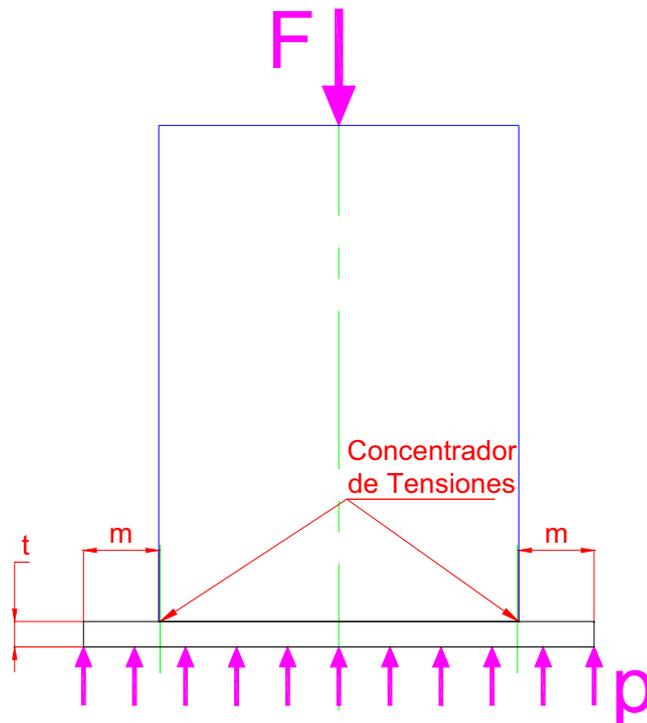


Fig. 3.70: Esquema de la placa base en apoyo de Casa de Fuerza (Vista Lateral)¹⁴⁰

¹⁴⁰ Fuente Propia

Este efecto se puede entender como la presión p que ejerce el hormigón sobre las porciones de la placa que están en voladizo una distancia m , y se lo calcula de esta manera.

La distancia m es crítica, ya que se produce una concentración de esfuerzos en el vértice que une la placa con el tubo, por lo que se analizará como si este tramo estuviese en voladizo. Como se puede ver en la Figura 3.71, el voladizo es de 30mm.

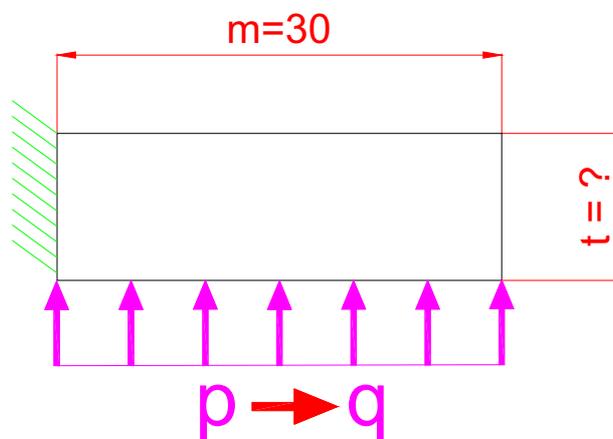


Fig. 3.71: Esquema del tramo de la placa base en voladizo para cálculo de espesor¹⁴¹

La presión ejercida por el hormigón es de:

$$p = \frac{F}{A_{placa}} = \frac{F}{B * C} \leq F'c_{hormigón}$$

$$p = \frac{F}{A_{placa}} \leq \frac{f'c}{F.S_{hormigón}}$$

$$p \leq \frac{210 \frac{kg}{cm^2}}{4} = 52.5 \frac{kg}{cm^2}$$

Pero, para encontrar el espesor se puede asumir que la viga en voladizo tiene una profundidad igual a la unidad, es decir $C=1\text{cm}$.

¹⁴¹ Fuente Propia

Así:

$$p = \frac{F}{B * C} \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \leq 52.5 \frac{kg}{cm^2}$$

Eliminando C=1; sea:

$$q = \frac{F}{B} \left[\frac{kg}{cm} \right] \leq 52.5 \frac{kg}{cm}$$

El Esfuerzo de flexión producido es de:

$$f_b = \frac{M_{MAX} * C}{I}$$

Donde, el momento máximo producido en la base de la sección es de:

$$M_{MAX} = q * m * \frac{m}{2} = \frac{q * m^2}{2}$$

y la inercia de la sección con respecto al eje neutro del elemento rectangular:

$$I = \frac{C * t^3}{12} = \frac{t^3}{12}$$

Por lo tanto:

$$f_b = \frac{M_{MAX} * C}{I} = \frac{\frac{q * m^2}{2} * \frac{t}{2}}{\frac{t^3}{12}}$$

$$f_b = \frac{52.5 \frac{kg}{cm} * (3cm)^2 * \frac{t}{2}}{\frac{t^3}{12}}$$

$$f_b = \frac{1417.5}{t^2}$$

Como se señaló en el capítulo II, el esfuerzo permisible a flexión es de

$$F_b = 0.6 * S_y = 0.6 * 36000psi = 21600psi \approx 1500 \frac{kg}{cm^2}$$

Y por lo tanto,

$$f_b = \frac{1417.5}{t^2} \leq Fb = 1500 \frac{kg}{cm^2}$$

Despejando el espesor t :

$$t \geq \sqrt{\frac{1500}{1417.5}}$$

$$t \geq 1.028cm$$

Es decir que la placa debe tener un espesor mínimo de 10mm.

Para mantenerse por el lado de la seguridad, se instala una placa de espesor **$t=12mm$** .

3.8.1.2.3 Pernos de Anclaje

Los pernos a instalar son Pernos de Anclaje **de $\phi=3/4"$ x $L=7"$** . Para estos pernos se necesitan **agujeros de $\phi=7/8"$ o $\phi=22mm$** .

En la Figura 3.72 se puede ver la placa base resultante:

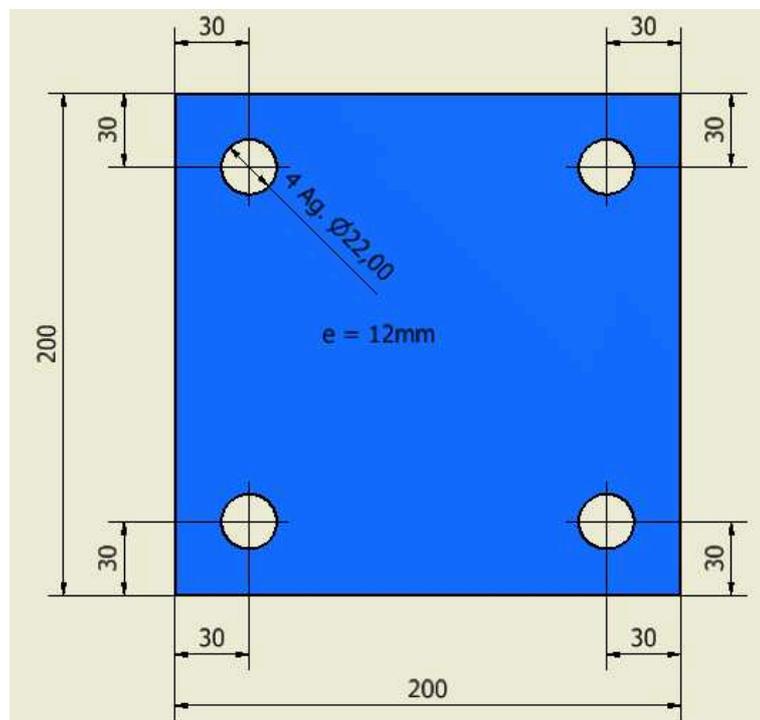


Fig. 3.72: Placa base del Apoyo en Viga de Casa de Fuerza¹⁴²

¹⁴² Fuente Propia

3.8.2 DISEÑO DEL APOYO EN PARED DE PLANTA DE PREFORMADOS.

Los apoyos en la pared de la Planta de Preformados constan de dos partes:

- Apoyos inferiores, y
- Apoyos Superiores.

Para diseñar estos apoyos deben tomarse en consideración algunos aspectos:

- Ambos apoyos inferiores en la pared de la Planta de Preformados deben limitar el desplazamiento Transversal y Vertical, pero permitir el desplazamiento en el sentido Longitudinal, así como permitir la rotación. Lo más cercano a estas solicitaciones, es un apoyo plano con una placa de neopreno. Este sistema es muy utilizado en puentes, y es menos costoso que utilizar rodillos deslizantes.
- Ambos apoyos superiores en la pared deben limitar el desplazamiento transversal, pero permitir el desplazamiento vertical y longitudinal, así como permitir la rotación. Se va a utilizar una placa anclada en la pared de la Planta de Preformados, que se deslice en una guía colocada en el puente.
- Se deberá sujetar la placa base a la riostra de hormigón de la Pared con pernos de anclaje para evitar que se deslice.
- Se deberá anclar la placa guía del apoyo superior en la pared de Preformados, mediante pernos de anclaje o una canastilla fundida en la pared.

3.8.2.1 Diseño del Apoyo Inferior

Para cumplir con las exigencias de apoyo, el conjunto de anclaje propuesto para el Apoyo Inferior es como muestra en la Figura 3.73:

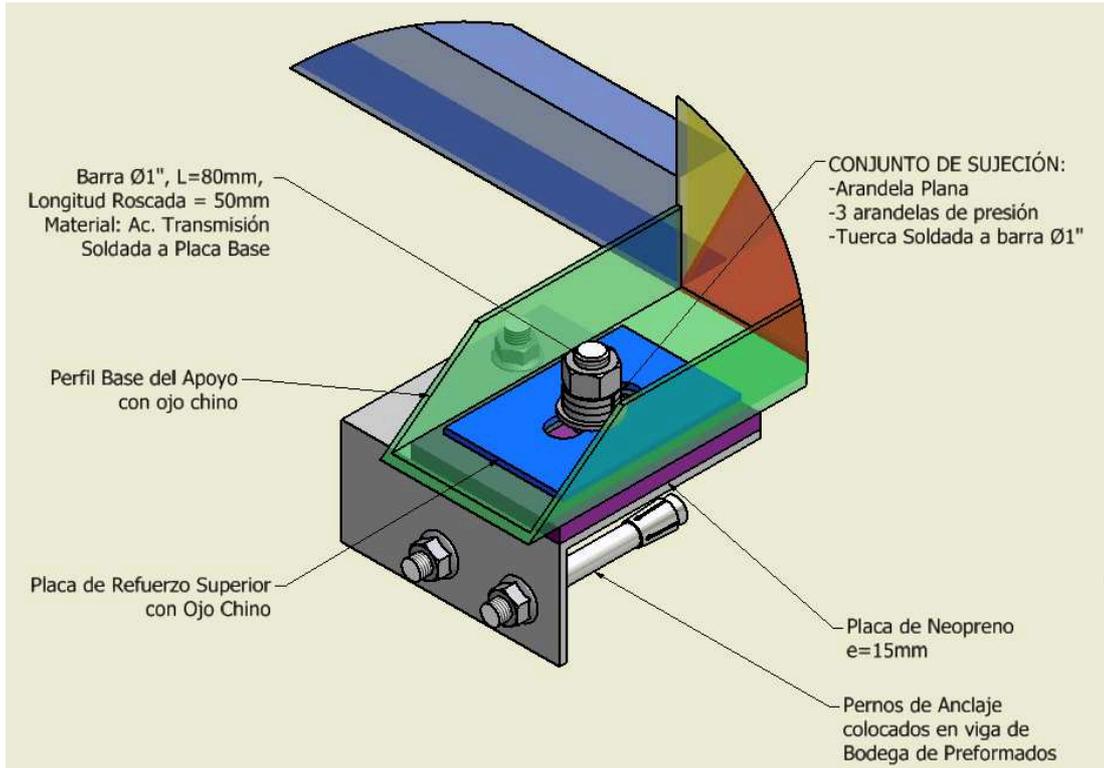


Fig. 3.73: Apoyo Inferior en Pared de Planta de Preformados. Vista sin Perfil Inclinado de Final del puente.¹⁴³

El funcionamiento de este apoyo es el siguiente:

- Sobre la riostra existente en la pared de Preformados se debe colocar la placa base, que tiene una forma de L, para anclarse a la riostra por arriba y lateralmente.
- La placa base tiene un eje roscado soldado a ella, sobre el cual se insertarán los agujeros de las placas de Neopreno, del perfil del puente y la placa de refuerzo. Este eje permite la rotación del puente sobre el apoyo en el plano X-Y del primer nivel, alrededor del eje Z.
- La placa de Neopreno se utiliza para apoyos deslizantes en puentes y edificios. El objetivo de la placa es deformarse ante esfuerzos paralelos a su superficie, mientras que soporta las cargas aplicadas verticalmente sobre sí.

¹⁴³ Fuente Propia

- Las 3 placas tienen un ojo chino para permitir el desplazamiento longitudinal del puente, con respecto al eje roscado fijo de la placa base.
- El eje roscado tiene 3 arandelas de presión sujetadas entre la placa de refuerzo y la tuerca. Esto sirve para que, en caso de existir un momento de flexión que intente hacer rotar la riostra de la pared, estas arandelas absorben esa energía al deformarse. Este sistema libera momentos alrededor del eje X y del eje Y.
- Conjuntamente con el apoyo inferior se debe proveer de una placa de refuerzo lateral, para el perfil inclinado. Se utilizan planchas de acero en ambos lados del perfil del apoyo como Cartelas de Rigidización.

3.8.2.2 Diseño del Apoyo Superior

Para cumplir con las exigencias de apoyo, el conjunto de anclaje propuesto para el Apoyo Superior es como muestra en la Figura 3.74:

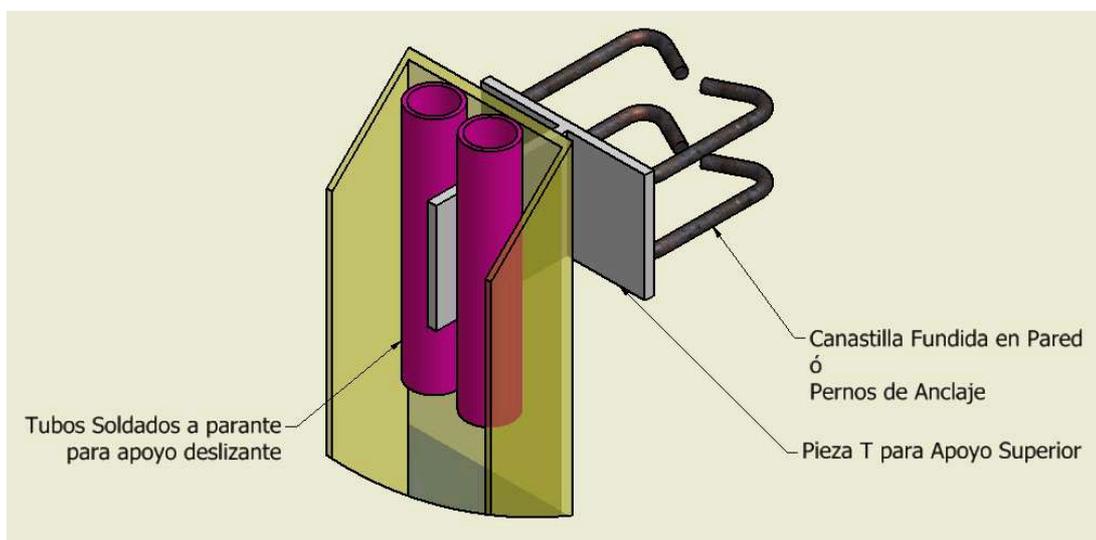


Fig. 3.74: Apoyo Superior en Pared de Planta de Preformados. Vista sin cuerda superior del puente.¹⁴⁴

¹⁴⁴ Fuente Propia

El funcionamiento de este apoyo es el siguiente:

- Sobre la pared de la Planta de Preformados se coloca la Pieza en forma de T, mediante una canastilla fundida en la pared o mediante pernos de anclaje.
- El perfil vertical del puente tiene una ranura de 150x15mm, a través de la cual se desplaza la placa de la T, que tiene un espesor de 8mm.
- Los dos tubos van soldados por el lado interior del Perfil, con una separación entre sí de 9mm. La placa se desplaza longitudinalmente (Eje X) y verticalmente (Eje Z) a través de esta ranura entre los tubos, pero está limitada al movimiento transversal (Eje Y)
- Al producirse un momento alrededor del eje Z, la placa T tiene una sola línea de contacto con los tubos, por lo que no existe un momento resistivo.
- Al producirse un momento alrededor del eje Y, la placa T se desplaza longitudinalmente dentro de la ranura, por lo que no existe un momento resistivo.

CAPÍTULO 4: FABRICACIÓN Y MONTAJE.

4.1 INTRODUCCIÓN

Es primordial incluir dentro de un diseño, no solo las especificaciones técnicas, memorias y planos, sino también lineamientos de los procesos de fabricación y montaje.

La facilidad de fabricación y montaje tienen una influencia muy significativa en la economía del diseño, por lo que es aconsejable que el ingeniero de estructuras sea consciente de todos los detalles de fabricación y montaje en sus diseños. Sería necesario un amplio conocimiento de éstos aspectos, o en su defecto, tener una noción clara de cómo los procesos de fabricación afectarán la calidad y costos de la estructura.

A continuación se presenta una visión global de los procesos de fabricación y montaje, al cual se complementará en la siguiente sección con especificaciones técnicas para estos procesos.

4.1.1 FABRICACIÓN:

El ingeniero debe considerar que toda fabricación cuesta dinero. Este costo proviene del costo de los materiales, de la mano de obra, herramientas y maquinaria. Por esta razón, para disminuir costos, el ingeniero debe reducir al mínimo la cantidad de trabajo requerido para fabricar la estructura, así como encontrar la mejor combinación entre reducir los pesos del acero empleado y el aumento consecuente en costos por un proceso fabricación más complicado.

Factores importantes a considerar durante la fabricación son:

4.1.1.1 Influencia de la resistencia del Acero

En ciertos diseños puede ser ventajoso el uso de aceros de alta resistencia, sobre todo si los perfiles son estándar y resultan en un ahorro en peso, se pueden usar secciones arquitectónicas menores o bien por requisitos reales de resistencia.

Un caso típico, es la utilización de perfiles galvanizados de acero A50 para la instalación de cubiertas metálicas, en lugar de las correas de acero A36 para pintar en taller o en sitio mediante compresor; los perfiles galvanizados son más costosos, pero la velocidad de instalación y el ahorro en mano de obra por pintura es sustancial. Las deflexiones en una cubierta no son un factor importante.

Existen otros diseños en los que el modificar el acero convencional por acero de mayor resistencia no resulta ventajoso, ya que los procesos de fabricación no se reducen necesariamente, y son independientes del peso o espesor de la parte trabajada, como es el caso de las placas base.

Al sustituir aceros al carbón por aceros de alta resistencia se incurren en mayores costos de fabricación, ya que se requieren menores velocidades de trabajo en taladros y punzonadores, así como precauciones y controles adicionales durante la soldadura.

4.1.1.2 Exactitud y tolerancias:

La influencia de la exactitud y tolerancias en un diseño son fundamentales, ya que si son demasiado rigurosas, el costo aumentará. Se deberían especificar las tolerancias justas y necesarias para la fabricación.

4.1.1.3 Rigidez de los miembros grandes:

Debido al gran tamaño de los miembros estructurales, no es posible mantener completamente su rectitud. Las desviaciones que se produzcan no deberían exceder ciertos límites que comprometan su utilidad estructural o a su funcionalidad. Si los miembros son excesivamente rígidos serán difíciles de conectarse con otras piezas

4.1.1.4 Métodos de enderezado del material y miembros fabricados:

El método más común es el utilizar una prensa a temperatura ambiente, lo cual se define como “enderezado en frío”. También se suele aplicar calor en una zona reducida de la pieza por medio de un soplete de oxígeno para suavizar el material.

En ambos casos, en el miembro se producen esfuerzos residuales, que afectan a la resistencia del material.

4.1.1.5 Proceso de Fabricación en Taller:

Una vez realizados los planos por parte del diseñador, varios fabricantes seleccionados preparan propuestas para la fabricación de la estructura. Para elaborar sus ofertas, se deben estimar los costos siguientes: materia prima en la laminadora o proveedor, transporte desde el proveedor hasta el fabricante, planos e taller en detalle, plantillas y matrices, fabricación en taller, inspecciones y procesos de control de calidad, transporte del material terminado desde el taller del fabricante hasta el lugar de la obra, montaje (en caso de estar incluido en el contrato), pruebas de carga, corrección de fallas en sitio, gastos indirectos y administrativos, y utilidad del constructor.

Las ofertas deben establecer el tiempo de entrega estimado, así como el precio total o desglosado en precios unitarios. Se debe incluir a veces la forma de pago y el cronograma de instalación.

Por lo general se adjudica el contrato al constructor con el menor costo, aunque no es la mejor práctica. Otros contratan al contratista que ofrece el menor tiempo de entrega, aunque el costo sea más alto.

Al otorgarse el contrato, el cuerpo de ingenieros del fabricante recibe los planos y las especificaciones, y el ingeniero responsable a cargo del proyecto puede sugerir cambios o modificaciones en algunos detalles para simplificar la fabricación y el montaje. Una vez completa la información se elaboran los planos de taller.

En los planos de taller se deben detallar todas las piezas de la estructura. En los planos se muestran los números de partes, marcas de identificación, cantidad de piezas requeridas, longitud de las mismas, localización y tamaño de agujeros, detalle de cortes y conexiones de taller.

Con los planos de taller se puede elaborar una lista de materiales. Muchas veces la misma laminadora o proveedor puede entregar ciertas piezas ya construidas,

sobre todo los miembros más grandes. Los miembros más pequeños se suelen pedir en longitudes estándar de 6m, o perfiles doblados en 2.44m o 1.22m.

Al recibir los materiales del fabricante es importante revisar el material entregado contra orden de compra, así como realizar una inspección del estado del material, para evitar que el material se encuentre dañado o falten piezas.

Se almacena el material en el taller para poder trabajar las piezas posteriormente.

La primera operación necesaria es el "Trazo", en la cual se marca cada pieza con el nombre de la obra, número de parte, cantidad de piezas requeridas, así como cualquier otra información necesaria con instrucciones especiales. Se procede a cortar las piezas con la longitud deseada, así como cortar los patines y almas de las columnas y vigas armadas.

Una vez que se fabrican las piezas, se llevan al lugar de armado, donde se ensamblan entre sí con tornillos, remaches, pernos, soldadura o apriete. El ajuste y ensamble de las piezas es un trabajo de gran importancia, ya que el corregir errores producidos en esta fase es muy costoso, por lo que son muy importantes los controles e inspección de los ajustes correctos.

Una vez ensambladas las partes, se llevan a una parte donde se limpian, pintan y almacenan, quedando listos para llevarlos al sitio de la obra.

Gran parte del ahorro del contratista, que se convierte en ganancia, es el correcto manejo del material en el taller, es decir, su propia organización.

Para optimizar costos en su taller mecánico, el contratista debe tener mano de obra calificada, optar por procesos de soldadura automatizados o semiautomáticos, reducir los tiempos muertos del personal, preferir la soldadura a los procesos de punzonado y rimado o taladrado de agujeros utilizados en las uniones.

Por último, el tamaño máximo de las piezas ensambladas en taller debe estar limitado a su facilidad de transporte hasta el sitio del montaje, es decir, tomar en cuenta la altura y ancho máximos de circulación en carretera.

4.1.2 MONTAJE:

Una vez concluida la fase de fabricación de los ensambles y partes, se transportan a la obra. Esto se puede hacer por medio de camiones, tráilers cama plana, tráilers cama baja, tráilers de múltiples ejes como el de la Figura 4.1, trenes, o barcazas.



Fig. 4.1: Tráiler de múltiples ejes para cargas pesadas¹⁴⁵

Al llegar a su destino, las estructuras deben ser almacenadas, o en su defecto se instalan directamente en su posición final. Esto se logra mediante gatos, malacates, rodillos, grúas, etc.

Un ejemplo de izaje de estructuras se puede ver en la Figura 4.2:

¹⁴⁵ <http://www.elephanttrade.com/Company/CompanyProduct.aspx?PID=88872>



Fig. 4.2: Elevación de partes de una estructura mediante grúa¹⁴⁶

Una vez colocado en el sitio, las partes se fijan permanentemente a la estructura.

Las consideraciones más importantes en los montajes son la seguridad de los trabajadores y de los materiales, así como la economía y rapidez del montaje.

Para realizar los montajes con seguridad, es necesario elaborar un procedimiento de montaje, así como un análisis de los esfuerzos y deformaciones producidas durante cada paso del montaje, especialmente en estructuras grandes.

Con frecuencia, suele ser necesario construir equipos especiales de manejo, y es necesario proporcionar marcos de contraventeo y rigidez durante el montaje.

Los métodos para montaje de estructuras varían según el tipo y tamaño de la estructura, las condiciones del lugar, disponibilidad de equipo y preferencias del montador. Los procedimientos de montaje no pueden regularizarse, ya que cada problema tiene características y dificultades especiales, que deben tomarse en cuenta para desarrollar el plan de montaje más ventajoso.

¹⁴⁶ fuente: GAR & Ingenieros, Instalación de Frisos en Proyecto Gemini, Contratista: VILSA S.A.

4.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA FABRICACIÓN, MONTAJE Y RECEPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

En este capítulo se expondrán las especificaciones técnicas para la fabricación, montaje y recepción del Puente de Paso de Fluidos para PRONACA.

4.2.1 PARA LA FABRICACIÓN:

En general, las estructuras y los elementos metálicos deberán ser fabricados, galvanizados y pre-ensamblados en taller, en secciones tan grandes como sea posible, y que permitan su manejo y transporte seguro. Los ensambles y las partes que la conforman deben probarse en taller para comprobar el ajuste correcto.

Las normas que se deberán tomar en cuenta, como referencia en lo aplicable durante la fabricación serán:

- AISC (American Institute of Steel Construction)
- AISI (American Iron and Steel Institute)
- ASTM (American Society for Testing and Materials)
- AWS (American Welding Society)

Durante la fabricación, se deben seguir los procedimientos de seguridad e higiene industrial, control del medio ambiente, salud ocupacional, responsabilidad social y aseguramiento de la calidad. Estos procedimientos están dictaminados en las normativas nacionales, así como las normativas propias de la empresa.

Para el caso particular del puente de fluidos:

- El tamaño máximo de las piezas será de la mitad del puente, es decir de 1.50m de alto, 14m de largo y 3.9 de ancho. Las dos mitades pueden ser transportadas una encima de otra, en un tráiler, con una altura total de 3 m sobre la plataforma.
- Cada mitad deberá estar completamente soldada. En la mitad se realizará la soldadura en sitio, tomando en cuenta una contraflecha de 5 cm en el centro. Las dos mitades en taller se observan en la Figura 4.3.

- Los apoyos deben estar listos para ser instalados. Los agujeros para los pernos de expansión deben ser verificados.
- Toda la estructura estará pintada, excepto los 2 parantes verticales de la mitad, que serán cortados y soldados en sitio.



Fig. 4.3: Mitades del Puente colocadas en Taller previo al traslado.¹⁴⁷

4.2.1.1 Responsabilidades

Durante la construcción y montaje del puente de fluidos se establecerán ciertas responsabilidades, a saber:

¹⁴⁷ fuente: GAR & Ingenieros, Proyecto “Puente para paso de Fluidos”, 2011

ACTIVIDAD	RESPONSABLE	DESCRIPCIÓN
Cálculo, Diseño, y Revisión de la ingeniería	GAR & Ingenieros	Antes de iniciar la actividad, durante la fase de diseño.
Recepción, inspección y control de los materiales	Contratista	A la recepción de materiales en taller
	Fiscalización de PRONACA	
Procesos de soldadura y calificación	Contratista	Procedimientos de calificación de los soldadores, fabricación, montaje
Procesos de fabricación		En taller, durante la fabricación.
Transporte Taller-obra		Incluido en contrato
Recepción, inspección y control de los materiales	Fiscalización de PRONACA	Recepción de materiales en sitio
Soldaduras de campo y Trabajos en sitio	Contratista	Unión de ambas mitades, verificar dimensiones, correcciones, pintura.
Actividades de Montaje		Izaje e instalación de apoyos
Supervisión del montaje e instalación	Fiscalización de PRONACA	Durante el montaje
	GAR & Ingenieros	

Tabla 4.1: Responsabilidades durante el diseño, construcción y montaje del puente

4.2.1.2 Condiciones Generales de los materiales

Los materiales a usarse serán nuevos y de primera calidad, libres de defectos e imperfecciones, deberán cumplir con la clasificación y grado señalados en las especificaciones y dibujos aprobados por el cliente.

Es recomendable asegurarse que el contratista compre el material de algún proveedor conocido en el medio, a saber: NOVACERO, DIPAC, KUBIEC, Centro Acero, IPAC, etc. No se aceptará material de origen chino ni de segunda mano.

Los materiales en los que detecten deformaciones deben ser adecuadamente corregidos antes de iniciar cualquier marcado. Las correcciones se realizarán de

tal manera que no se dañe el material. Se pueden aplicar métodos mecánicos en frío o mediante calentamiento a no más de 650°C.

Los materiales a utilizarse en el puente se especifican en la Tabla 4.2:

ELEMENTO	MATERIAL
Perfiles de Acero Estructural	ASTM A-36
Tubería Estructural para apoyos en Casa de Fuerza	ASTM A-500 Grado B
Cubre placas para refuerzo de perfiles	ASTM A-36 e=3mm
Soldadura	E7016/E7018 (baja cantidad de Hidrógeno)

Tabla 4.2: Materiales a utilizarse en el Puente para Paso de Fluidos.

4.2.1.3 Diseño y planos de Fabricación y montaje

La fabricación de la estructura estará guiada a cabalidad por los criterios de diseño presentados en los planos, los mismos que deberán estar aprobados por el cliente.

Se deben elaborar planos, tomando en cuenta las especificaciones particulares y su nivel de detalle, tanto para taller como para campo, será suficiente para que el constructor pueda efectuar el trabajo de control en fabricación y montaje.

Dentro de los planos necesarios para la fabricación del puente se debe incluir un plano general, planos de detalle, detalles de juntas, plano del apoyo en Casa de fuerza, y plano del Apoyo en la pared de la nueva planta. También debe incluirse un plano de montaje.

4.2.1.4 Cortes

Para el corte de los materiales se utilizará: sierra, troquel, esmerilado, corte con boquillas automáticas a gas (oxicorte, plasma). Bajo ningún concepto se permite el corte por sobrecalentamiento con electrodo.

Los tubos de acero deben ser cortados mediante cortadores de tubo. Las superficies de corte del acero deben cumplir con lo requerido en los planos de diseño, y de preferencia ser perpendiculares al eje.

Cualquier deformación de las superficies cortadas de miembros que puedan mantener contacto con personas, deben ser analizadas para brindar mayor seguridad.

Los cortes se realizarán lo más precisos posibles, para no tener que rellenar aberturas muy grandes mediante alta deposición del material del electrodo.

El constructor deberá utilizar el material de tal manera que no coincida en una conexión 2 o más cordones de soldadura.

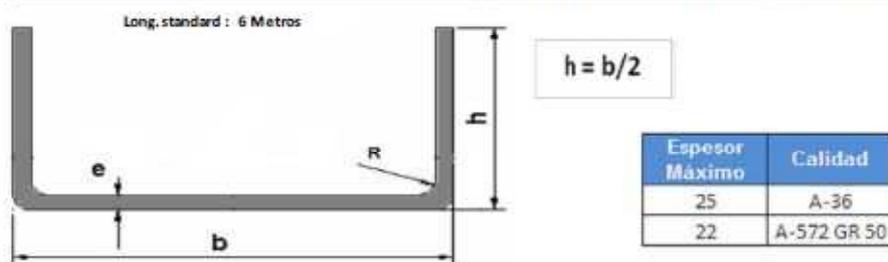
4.2.1.5 Doblado

Los materiales de acero serán doblados a temperatura ambiente o mediante calentamiento sin exceder los 650°C. Si existieran elementos de alta resistencia, el doblado deberá realizarse en caliente.

Muchos de los perfiles utilizados en el puente son doblados a medida, ya que no existen en el mercado perfiles estándar de las mismas dimensiones. Estos perfiles diferentes están de acuerdo a las tablas de IPAC para “Perfiles tipo Canal Especiales” y “Perfiles tipo Ángulo Especiales”, citada en las Figuras 4.4 y 4.5:

2.-PERFILES ESPECIALES.- CANALES

Espesor	Dimensiones Mínima		Dimensiones Máxima		
e	b	h	b	h	Desarrollo de plancha
mm	mm	mm	mm	mm	mm
2	50	20	620	310	1220
3	50	20	620	310	1220
4	50	25	620	310	1220
5	60	25	620	310	1220
6	70	30	770	385	1500
8	100	50	1020	510	2000
10	130	60	1240	620	2440
12	160	70	1245	622	2440
15	170	85	1250	625	2440
16	180	90	1250	625	2440
19	220	110	1260	630	2440
20	240	120	1260	630	2440
22	260	130	1260	630	2440
25	300	150	1270	635	2440



- < Para el ala Máxima (h) Tomar como regla la fórmula ($h=b/2$)
- < En caso de requerir perfiles en largos Especiales con previa consulta.
- < **Tiempo de entrega: 8 días laborales**

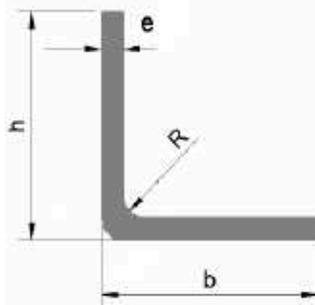
Figura 4.4: Perfiles tipo Canal Especiales¹⁴⁸

Los perfiles tipo canal se utilizan en el puente en las cuerdas superior e inferior, en algunos miembros verticales y en ciertos arriostramientos.

¹⁴⁸ IPAC S.A., "Productos Especiales Estructurales de Guillotina y Plegadora", 2011

5.-PERFILES ESPECIALES.- ÁNGULOS

Espesor	Dimensiones Mínima		Dimensiones Máxima		
e	b	h	b	h	Desarrollo de plancha
mm	mm	mm	mm	mm	mm
2	40	40	610	610	1220
3	40	40	610	610	1220
4	40	40	610	610	1220
5	40	40	610	610	1220
6	50	50	750	750	1500
8	60	60	1000	1000	2000
10	85	85	1220	1220	2440
12	95	95	1220	1220	2440
15	125	120	1220	1220	2440
16	135	125	1220	1220	2440
18	150	130	1220	1220	2440
20	150	150	1220	1220	2440
22	165	165	1220	1220	2440
25	200	200	1220	1220	2440



Espesor Máximo	Calidad
25	A-36
22	A-572 GR 50

- < Para el ala mínima del ángulo se toma en cuenta el desarrollo del corte mínimo del espesor de la chapa.
- < Ángulos con alas desiguales, previa consulta.
- < En caso de requerir perfiles en largos Especiales con previa consulta.
- < **Tiempo de entrega: 8 días laborales**

Figura 4.5: Perfiles tipo Ángulo Especiales¹⁴⁹

Los perfiles tipo ángulo se usan en el puente en algunos arriostramientos.

¹⁴⁹ IPAC S.A., "Productos Especiales Estructurales de Guillotina y Plegadora", 2011

4.2.1.6 Orificios

Todos los orificios deben ser fabricados por medios mecánicos, y deben eliminarse las rebabas y salpicaduras alrededor de los mismos.

El posicionamiento de los orificios, debe ser de tal precisión que corresponda a los huecos del otro miembro a unirse.

El diámetro de los huecos debe ser la suma del diámetro del perno, y:

- Máximo 3mm para diámetro nominal M24 o menos
- Máximo 5mm para diámetro nominal M24 o más
- Máximo 1.5mm para pernos de alta resistencia.

Se realizarán pruebas en muestras aleatorias, en base a los planos, comprobando el cumplimiento funcional.

En sitios que se requiera realización de orificios cerca de puntos de doblaje, éstos deberán ser realizados después de ejecutado el doblaje, para evitar inexactitudes y deformaciones en los orificios.

En el caso del puente no existen conexiones apernadas, a excepción de los apoyos.

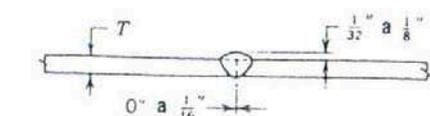
4.2.1.7 Soldadura

Los procesos de soldadura deben cumplir con los requerimientos de calidad establecidos en los procedimientos: WPS (Especificación del proceso de Soldadura) y PQR (Registro de la Calificación del Proceso).

Además será necesario realizar una inspección de campo de las soldaduras acorde con las normas de la AWS. Para el puente, se utilizarán los tipos de juntas a tope y filete en la Figura 4.6:

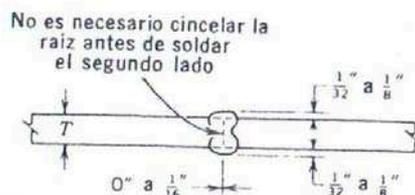
Tabla 6-3 Juntas soldadas *

Juntas aceptadas sin calificación bajo el código AWS



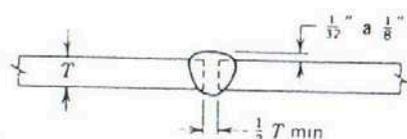
Espesor efectivo de la garganta = $\frac{1}{2} T$
 T máx = $\frac{1}{8}$ "

Junta a tope en paralelo
 Soldada por un solo lado



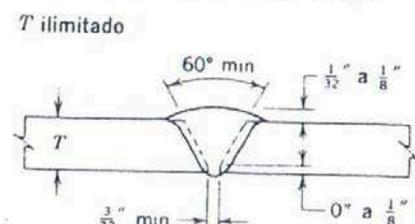
Espesor efectivo de la garganta = $\frac{3}{4} T$
 T máx = $\frac{1}{4}$ "

Junta a tope en paralelo
 Soldada por ambos lados



Espesor efectivo de la garganta = $\frac{3}{4} T$
 T máx = $\frac{1}{4}$ "

Junta a tope abierta en paralelo
 Soldada por un solo lado

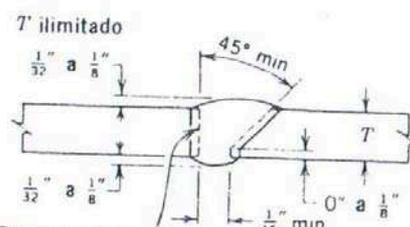


Espesor efectivo de la garganta = $\frac{3}{4} T$
 Junta a tope en "V" sencilla
 Soldada por un solo lado



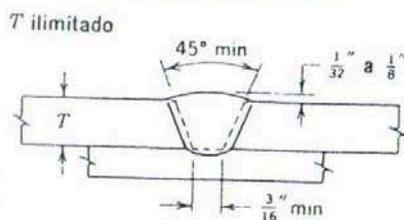
Espesor efectivo de la garganta = $\frac{3}{4} T$

Junta a tope de bisel sencillo
 Soldada por un solo lado

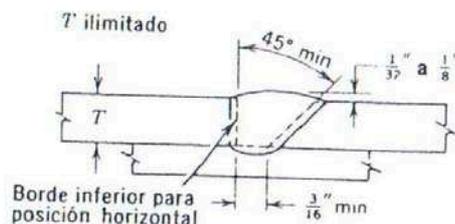


Borde inferior para posición horizontal

Junta a tope de bisel sencillo
 Soldada por ambos lados



Junta a tope en "V" sencilla soldada
 Por un lado sobre una estructura de respaldo



Borde inferior para posición horizontal

Junta a tope de bisel sencillo soldada
 Por un lado sobre una estructura de respaldo

* Para soldaduras a tope, el espesor efectivo en la garganta = T , a menos que se especifique otra cosa.

Tabla 6-3. (continuación)

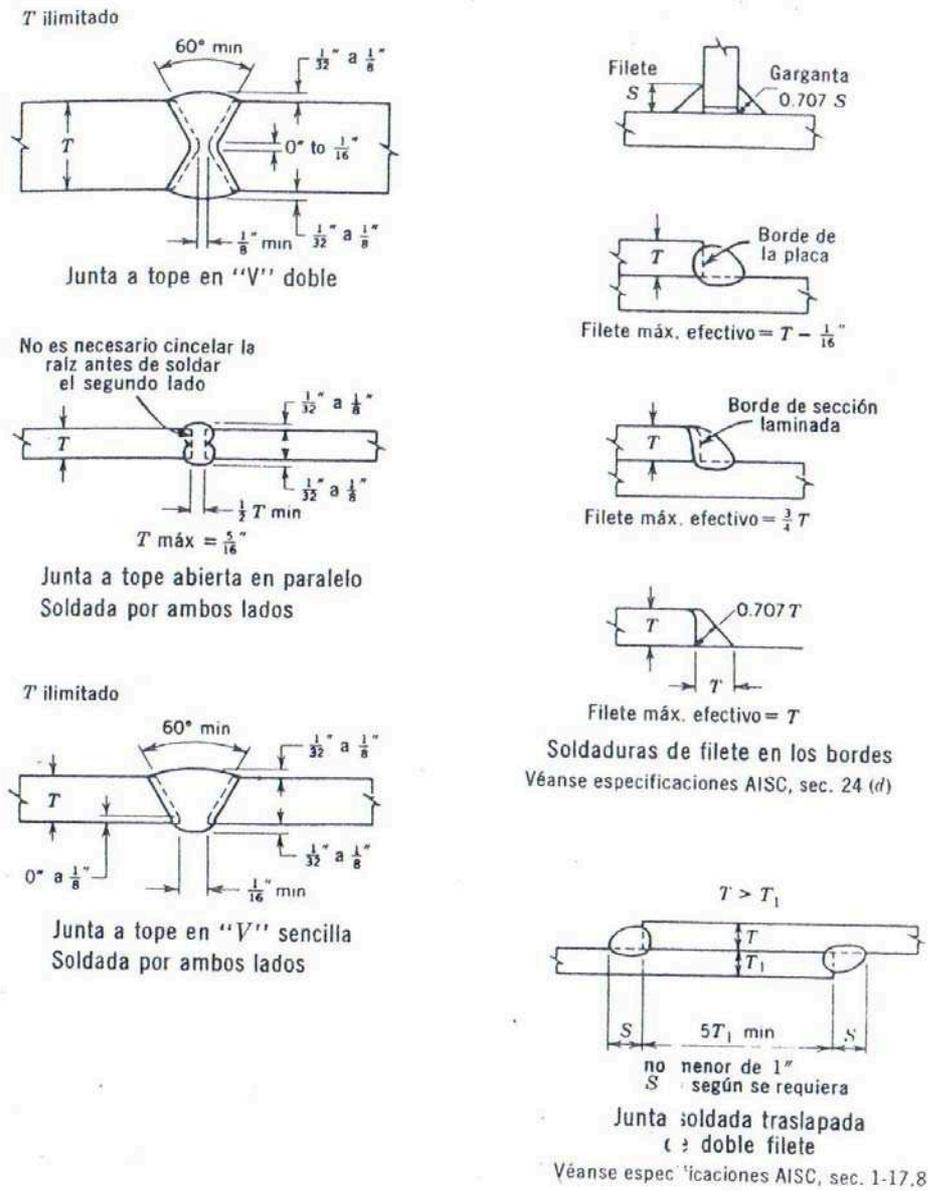


Fig. 4.6: Juntas soldadas Aceptadas por AWS¹⁵⁰

¹⁵⁰ BRESLER, B. "Diseño de Estructuras de Acero", Ed. LIMUSA, México, 1990, pág.228, 229

De las juntas soldadas antes expuestas, las que se utilizarán en el puente son:

- Junta a tope abierta en paralelo, soldada por un lado, y
- Soldadura de filete.

Las especificaciones para la soldadura del puente son:

- El tipo de electrodos serán básicos E7016 o E7018, para estructuras metálicas con altos esfuerzos.
- El diámetro de electrodos será de 1/8" marca AGA o Lincoln, no se aceptará material de origen chino.
- En el caso del puente, por no tener cordones de soldadura muy largos, no se permite la soldadura discontinua.

Los electrodos deben ser mantenidos en un lugar fresco y seco, de preferencia en una caja o funda cerrada.

Los procedimientos de soldadura (WPS) para las juntas soldadas del puente son los siguientes:

PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS)

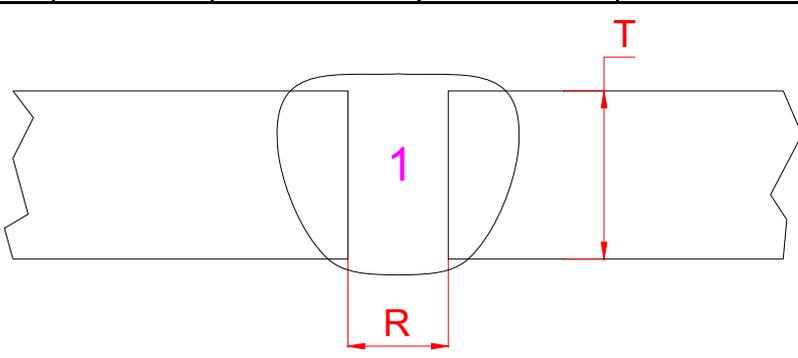
Nombre de la Compañía: G.A.R. & Ingenieros Proyecto: Puentes para paso de fluidos WPS Precalificado: Si: X No:		Nº. Identificación: LAAM-PP-01 Realizado por: Luis Arias				
Junta Utilizada Soldadura a: Un lado: X Dos Lados: Respaldo: Si: No: X Preparar junta Si: No: X Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: N/A Abertura raíz: 3mm (+-1mm)		Técnica de Soldadura: Proceso de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual: X Automática Posición de Soldadura: 1G Técnica: Un pase X Varios Pases Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de Raíz: Amoladora Pases siguientes:				
Metal Base: Especificación: ASTM A-36 Espesor T: 3-6.25mm		Notas: La soldadura debe realizarse desde un solo lado La soldadura debe aplicarse en todo el eje longitudinal Firma:				
Metal de Aporte: Marca de Electrodo: INDURA Denominación Comercial: E7018 Denominación AWS: E7018 Diámetro: 3.2mm						
Precalentamiento: Si: No: X Temp. De Precalentamiento: Temp. entre pases: Min: Max:						
	Metal de Aporte		Corriente			
# de pases	Clase	Diámetro (mm)	Tipo y Polaridad	(Amp)	Tensión de Trabajo (V)	Vel. De Avance (m/min)
1	E7018	3.2	DC+	90-150	25	0.08
Detalle de Junta: 						

Tabla 4.3: WPS de Juntas a Tope

PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS)

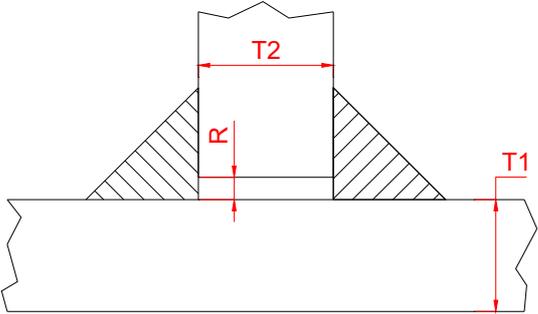
Nombre de la Compañía: G.A.R. & Ingenieros Proyecto: Puente para paso de fluidos WPS Precalificado: Si: X No:			Nº. Identificación: LAAM-PP-02 Realizado por: Luis Arias			
Junta Utilizada Soldadura a: Un lado: Dos Lados: X Respaldo: Si: No: X Preparar junta Si: No: X Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: N/A Abertura raíz: 3mm (+-1mm)			Técnica de Soldadura: Proceso de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual: X Automática Posición de Soldadura: 2F Técnica: Un pase X Varios Pases Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de Raíz: Amoladora Pases siguientes:			
Metal Base: Especificación: ASTM A-36 Espesor T1: 3-6.25mm Espesor T2: 3-6.25mm			Notas: La soldadura debe realizarse desde un solo lado La soldadura debe aplicarse en todo el eje longitudinal Firma:			
Metal de Aporte: Marca de Electrodo: INDURA Denominación Comercial: E7018 Denominación AWS: E7018 Diámetro: 3.2mm						
Precalentamiento: Si: No: X Temp. De Precalentamiento: Temp. entre pases: Min: Max:						
# de pases	Metal de Aporte		Corriente		Tensión de Trabajo (V)	Vel. De Avance (m/min)
	Clase	Diámetro (mm)	Tipo y Polaridad	(Amp)		
1	E7018	3.2	DC+	90-150	25	0.04
Detalle de Junta: 						

Tabla 4.4: WPS de Juntas de Filete

PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA (WPS)

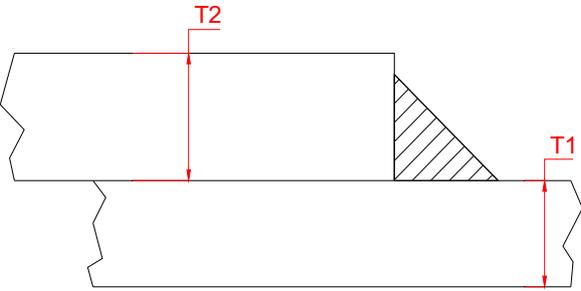
Nombre de la Compañía: G.A.R. & Ingenieros Proyecto: Puente para paso de fluidos WPS Precalificado: Si: X No:			Nº. Identificación: LAAM-PP-03 Realizado por: Luis Arias			
Junta Utilizada Soldadura a: Un lado: X Dos Lados: Respaldo: Si: No: X Preparar junta Si: No: X Método: Oxicorte y/o Amoladora Bisel: N/A Abertura raíz:			Técnica de Soldadura: Proceso de Soldadura: SMAW Tipo de Soldadura: Manual: X Automática Posición de Soldadura: 1G Técnica: Un pase X Varios Pases Progresión: Oscilado-Arrastre Limpieza: Pase de Raíz: Amoladora Pases siguientes:			
Metal Base: Especificación: ASTM A-36 Espesor T1: 3-6.25mm Espesor T2: 3-6.25mm			Notas: La soldadura debe realizarse desde un solo lado La soldadura debe aplicarse en todo el eje longitudinal Firma:			
Metal de Aporte: Marca de Electrodo: INDURA Denominación Comercial: E7018 Denominación AWS: E7018 Diámetro: 3.2mm						
Pre calentamiento: Si: No: X Temp. De Pre calentamiento: Temp. entre pases: Min: Max:						
# de pases	Metal de Aporte		Corriente		Tensión de Trabajo (V)	Vel. De Avance (m/min)
	Clase	Diámetro (mm)	Tipo y Polaridad	(Amp)		
1	E7018	3.2	DC+	90-150	25	0.08
Detalle de Junta: <div style="text-align: center;">  </div>						

Tabla 4.5: WPS de Juntas con Traslape

4.2.1.8 Pintura y Galvanizado

El proceso de pintura durante la fabricación se dará en taller. Se pintará todo el cuerpo del puente, excepto en los parantes de la mitad, que serán posteriormente soldados en sitio.

La pintura se aplicará con brocha o soplete, dependiendo del contratista.

La pintura a utilizar es:

- 2 Manos de pintura anticorrosiva (OXIFIN Plus o Similar)
- 2 Manos de Pintura Esmalte (EXTRA Esmalte o Similar)

4.2.2 PARA EL MONTAJE:

Para el desarrollo del montaje, se deberá disponer de los planos de anclaje, toman en cuenta las especificaciones particulares, y a un nivel de detalle suficiente para que el contratista pueda efectuar el montaje.

Previo al montaje de las columnas o partes, se deberá verificar la respectiva alineación y nivel de las placas de anclaje, respetando las especificaciones relacionadas a ellas. Las placas base serán fijadas exactamente en la fundación donde serán instaladas.

Se deberá realizar una verificación de la localización de los pernos de anclaje. Los apoyos ubicados en Casa de Fuerza pueden ser desplazado de su posición teórica, ya que el techo cuenta con una viga reforzada debajo del borde de losa, como se observa en la Figura 4.7:

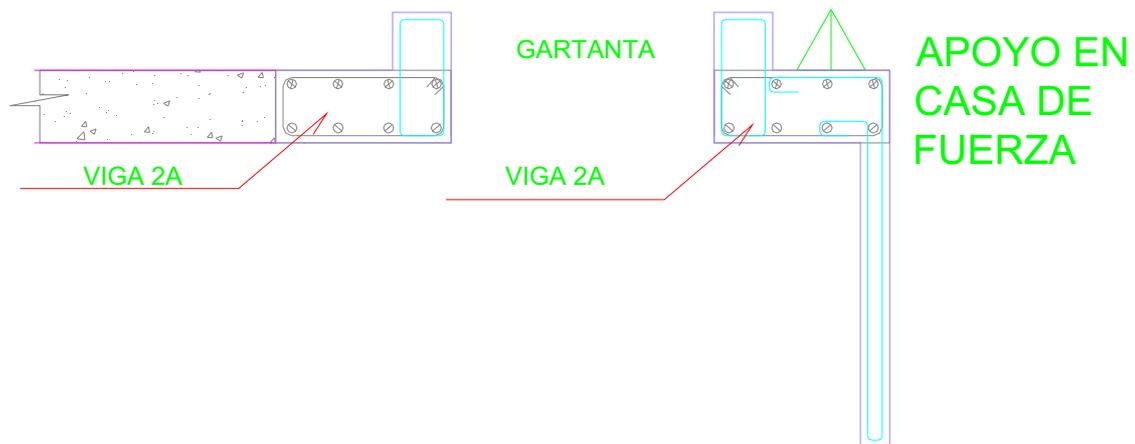


Fig. 4.7: Sección de Techo reforzada con vigas para apoyo en Casa de Fuerza¹⁵¹

Los miembros estructurales que presenten variaciones longitudinales o cambios en el tipo de material respecto a lo especificado en planos, deberá ser notificado a ingeniería para que se emitan los criterios técnicos y decisiones al respecto.

Cualquier defecto encontrado en los elementos estructurales será reparado satisfactoriamente antes del montaje.

Para mantener protección contra ráfagas de viento o cargas inesperadas durante el montaje, las estructuras de acero deben ser soportadas por cables tensores. Por tratarse de una estructura liviana, será fácilmente controlable por los trabajadores responsables del izaje.

Después de la erección temporal, posicionamiento de columnas y apoyos, se colocarán los pernos de anclaje para asegurar a la posición final, manteniendo las tolerancias especificadas en los planos.

4.2.2.1 Trabajos de Campo

Las actividades que usualmente tienen que realizarse en campo son cortes, soldaduras, orificios, doblado, empernado, que tendrán que ser realizadas conforme a los planos y a las especificaciones de construcción, con una calidad igual a la lograda en taller.

¹⁵¹ fuente: GAR & Ingenieros, “Plano Estructural Casa de Fuerza”, Diciembre 2010.

Dentro de los trabajos en campo se incluyen:

4.2.2.2 Ensamble de Elementos

Los miembros deberán ser ensamblados y unidos con precisión mediante el apoyo de soportes y mantenidos en unión mediante soldadura discontinua o usando pernos.

Se establecen marcas de identificación clara en los diferentes componentes de tal manera de facilitar el ensamblaje en campo. Dichas marcas deberán tener como referencia el número del plano.

Se procurará que las soldaduras en campo se mantengan al mínimo posible.

Para el caso de elementos estructurales que debido a la manipulación, transporte o trabajos de soldadura presenten daños en el galvanizado o la pintura, deberán ser reparados a satisfacción del cliente.

4.2.2.3 Izaje de la estructura

Para el izaje de la estructura se prevé que se utilice una grúa con capacidad suficiente para realizar tal trabajo.

La grúa deberá colocarse en una posición cómoda, de tal manera que pueda elevar el puente desde el suelo, hacer las maniobras y movimientos respectivos, y colocarlo en su posición final.

El peso aproximado del puente será de 4000kg. Se aumenta a 5000kg por seguridad.

Para tener un factor de seguridad de 3 (similar al que se usa en ascensores), la grúa debe tener una capacidad mínima de 15000kg, cuando la pluma está completamente desplegada.

El contratista decidió contratar una grúa con capacidad de 30 Toneladas para mantener un margen de seguridad, que se puede observar en la Figura 4.8:



Fig. 4.8: Grúa de 30 Toneladas utilizada en el montaje¹⁵²

Para minimizar los esfuerzos y deformaciones durante el montaje, La posición de los amarres para sujetar el puente debe estar al $\frac{1}{4}$ y $\frac{3}{4}$ de la longitud del puente, es decir, a 7.25 m de cada extremo. El cálculo del puente toma en cuenta esta situación.

Para el izaje deberán usarse amarras de nylon, no cadenas, para evitar dañar el puente. Así mismo, para guiar la estructura durante el montaje, se usarán cuerdas o cabos, no cadenas.

Antes del montaje, el operador de la grúa, así como los trabajadores en suelo deberán estar familiarizados con la posición final del puente. Los lugares donde se ubicarán los apoyos del puente se muestran en las Figuras 4.9 y 4.10:

¹⁵² fuente: GAR & Ingenieros, Proyecto “Puente para paso de Fluidos”, 2011



Fig. 4.9: Vista exterior de la pared en la nueva planta¹⁵³



Fig. 4.10: Vista exterior del apoyo en la losa de casa de fuerza¹⁵⁴

¹⁵³ fuente: GAR & Ingenieros, Proyecto "Puente para paso de Fluidos", 2011

¹⁵⁴ Ídem 112

4.2.2.4 Proceso de Montaje de la estructura

- 1) Antes del montaje, el puente debe ser colocado en dirección perpendicular a su posición final. Esto debido a que el espacio entre las 2 plantas es menor que la longitud del puente. Esta posición se muestra en la Figura 4.11 como 1, y la foto durante el montaje es la Figura 4.12:

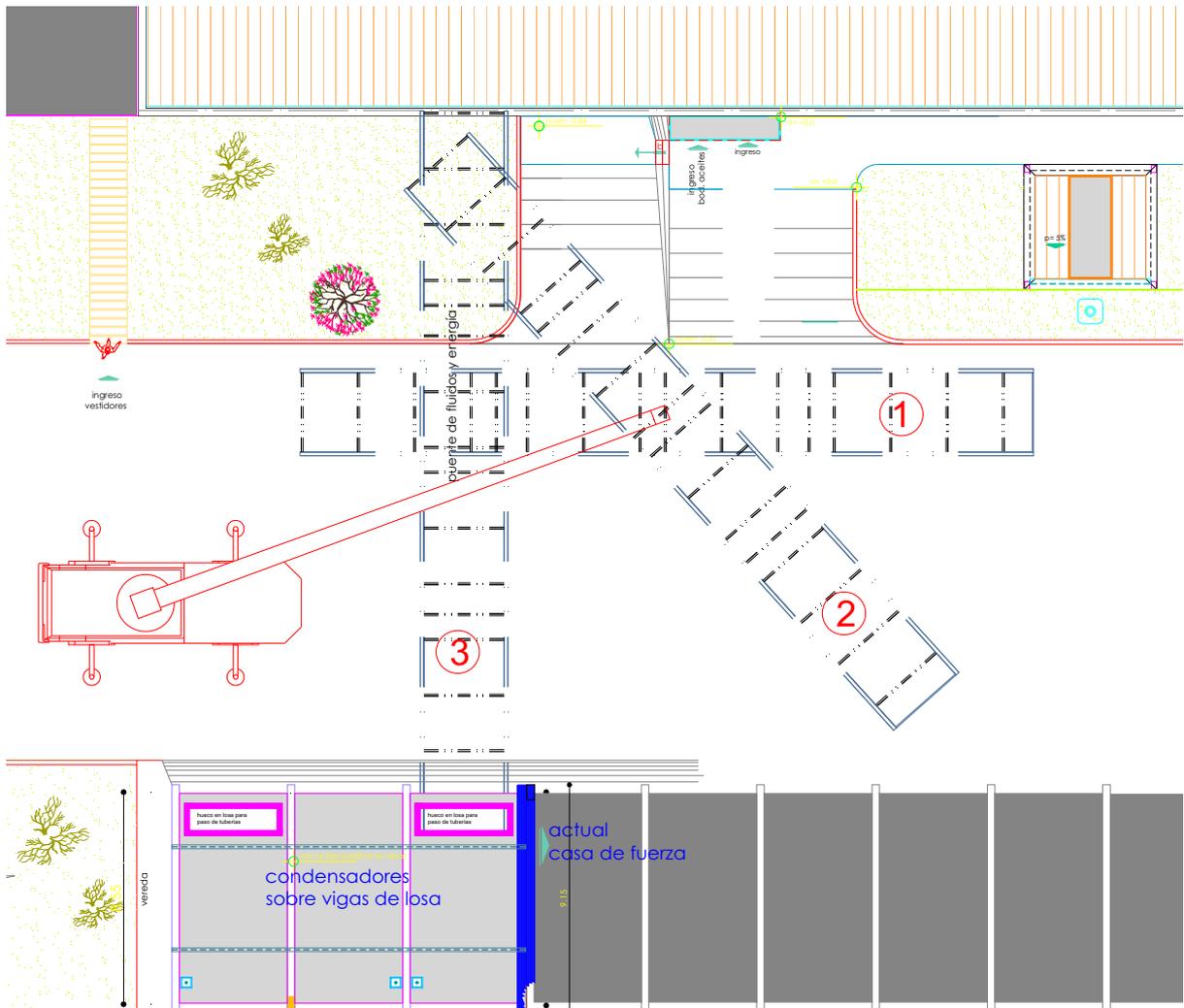


Fig. 4.11: Esquema de Posición de la grúa y proceso durante el montaje.¹⁵⁵

¹⁵⁵ Fuente propia



Fig. 4.12: Montaje del Puente: Paso 1¹⁵⁶

- 2) Durante el montaje, la grúa debe elevar el puente a una altura cómoda para la manipulación del puente para los trabajadores, con el fin de comenzar la aproximación a la posición final. Se gira el puente hasta que tenga libertad de movimiento y no golpee las paredes en el siguiente paso, es decir a 1.5m de cada pared. Esta posición se muestra como 2, y la foto es la Figura 4.13:

¹⁵⁶ fuente: GAR & Ingenieros, Proyecto “Puente para paso de Fluidos”, Montaje, Junio 2011



Fig. 4.13: Montaje del Puente: Paso 2¹⁵⁷

- 3) Luego se eleva el puente a una altura mayor a la losa de casa de fuerza, para poder girarla a su posición final. Se deberá ubicar el extremo sobre la losa de casa de fuerza para tener espacio, tal como se observa en la foto de la Figura 4.14:



Fig. 4.14: Montaje de Puente: Paso 3¹⁵⁸

¹⁵⁷ Idem 156

- 4) Se deben colocar en posición final simultáneamente los 2 apoyos en casa de fuerza y los 2 apoyos en la Pared de la nueva planta. Para esto, la grúa debe permanecer inmóvil mientras se alinean y ubican dichos apoyos. Paulatinamente se va retirando la ayuda de la grúa para que se asienten los apoyos. No es necesario el uso de apuntalamientos o andamios provisionales de apoyo. Como se puede observar en la Figura 4.15 del paso 4, las cadenas ya están siendo liberadas de la tensión, es decir que los apoyos comienzan a trabajar.



Fig. 4.15: Montaje de Puente: Paso 4¹⁵⁹

- 5) Una vez que la estructura ha quedado simplemente apoyada en los extremos, se hacen los agujeros en la losa de casa de fuerza y en la viga

¹⁵⁸ Idem 156

¹⁵⁹ Idem 156

de cabeza de columna de la pared de la nueva planta. En la Figura 4.16 se ve el apoyo antes de colocar los pernos de anclaje.



Fig. 4.16: Apoyo en casa de fuerza antes de colocar pernos de anclaje¹⁶⁰

6) Se colocan los pernos de anclaje según indicaciones en planos. En la Figura 4.17 se observa el resultado final:

¹⁶⁰ Idem 156



Fig. 4.17: Apoyo en casa de fuerza después de colocar pernos de anclaje¹⁶¹

4.2.2.5 Indicaciones generales para Elevación de carga

Se incluyen algunas recomendaciones para el montaje de estructuras con elevación de carga:

- Las grúas y otros equipos de izaje, así como sus elementos, cadenas, amarras, etc, serán inspeccionados antes de operar.
- Solamente una persona deberá hacer las señas al operador. Sin embargo, en caso de emergencia cualquier persona puede dar la señal de PARE.
- Las grúas o equipos similares no se deben operar a una distancia de menos de 3 m de líneas energizadas de transmisión o distribución eléctrica. En caso de líneas superiores a 50kV, la distancia mínima entre éstas y cualquier parte de la línea de carga de la grúa deberá ser de 3 m. Será preferible desconectar las líneas de alta tensión en lo posible.
- El personal operador de grúas debe estar completamente capacitado para manejar tales equipos.

¹⁶¹ Idem 156

- Todo el personal, incluyendo el operador de la grúa, los trabajadores de guía de la estructura y el ingeniero deben estar al tanto del proceso de montaje y de todos sus detalles. Es recomendable definir todos los detalles con el operador de la grúa previo al izaje.
- Deben colocarse protecciones en las poleas, engranajes, tambores, volantes y otros equipos rotativos donde las personas están expuestas a contactos o donde pueden generarse peligros.
- En todo equipo deben colocarse marcas y cuadro con la información de la capacidad, advertencias especiales e instrucciones de manejo, con el objetivo que sean visibles al operador desde la cabina de control
- Deben usarse protectores especiales para cables para evitar daños en éstos.
- En todos los puntos de operaciones o en las cabinas deben mantenerse equipos extintores de incendios aprobados y de fácil acceso.
- Debe proporcionarse protección sobre cabeza a todos los operadores de equipo de izaje.

4.3 FOTOS DEL PUENTE INSTALADO

Se citan a continuación algunas de las fotos del puente ya instalado.



Fig. 4.18: Vista lateral del puente en funcionamiento¹⁶²



Fig. 4.19: Vista posterior del puente en funcionamiento¹⁶³

¹⁶² fuente: GAR & Ingenieros, Proyecto “Puente para paso de Fluidos”, Abril 2012

¹⁶³ Idem 162



Fig. 4.20: Vista inferior del puente hacia Casa de Fuerza¹⁶⁴

¹⁶⁴Idem 162



Fig. 4.21: Vista inferior del puente hacia Planta de Preformados¹⁶⁵

¹⁶⁵Idem 162



Fig. 4.22: Salida de las tuberías a través de losa de Casa de Fuerza¹⁶⁶



Fig. 4.23: Llegada de tuberías a través de Pared en Planta Preformados¹⁶⁷

¹⁶⁶ Idem 162

¹⁶⁷ Idem 162

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE COSTOS.

5.1 INTRODUCCIÓN

Después de la etapa de diseños, por lo general se llama a concurso a varios constructores, de entre los cuales, el oferente con la mejor puntuación será el que finalmente construirá la estructura.

Para seleccionar al constructor, cada cliente tiene una distinta forma de calificar a los proveedores.

Por ejemplo, en algunas empresas y en trabajos para el Estado, se califica las ofertas a forma de “subasta inversa”, en la cual la oferta con el menor precio final es la ganadora.

Otro caso es cuando se utiliza una matriz de calificación, en donde se evalúan otros criterios además del costo, como son: la experiencia que tiene el constructor, experiencia previa con la empresa, el monto de las obras que ha manejado, referencias de antiguos clientes, si es extranjera o nacional, nivel de tecnología que utiliza, responsabilidad social y laboral, normas de construcción que aplica, certificaciones de calidad, cuidado al medio ambiente, etc. A cada uno de los campos que maneje el cliente, se le asigna un peso específico, que multiplicado por la calificación en ese aspecto, resulta en la puntuación global.

5.2 FORMAS DE CONTRATACIÓN

Durante un proyecto de estructuras, se debe evaluar las formas de contratación de los contratistas, de entre las cuales se pueden mencionar:

5.2.1 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

En este tipo de contratación, el cliente solicita al constructor que se encargue de solucionar un problema. Es decir, el constructor debe conceptuar la solución, realizar los diseños y construir. El contratista se convierte en el diseñador y el constructor. Se suele llamar a este tipo de contratación como Llave en Mano.

La ventaja de este tipo de contratación sería la rapidez en la elaboración del proyecto, además que generalmente los proyectos resultan más baratos que en otros tipos de contratación.

Las desventajas de este tipo de contratación comienzan en el momento del concurso para selección de oferentes, ya que cada oferta contempla diferentes procesos, tecnologías, maquinarias, controles de calidad, etc, ante lo cual es difícil tener dos ofertas absolutamente equivalentes y comparables.

Una desventaja primordial es que existe un inherente conflicto de intereses entre el constructor y el diseñador: El constructor cobra por volumen, por lo que sus diseños serán volumétricamente mayores. El diseñador busca siempre optimizar las estructuras, para reducir costos para el cliente. Pero el constructor que actúa como diseñador en la fase de licitación, trabajará por reducir los costos al mínimo, y ganar la licitación, utilizando factores de seguridad muy bajos o arriesgados.

Además, la desventaja radica en el hecho que el constructor ganador, sacrifica la calidad para obtener un menor costo y maximizar sus utilidades. En la construcción de estructuras esto es muy peligroso, ya que la reducción en costos implica utilizar materiales de menor calidad, reducir la cantidad y calidad de la soldadura utilizada, utilizar mano de obra no calificada, no realizar las inspecciones necesarias, reducir la cantidad y calidad de la pintura, etc.

Otra desventaja es que, al realizar los diseños el mismo contratista, no puede existir un control de la calidad y el suministro que finalmente entregará, dándose pérdidas sustanciales para el "mandante" (o cliente). En caso de tener que realizar actividades fuera de su alcance inicial del contrato, usualmente tienen costos excesivamente altos para trabajos adicionales.

Un contrato Llave en Mano debería ser para un proyecto cuyo costo y complejidad sean bajos, tal que los riesgos que se tomen no impliquen real peligro. No debería contratarse un proyecto Llave en Mano en aplicaciones cuya falla sea catastrófica o ponga en riesgo la vida humana.

5.2.2 PRECIO FIJO:

Este tipo de contratación se utiliza principalmente para proyectos en los que no existen mayores incertidumbres para el contratista, y éste puede sostener un precio global fijo, aún cuando existan ciertos imprevistos durante su implementación.

Si no se dispone de todos los estudios, diseños, especificaciones completas y volúmenes de obra, esta modalidad es muy inflexible y no permite hacer cambios o adiciones sin un proceso de negociación que consume tiempo, esfuerzos y que puede generar conflictos.

Este tipo de contratación es improcedente para obras civiles, estructurales. Suele utilizarse bastante en instalaciones mecánicas como sistemas de bombeo y distribución, también en trabajos eléctricos menores y en metalmecánica.

5.2.3 PRECIOS UNITARIOS:

La modalidad de precios unitarios es la más utilizada en obras civiles, estructural metálica y electricidad industrial. En esta manera de trabajar se definen tareas, y se evalúa el costo de realizar esa tarea. El costo será expresado por la unidad de las tareas, por ejemplo: "Kg de acero", "metro de aislamiento de tubería", "m² de cubierta de techo", "m³ de hormigón f'c=280 kg/cm²", etc.

Un referente importante para la realización de presupuestos referenciales es el boletín de la Cámara de la Construcción de Quito (CCQ), donde se encuentra un listado de los principales materiales y precios unitarios de rubros de obra civil. Esta información debe estar actualizada, o por lo menos será prorrateada conforme la inflación del país en el paso del tiempo.

La ventaja de este tipo de contratación es que se puede exigir calidad al contratista, ya que se realizan los pagos contra avances parciales de obra, los cuales no serán autorizados si no se encuentran a satisfacción del cliente.

Otra ventaja es el hecho que el contratista está obligado a realizar otras actividades adicionales si fuere necesario, al precio unitario ya pactado. El porcentaje de actividades adicionales máximo debe ser definido al momento de firma del contrato.

Una desventaja es el hecho que se debe contratar una fiscalización para que realice el control de cantidad y calidad que entrega el contratista. El porcentaje de costo de fiscalización de obras oscila entre el 5 y 15%, dependiendo del tamaño de la obra.

5.3 ANÁLISIS DE COSTOS

El Análisis de costos de construcción para el Puente de Transporte de Fluidos debe ser realizado por un análisis de precios unitarios.

En este análisis de costos se incluye:

- Costos de Material
- Costos de Mano de Obra
- Costo de materiales
- Costo por utilización de equipos
- Mano de obra en taller y durante el montaje
- Montaje de la estructura
- Transporte
- Utilidad del constructor
- Gastos Administrativos
- Servicios
- Imprevistos

Una manera de analizar los costos de esta estructura, es el encontrar los costos totales, y determinar la influencia de cada uno en el precio unitario final.

5.3.1 MANO DE OBRA:

Los costos de la mano de obra deben incluir no solo el sueldo nominal, sino los demás beneficios de ley que se exigen. Estos costos se los puede dividir entre 12 meses del año para propósitos de costos mensuales.

A partir de Enero de 2012, los beneficios de ley se calcularán según el “Acuerdo Ministerial N°-00369 y 00370, Registro Oficial N° 618, del 13 de Enero de 2012”, del Ministerio de Relaciones Laborales. Para trabajadores que perciban el sueldo básico, resulta la Tabla 5.1:

III COSTO REAL DE MANO DE OBRA PARA TRABAJADORES EN GENERAL, PEQUEÑA INDUSTRIA, MAQUILA, AGRÍCOLAS Y SERVICIO DOMESTICO.

INGRESO REAL MENSUAL	USD 364.99
1 Remuneración básica mínima unificada	299.00
2 Décimo tercera remuneración	24.33
3 Décimo cuarta remuneración	24.33
4 Fondo Reserva (luego del primer año)	24.33
COSTOS ADICIONALES	USD 47.63
1 Aporte al IESS (11.15%)	32.55
2 CNCF (0.50%)	1.46
3 IECE (0.50%)	1.46
4 Vacaciones	12.16
COSTO TOTAL POR TRABAJADOR	USD 412.62

Tabla 5.1: Costo Real de Mano de Obra: Sueldo Básico¹⁶⁸

Los montos de los mencionados beneficios de ley se calculan según:

5.3.1.1 Décimo tercera remuneración:

Corresponde a un sueldo nominal completo del trabajador, una vez al año.

5.3.1.2 Décimo Cuarta remuneración:

Corresponde a un sueldo básico, una vez al año.

5.3.1.3 Fondos de Reserva:

Corresponde a un sueldo nominal completo del trabajador, una vez al año

¹⁶⁸ Cámara de Comercio de Quito, “Instructivo Salarial 21/2012”, Enero 2012.

5.3.1.4 Aportes al IESS abonados por el Empleador:

Corresponde al 11.15% del sueldo nominal completo del trabajador, cada mes.

5.3.1.5 Aportes al CNCF (Consejo Nacional Capacitación y Formación) abonados por el Empleador:

Corresponde al 0.5% del sueldo nominal completo del trabajador, cada mes.

5.3.1.6 Aportes al IECE (Instituto Ecuatoriano de Crédito Educativo) abonados por el Empleador:

Corresponde al 0.5% del sueldo nominal completo del trabajador, cada mes.

5.3.1.7 Vacaciones:

Corresponde a medio sueldo nominal completo del trabajador, una vez al año.

Para la construcción y montaje del Puente se considera una cuadrilla de 5 personas compuesta de:

- Maestro Mayor, (sueldo nominal = \$500)
- 2 Soldadores ASME y (sueldo nominal = \$400)
- 2 Ayudantes (sueldo nominal = \$292)

Los costos mensuales, por semana y por hora se detallan en la Tabla 5.2:

COSTOS DE MANO DE OBRA																				
Descripción	Personal	Salario Mensual										Costo Semanal		Costo horario						
		Sueldo Nominal	Decimo tercero	Decimo Cuarto	Fondo Reserva	IESS	Vacaciones	CNCF	IECE	Pasajes	Comida	Costo Real Mensual INDIVIDUAL	Costo Real Mensual TOTAL	Costo Real Semanal INDIVIDUAL	Costo Real Semanal TOTAL	Costo Real horario INDIVIDUAL (Jornal)	Costo Real horario TOTAL			
		8.333%	\$292/12	8.333%	11.50%	4.17%	0.50%	0.50%	1\$/día	2\$/día										
Construcción en taller:																				
Cuadrilla:		5													\$ 2,633.67		\$ 606.10		\$ 15.15	
	Maestro Mayor	1	\$ 500.00	\$ 41.67	\$ 24.33	\$ 41.67	\$ 57.50	\$ 20.83	\$ 2.50	\$ 2.50		\$ 691.00	\$ 691.00	\$ 159.02	\$ 159.02	\$ 3.98	\$ 3.98			
	Soldador ASME	2	\$ 400.00	\$ 33.33	\$ 24.33	\$ 33.33	\$ 46.00	\$ 16.67	\$ 2.00	\$ 2.00		\$ 557.67	\$ 1,115.33	\$ 128.34	\$ 256.68	\$ 3.21	\$ 6.42			
	Ayudantes	2	\$ 292.00	\$ 24.33	\$ 24.33	\$ 24.33	\$ 33.58	\$ 12.17	\$ 1.46	\$ 1.46		\$ 413.67	\$ 827.33	\$ 95.20	\$ 190.40	\$ 2.38	\$ 4.76			
Montaje:		5													\$ 2,963.67		\$ 682.05		\$ 17.05	
	Maestro Mayor	1	\$ 500.00	\$ 41.67	\$ 24.33	\$ 41.67	\$ 57.50	\$ 20.83	\$ 2.50	\$ 2.50	\$ 22.00	\$ 44.00	\$ 757.00	\$ 757.00	\$ 174.21	\$ 174.21	\$ 4.36	\$ 4.36		
	Soldador ASME	2	\$ 400.00	\$ 33.33	\$ 24.33	\$ 33.33	\$ 46.00	\$ 16.67	\$ 2.00	\$ 2.00	\$ 22.00	\$ 44.00	\$ 623.67	\$ 1,247.33	\$ 143.53	\$ 287.06	\$ 3.59	\$ 7.18		
	Ayudantes	2	\$ 292.00	\$ 24.33	\$ 24.33	\$ 24.33	\$ 33.58	\$ 12.17	\$ 1.46	\$ 1.46	\$ 22.00	\$ 44.00	\$ 479.67	\$ 959.33	\$ 110.39	\$ 220.78	\$ 2.76	\$ 5.52		

Tabla 5.2: Costo Real de Mano de Obra por cada trabajador

Como resultado se obtiene:

- Construcción en Taller: 15.15 \$/hora
- Montaje: 17.05 \$/hora

Para cada trabajador se obtiene un valor horario llamado “Jornal”, que es el que se utilizará en las hojas de Análisis de Precios Unitarios.

5.3.2 UTILIDAD, GASTOS ADMINISTRATIVOS, SERVICIOS E IMPREVISTOS:

Estos valores se los encuentra en las hojas de precios unitarios. Se suelen manejar por un porcentaje de los costos reales.

En el puente se utilizan los siguientes porcentajes:

- Utilidad: 25%
- Gastos Administrativos: 8%
- Servicios Básicos: 2%
- Imprevistos: 2%

5.3.3 HOJAS DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS:

A continuación se presentan las hojas de análisis de los precios unitarios utilizados en el puente, que son:

5.3.3.1 Estructura Metálica del puente

Este rubro cubre la estructura del puente propiamente dicha, es decir el armazón de celosía que le da cuerpo. El trabajo es hecho en taller.

La hoja de precios unitarios incluye los equipos a utilizarse, la mano de obra, los materiales y el transporte, y se cita en la Tabla 5.3.

El tiempo de construcción para el puente debería ser de 3 semanas, por lo que el rendimiento será de:

$$R \left[\frac{kg}{h} \right] = \frac{4432.01kg}{3semanas * \frac{5dias}{1semana} * \frac{8horas}{1dia}} = 36.93 \frac{kg}{h}$$

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
"PUENTE PARA PASO DE FLUÍDOS Y ENERGÍA ENTRE CASA DE FUERZA ACTUAL Y LA NUEVA PLANTA DE PREFORMADOS CONGELADOS PRONACA EMBUTIDOS"

RUBRO: Estructura metálica del puente R= (Unidad/Hora) 36.9333 kgr/h
UNIDAD: kgr K= (Hora/Unidad) 0.0271 h/kgr
DETALLE: Estructura puesta en sitio, 1º mano pintura

EQUIPOS:					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO	%
	A	B	C=A*B	D=C*K	
Cortadora Disco	1	1.5	1.5	0.0406	1.34%
Soldadora 250 Amp	2	3	6	0.1625	5.36%
Herramienta Menor	2	0.5	1	0.0271	0.89%
Compresor 2HP	1	1	1	0.0271	0.89%
MANO DE OBRA:			PARCIAL M=	0.2572	8.49%
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD	JORNAL	COSTO HORA	COSTO UNITARIO	%
	A	B	C=A*B	D=C*K	
Maestro Mayor	1	3.98	3.98	0.1076	3.55%
Soldador ASME	2	3.21	6.42	0.1737	5.73%
Ayudante	2	2.38	4.76	0.1289	4.25%
MATERIALES:			PARCIAL N=	0.4103	13.54%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO	%
		A	B	C=A*B	
Electrodo E7018	kgr	0.03	4.46	0.1338	4.41%
Discos de Desbaste	u	0.00113	8	0.0090	0.30%
Discos de Corte	u	0.00113	6	0.0068	0.22%
Perfiles Acero A-36	kgr	1.02	1.30	1.3252	43.72%
Pintura anticorrosiva	Gls	0.00135	15	0.0203	0.67%
Thinner	gls	0.00034	6	0.0020	0.07%
Equipo protección (guante+ máscara)	u	0.00045	6.2	0.0028	0.09%
TRANSPORTE:			PARCIAL O=	1.4999	49.48%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COSTO	UNIDAD COSTO	COSTO UNITARIO	%
		A	B	C=A*B	
Camion 10Ton	km	40	0.001128156	0.0451	1.49%
			PARCIAL P=	0.0451	1.49%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X = (M+N+O+P)				2.2125	72.99%
UTILIDAD				25%	0.5531 18.25%
GASTOS ADMINISTRATIVOS				8%	0.1770 5.84%
SERVICIOS				2%	0.0443 1.46%
FISCALIZACIÓN				0%	0.0000 0.00%
OTROS				2%	0.0443 1.46%
TOTAL COSTOS INDIRECTOS Y				0.8186	27.01%
PRECIO Z=(X+Y)				3.0312	100.00%

Tabla 5.3: Análisis P.U. de Estructura Metálica

5.3.3.2 Apoyos en Acero A-36

Este rubro se refiere a las piezas de los apoyos, tanto en casa de fuerza como en la pared de preformados.

Tiene un tratamiento diferente a la del acero estructural porque se utilizan piezas de menores dimensiones y con mayores espesores, además de la necesidad de corte con plasma y corte de juntas para soldadura.

También en estas piezas se deben hacer agujeros para los pernos de anclaje, así como ojos de buey para permitir la traslación del puente sobre las placas de neopreno, sin transmitir momentos de los apoyos a la viga de la pared de Preformados.

En el apoyo en casa de fuerza se utiliza un cono macizo para permitir la rotación en todos los ejes, con un tubo de guía exterior.

Todos estos trabajos tienen un costo más alto que el tipo de trabajo de Estructura Metálica. La hoja de Precio Unitario es la Tabla 5.4.

El tiempo de construcción de los apoyos para el puente debería ser de 2 días, por lo que el rendimiento será de:

$$R \left[\frac{kg}{h} \right] = \frac{87.25kg}{2días * \frac{8horas}{1día}} = 5.45 \frac{kg}{h}$$

5.3.3.3 Pernos de anclaje (Epóxico)

Para el anclaje se van a utilizar 14 varillas roscadas de 21cm de longitud, empotradas en las vigas de Casa de Fuerza y en la pared de Preformados. Para instalarlos se necesitará un Taladro de percusión, y el trabajo se realizará durante el montaje. La hoja de Precio Unitario es la Tabla 5.5.

Se estima que estos anclajes se instalen en medio día, es decir 4 horas, por lo que el rendimiento será de:

$$R \left[\frac{kg}{h} \right] = \frac{14 pernos}{4horas} = 3.5 \frac{pernos}{h}$$

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
"PUENTE PARA PASO DE FLÚIDOS Y ENERGÍA ENTRE CASA DE FUERZA ACTUAL Y LA NUEVA
PLANTA DE PREFORMADOS CONGELADOS PRONACA EMBUTIDOS"

RUBRO: Apoyos en Acero A-36

R= (Unidad/Hora)

5.4529 kgr/h

UNIDAD: kgr

K= (Hora/Unidad)

0.1834 h/kgr

DETALLE: Apoyos puestos en sitio, 1º mano pintura

EQUIPOS:					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
Compresor 2HP	1	1	1	0.1834	2.17%
Taladro de banco 3HP	1	1.5	1.5	0.2751	3.25%
Herramienta Menor	1	0.5	0.5	0.0917	1.08%
Cortadora Plasma	1	3	3	0.5502	6.51%
MANO DE OBRA:			PARCIAL M=	1.1003	13.01%
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD A	JORNAL B	COSTO HORA C=A*B	COSTO UNITARIO D=C*K	%
Maestro Mayor	1	3.98	3.98	0.7291	8.62%
Soldador ASME	1	3.21	3.21	0.5884	6.96%
Ayudante	1	2.38	2.38	0.4365	5.16%
MATERIALES:			PARCIAL N=	1.7539	20.74%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B	%
Electrodo E7018	kgr	0.08	4.46	0.3568	4.22%
Discos de Desbaste	u	0.00045	8	0.0036	0.04%
Discos de Corte	u	0.00045	6	0.0027	0.03%
Placas acero A-36 e=8mm	kgr	1.05	1.624	1.7052	20.16%
Brocas 3/4"	u	0.000225631	3	0.0007	0.01%
Pintura anticorrosiva	Gls	0.011461717	15	0.1719	2.03%
Thinner	gls	0.00287	6	0.0172	0.20%
Placa Neopreno 20x15x3/4"	u	0.022923435	60	1.3754	16.26%
Equipo protección (guante+ máscara)	u	0.000451263	6.2	0.0028	0.03%
TRANSPORTE:			PARCIAL O=	3.2732	38.71%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COSTO A	UNIDAD COSTO B	COSTO C=A*B	%
Camion 10 Ton	km	40	0.001128156	0.0451	0.53%
			PARCIAL P=	0.0451	0.53%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X = (M+N+O+P)				6.1726	72.99%
UTILIDAD			25%	1.5431	18.25%
GASTOS ADMINISTRATIVOS			8%	0.4938	5.84%
SERVICIOS			2%	0.1235	1.46%
FISCALIZACIÓN			0%	0.0000	0.00%
OTROS			2%	0.1235	1.46%
TOTAL COSTOS INDIRECTOS Z				2.2839	27.01%
PRECIO Z=(X+Y)				8.4564	100.00%

Tabla 5.4: Análisis P.U. de Apoyos

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

"PUENTE PARA PASO DE FLUÍDOS Y ENERGÍA ENTRE CASA DE FUERZA ACTUAL Y LA NUEVA PLANTA DE PREFORMADOS CONGELADOS PRONACA EMBUTIDOS"

RUBRO: Pernos anclaje (Epóxico)

R= (Unidad/Hora)

3.5 perno/h

UNIDAD: Perno

K= (Hora/Unidad)

0.2857 h/perno

DETALLE: 1 Barra SAE-1040 3m d=5/8" para 14 pernos de 210mm

EQUIPOS:					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO	%
	A	B	C=A*B	D=C*K	
Herramienta menor	2	0.5	1	0.2857	0.93%
Taladro Percusión	2	6.5	13	3.7143	12.13%
Andamios	8	0.1	0.8	0.2286	0.75%
MANO DE OBRA:			PARCIAL M=	4.2286	13.80%
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD	JORNAL	COSTO HORA	COSTO UNITARIO	%
	A	B	C=A*B	D=C*K	
Maestro Mayor	1	4.36	4.36	1.2444	4.06%
Soldador ASME	2	3.59	7.18	2.0504	6.69%
Ayudante	2	2.76	5.52	1.5770	5.15%
MATERIALES:			PARCIAL N=	4.8718	15.90%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
Barras SAE-1040 3 m d=5/8"	u	0.0714	23.52	1.6800	5.48%
Epóxico	u	0.25	31.36	7.8400	25.59%
Tuerca 5/8" UNC	u	1	3.36	3.3600	10.97%
Broca percusión 3/4"	u	0.00278	120	0.3333	1.09%
Equipo protección (guantes)	u	0.000451	2.2	0.0010	0.00%
TRANSPORTE:			PARCIAL O=	13.2143	43.14%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COSTO	UNIDAD COSTO	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
Camion 10 Ton	km	40	0.001128156	0.0451	0.15%
			PARCIAL P=	0.0451	0.15%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X = (M+N+O+P)				22.3598	72.99%
UTILIDAD	25%			5.5900	18.25%
GASTOS ADMINISTRATIVOS	8%			1.7888	5.84%
SERVICIOS	2%			0.4472	1.46%
FISCALIZACIÓN	0%			0.0000	0.00%
OTROS	2%			0.4472	1.46%
TOTAL COSTOS INDIRECTOS Z				8.2731	27.01%
PRECIO Z=(X+Y)				30.6329	100.00%

Tabla 5.5: Análisis P.U. de Instalación de Pernos de Anclaje

5.3.3.4 *Montaje*

En el análisis del precio unitario del montaje, se considera un costo global. Este costo incluye el montaje propiamente dicho, así como las labores de pintura a realizarse una vez montado el puente.

Se estima que la instalación se realizaría en 3 días completos, desde que las dos mitades del puente llegan al sitio y se sueldan, hasta la instalación del puente en su sitio, así como las labores de pintura en altura a realizarse, por lo que el montaje demoraría 24 horas laborables.

En este precio se toma en cuenta la mano de obra para montaje.

La hoja de Precio Unitario es la Tabla 5.6.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
"PUENTE PARA PASO DE FLUÍDOS Y ENERGÍA ENTRE CASA DE FUERZA ACTUAL Y LA NUEVA
PLANTA DE PREFORMADOS CONGELADOS PRONACA EMBUTIDOS"

RUBRO: Montaje y pintura en sitio

R= (Unidad/Hora)

0.0417 unidad/h

UNIDAD: Unidad

K= (Hora/Unidad)

24.0000 h/unidad

DETALLE: Montaje, y 2º Mano de pintura

EQUIPOS:					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO	%
	A	B	C=A*B	D=C*K	
Soldadora 250 Amp	1	3	3	72.0000	5.00%
Herramienta Menor	1	0.5	0.5	12.0000	0.83%
Compresor 2HP	1	1	1	24.0000	1.67%
Andamios	4	1	4	96.0000	6.66%
Grúa 15 Toneladas	0.125	100	12.5	300.0000	
MANO DE OBRA:			PARCIAL M=	504.0000	34.97%
DESCRIPCIÓN (CATEGORIA)	CANTIDAD	JORNAL	COSTO HORA	COSTO UNITARIO	%
	A	B	C=A*B	D=C*K	
Maestro Mayor	1	4.36	4.36	104.5282	7.25%
Soldador ASME	2	3.59	7.18	172.2345	11.95%
Ayudante	2	2.76	5.52	132.4668	9.19%
MATERIALES:			PARCIAL N=	409.2296	28.39%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO UNITARIO	%
		A	B	C=A*B	
Electrodo E7018	kg	3	4.46	13.3800	0.93%
Discos de Desbaste	u	1	8	8.0000	0.56%
Discos de Corte	u	1	6	6.0000	0.42%
Pintura Esmalte Blanco	Gls	6	15	90.0000	6.24%
Thinner	gls	1.5	6	9.0000	0.62%
Equipo protección (guante+ máscara)	u	2	6.2	12.4000	0.86%
TRANSPORTE:			PARCIAL O=	138.7800	9.63%
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COSTO	UNIDAD COSTO	COSTO UNITARIO	%
		A	B	C=A*B	
			PARCIAL P=	0.0000	0.00%
TOTAL COSTOS DIRECTOS X = (M+N+O+P)				1052.0096	72.99%
UTILIDAD				25%	263.0024 18.25%
GASTOS ADMINISTRATIVOS				8%	84.1608 5.84%
SERVICIOS				2%	21.0402 1.46%
FISCALIZACIÓN				0%	0.0000 0.00%
OTROS				2%	21.0402 1.46%
TOTAL COSTOS INDIRECTOS Y				389.2435	27.01%
PRECIO Z=(X+Y)				1441.2531	100.00%

Tabla 5.6: Análisis P.U. de Montaje y Pintura en sitio

5.3.4 VOLÚMENES DE OBRA:

En el análisis del precio Los volúmenes de obra son calculados de diferente manera para cada rubro.

5.3.4.1 Estructura Metálica del puente

Este rubro se paga según la planilla de aceros que se encuentra en los planos, por lo que el volumen global es de 4432.01kg.

5.3.4.2 Apoyos en Acero A-36

Los apoyos tienen dimensiones pequeñas con relación a los elementos estructurales principales, por lo que se obtiene el peso de cada placa en los apoyos para obtener el peso total, como se puede ver en la Tabla 5.7:

APOYOS EN PARED DE PREFORMADOS		
PLACA	PESO (kg)	UBICACIÓN
200x220x8	2.7632	L apoyo pared
100x220x8	1.3816	L apoyo pared
2*1480x200x5	23.236	Cartelas laterales de refuerzo
180x120x8	1.35648	placa refuerzo inferior
150x100x8	0.942	T alineación superior
120x100x8	0.7536	T alineación superior
Subtotal	30.43288	cada lado del puente
TOTAL	60.86576	kg en lado de PREFORMADOS

APOYOS EN PARED DE PREFORMADOS		
PLACA	PESO (kg)	UBICACIÓN
Tubo 5"Sh40	4.263	kg
200x200x8	2.512	Placa base
120x120x6	0.67824	placa refuerzo superior
150x150x6	1.884	placa refuerzo inferior
Cono ϕ 125mmx40	3.85335974	Cono interior
Subtotal	13.1905997	cada lado del puente
TOTAL	26.3811995	kg en lado CASA DE FUERZA

Tabla 5.7: Pesos de elementos de apoyos del puente¹⁶⁹

El peso global para este rubro será $60.86+26.38 = 87.24\text{kg}$

5.3.4.3 Pernos de anclaje (Epóxico)

Son 14 pernos de anclaje: 3 en cada apoyo de Preformados y 4 en cada apoyo de Casa de Fuerza.

¹⁶⁹ fuente: propia

5.3.5 CUADRO RESUMEN DE COSTOS Y CRONOGRAMA VALORADO:

Tras haber obtenido el precio unitario de cada tarea o rubro, así como los volúmenes de obra, se procede a resumir la información y obtener los costos totales, en el cuadro de Costos.

El precio final del puente será de \$16.042,07.

Se suele hacer la correlación entre peso total de la estructura y el costo, para obtener el precio unitario del Acero en \$/kg. Para el caso del puente, esta relación será de 3,55 \$/kg de acero.

También se suele evaluar las estructuras por el costo por metro cuadrado (\$/m²). El área vista en planta del puente sería de:

$$Area = 3.9m * 28.89m = 112.69m^2$$

Para el caso del puente, esta última relación es de 142,36 \$/m².

Un parámetro para medir la eficiencia del diseño es el Peso de la estructura por metro cuadrado, en el caso del puente será:

$$\frac{Peso}{Area} = \frac{(4432.01 + 87.24)kg}{112.69m^2} = 40.1kg/m^2$$

Hay que tomar en cuenta que este costo es del puente pintado con 2 manos de pintura, instalado, con apoyos y anclajes.

En el Cronograma Valorado se evalúa el flujo de dinero del proyecto en el tiempo. Así durante la primera semana por ejemplo, no se utilizará el dinero del montaje ni de los pernos de anclaje. Igualmente, en la última semana ya no se utilizará el dinero para fabricación, sino para montaje.

Estos datos son resumidos en la Tabla 5.8:

"PUENTE PARA PASO DE FLUIDOS Y ENERGÍA ENTRE CASA DE FUERZA ACTUAL Y LA NUEVA PLANTA DE PREFORMADOS CONGELADOS PRONACA EMBUTIDOS"									
RUBROS DEL PROYECTO					CRONOGRAMA VALORADO (USD/SEMANA)				
Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio Total	Costo/m2	S1	S2	S3	S4
1	Estructura metálica del puente	4432.010	\$ 3.0312	\$ 13,434.15	\$ 119.21	\$ 4,478.05	\$ 4,478.05	\$ 4,478.05	
2	Apoyos en acero A-36	87.247	\$ 8.4564	\$ 737.80	\$ 6.55			\$ 737.80	
3	Pernos de Anclaje (Epóxico)	14.000	\$ 30.6329	\$ 428.86	\$ 3.81				\$ 428.86
4	Montaje de estructura	1.000	\$ 1,441.2531	\$ 1,441.25	\$ 12.79				\$ 1,441.25
TOTAL				\$ 16,042.07	\$ 142.36	\$ 4,478.05	\$ 4,478.05	\$ 5,215.85	\$ 1,870.11
				ACUMULADO		\$ 4,478.05	\$ 8,956.10	\$ 14,171.95	\$ 16,042.07
				%		27.91%	27.91%	32.51%	11.66%
				Acumulado %		27.91%	55.83%	88.34%	100.00%

Precio Unitario Final	3.55	\$/kg
Área en planta	112.69	m2
Costo/Área	142.355718	\$/m2
Peso/Área	40.1034427	kg/m2

Tabla 5.8: Cuadro Resumen de Costos y Cronograma Valorado

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

- El desarrollo del proyecto ha cumplido con el objetivo principal, que es el de Diseñar un puente de 30 metros de luz para paso de fluidos y energía entre la Casa de Fuerza actual y la nueva planta de Preformados Congelados en PRONACA Embutidos.
- El diseño del puente ha cumplido con los requisitos y parámetros para el diseño, respetando así su concepción arquitectónica y funcional original.
- Para el diseño se han utilizado la normativa del “American Institute of Steel Construction” (A.I.S.C.), en base al Diseño por Esfuerzos Permisibles (A.S.D.), así como el “Código Ecuatoriano de la Construcción” y otras fuentes bibliográficas, por lo que el puente cuenta con el aval para ser construido.
- Para el cálculo se utiliza el programa computacional SAP2000 v12.0.0, y el modelo comprobado cumple satisfactoriamente, por lo que puede concluir que el diseño es satisfactorio.
- El índice de trabajo de los elementos se los obtiene de los datos de las tablas, en las cuales se produce la condición crítica de diseño: Que se produzca un sismo mientras están colgados del puente 2 tecles con 500kg cada uno, y todas las tuberías estuviesen fijadas a la estructura.
- Con la documentación entregada al contratista, se fabricó y montó el puente, por lo que se puede concluir que las especificaciones técnicas para la construcción y montaje son válidas.
- El montaje del puente se lo realizó en Junio del año 2011, y ha estado en funcionamiento desde Octubre del mismo año, contabilizando 8 meses, por lo cual se puede concluir que el diseño, construcción y montaje han sido satisfactorios.

RECOMENDACIONES:

- La utilización del programa SAP2000 es de mucha utilidad para la optimización en estructuras, que consiste en bajar los costos sin sacrificar la fiabilidad y seguridad de la estructura y sus ocupantes.
- Los diseños en detalle deben ser respetados por el contratista al momento de la construcción, ya que cualquier cambio puede generar esfuerzos imprevistos y causar el colapso de la estructura.
- Es primordial que los usuarios del puente, es decir PRONACA S.A., realicen los mantenimientos en la pintura y verifiquen el buen estado de sus elementos.
- No se debe exceder la capacidad de carga del puente, ya que esto podría ocasionar fallas en los elementos en particular o de toda la estructura.
- Al momento de instalar los columpios para colocar las tuberías, éstos no deberán anclarse rígidamente a la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- BALDEÓN, C.; Apuntes de Estructuras Metálicas, Quito, 2010
- VARGAS, J.; “Guía de los Fundamentos de Dibujo Industrial”; E.P.N., Facultad de Ingeniería Mecánica, Quito, 1999
- BRESLER, B. “Diseño de Estructuras de Acero”, Ed. LIMUSA, México, 1990
- BROCKENBROUGH, Roger, “Structural Steel Designer’s Handbook”, Mc. Graw Hill, Segunda Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1994
- CENGEL, Yunus; “Termodinámica”, Mc Graw Hill , Quinta Edición, 2006
- IPAC S.A., “Productos Especiales Estructurales de Guillotina y Plegadora”, 2011
- COMPUTERS AND STRUCTURES Inc, “SAP 2000 Advanced V12.0.0 HELP”, Archivos de Ayuda del programa computacional
- DOSSAT, Roy, “Principles of Refrigeration”, John Wiley & Sons Inc, Primera edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1961
- INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, “Manual of Steel Construction”, AISC, Séptima Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1973
- Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), “Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5, Parte 1:2001”, Quito, 2001
- Mc CORMAC, “Diseño de Estructuras Metálicas”, Representaciones y Servicios de Ingeniería, Segunda Edición, México, 1972
- NAYYAR, Mohinder, “Piping Handbook”, Mc Graw Hill, Sexta Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1992
- SPÌRAX SARCO, “Design of Fluid Systems: Hook Ups”.
- <http://www.metaelectro.com>
- <http://www.ipac-acero.com/ipac/vapn001.html>

APÉNDICES

APÉNDICE A

TABLAS DE CARGAS MUERTAS Y VIVAS PARA DISEÑO

Cuadro 1: Cargas Muertas de materiales Mínimas para diseño

TABLE 6.1 Minimum Design Dead Loads

Component	Load, lb/ft ²	Component	Load, lb/ft ²	Component	Load, lb/ft ²
Ceilings		Waterproofing membranes:		Frame partitions	
Acoustical fiber tile	1	Bituminous, gravel-covered	5.5	Movable steel partitions	4
Gypsum board (per 1/8-in thickness)	0.55	Bituminous, smooth surface	1.5	Wood or steel studs, 1/2-in gypsum board each side	8
Mechanical duct allowance	4	Liquid applied	1.0	Wood studs, 2 x 4; unplastered	4
Plaster on tile or concrete	5	Single-ply, sheet	0.7	Wood studs, 2 x 4, plastered one side	12
Plaster on wood lath	8	Wood sheathing (per inch thickness)	3	Wood studs, 2 x 4, plastered two sides	20
Suspended steel channel system	2	Wood shingles	3		
Suspended metal lath and cement plaster	15	Floor fill		Frame walls	
Suspended metal lath and gypsum plaster	10	Cinder concrete, per inch	9	Exterior stud walls:	
Wood furring suspension system	2.5	Lightweight concrete, per inch	8	2 x 4 @ 16 in, 3/8-in gypsum, insulated, 3/8-in siding	11
Coverings, roof, and wall		Sand, per inch	8	2 x 6 @ 16 in, 3/8-in gypsum, insulated, 3/8-in siding	12
Asbestos-cement shingles	4	Stone concrete, per inch	12	Exterior stud walls with brick veneer	48
Asphalt shingles	2	Floors and floor finishes		Windows, glass, frame and sash	8
Cement tile	16	Asphalt block (2-in), 1/2-in mortar	30	Masonry walls*	
Clay tile (for mortar add 10 lb):		Cement finish (1-in) on stone-concrete fill	32	Clay brick wythes:	
Book tile, 2-in	12	Ceramic or quarry tile (3/4-in) on 1/2-in mortar bed	16	4 in	39
Book tile, 3-in	20	Ceramic or quarry tile (3/4-in) on 1-in mortar bed	23	8 in	79
Ludowici	10				
Coverings, roof, and wall (cont.)		Floors and floor finishes (cont.)		Masonry walls (cont.)	
Clay tile (cont.)		Concrete fill finish (per inch thickness)	12	Clay brick wythes: (cont.)	
Roman	12	Hardwood flooring, 7/8-in	4	12 in	115
Spanish	19	Linoleum or asphalt tile, 1/4-in	1	16 in	155
Composition:		Marble and mortar on stone-concrete fill	33	Hollow concrete masonry unit wythes:	
Three-ply ready roofing	1	Slate (per inch thickness)	15	Wythe thickness (in)	4 6 8 10 12
Four-ply felt and gravel	5.5	Solid flat tile on 1-in mortar base	23	Unit percent solid	70 55 52 50 48
Five-ply felt and gravel	6	Subflooring, 3/4-in	3	Light weight units (105 pcf):	
Copper or tin	1	Terrazzo (1 1/2-in) directly on slab	19	No grout	22 27 35 42 49
Deck, metal, 20 ga	2.5	Terrazzo (1-in) on stone-concrete fill	32	48 o.c.	31 40 49 58
Deck, metal, 18 ga	3	Terrazzo (1 in), 2 in stone concrete	32	40 o.c.	33 43 53 63
Decking, 2-in wood (Douglas fir)	5	Wood block (3-in) on mastic, no fill	10	32 o.c. } Grout	34 45 56 66
Decking, 3-in wood (Douglas fir)	8	Wood block (3-in) on 1/2-in mortar base	16	24 o.c. } spacing	37 49 61 72
Fiberboard, 1/2-in	0.75			16 o.c. }	42 56 70 84
Gypsum sheathing, 1/2-in	2	Floors, wood-joist (no plaster) double wood floor		Full grout	57 77 98 119
Insulation, roof boards (per inch thickness):		Joist sizes, in	12-in spacing, lb/ft ²	Normal Weight Units (135 pcf):	
Cellular	0.7	16-in spacing, lb/ft ²	24-in spacing, lb/ft ²	No grout	29 35 45 54 63
Fibrous glass	1.1			48 o.c.	33 50 61 72
Fiberboard	1.5			40 o.c.	36 53 63 77
Perlite	0.8			32 o.c. } Grout	38 55 68 80
Polystyrene foam	0.2			24 o.c. } spacing	41 59 73 86
Urethane foam with skin	0.5			16 o.c. }	47 66 82 98
Plywood (per 1/8-in thickness)	0.4			Solid concrete masonry unit wythes (incl. concrete brick):	
Rigid insulation, 1/2-in	0.75	2 x 6	6	Wythe thickness, Lightweight units (105 pcf):	4 6 8 10 12
Skylight, metal frame, 3/8-in wire glass	8	2 x 8	6	Normal weight units (135 pcf):	32 49 67 84 102
Slate, 3/16-in	7	2 x 10	7		
Slate, 1/4-in	10	2 x 12	8		

* Weights of masonry include mortar but not plaster. For plaster, add 5 lb/ft² for each face plastered. Values given represent averages. In some cases there is a considerable range of weight for the same construction.

FUENTE: BROCKENBROUGH, Roger, "Structural Steel Designer's Handbook", Mc Graw Hill, Segunda Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1994, tabla 6.1, pág.6.4, 6.5

Cuadro 2: Cargas Uniformes y concentradas para Pisos según CPE-INEN

TABLA 4.1 Cargas uniformes y concentradas

USO U OCUPACIÓN		Carga uniforme (1) Kg/m ²	Carga concentrada kg
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN		
Armerías		750	0
Áreas de reuniones (4)	Áreas de asientos fijos	250	0
	Áreas de asientos móviles y otras áreas	500	0
Auditorios y galerías	Escenarios y plataformas	600	0
Cornisas, marquesinas y balcones de residencias		300	0
Facilidades de salida públicas (5)		500	0
Garajes	Almacenaje general y/o reparación	500	(3)
	Almacenaje particular	250	(3)
Hospitales	Salas y cuartos	200	450 (2)
Bibliotecas	Salas de lectura	300	450 (2)
	Cuartos de anaqueles	600	700 (2)
Fabricas	Livianas	400	900 (2)
	pesadas	600	1400 (2)
Oficinas		250	900 (2)
Imprentas	Cuartos de impresión	750	1200 (2)
	Cuartos de composición y linotipos	500	900 (2)
Residencias (6)		200	0
Salas de descanso (7). Plataformas de revisión Grandes tribunas y Graderíos.		500	0
Escuelas	Aulas	200	450 (2)
Veredas y calzadas	Acceso público	1200	(3)
Bodegas	Livianas	600	
	pesadas	1200	
Almacenes	Minoristas	400	900 (2)
	Mayoristas	500	1400 (2)

NOTAS:

- (1) Véase el Capítulo 6 para reducciones de la carga viva.
- (2) Véase la Sección 4.3.1 para área de aplicación de la carga.
- (3) Véase las Secciones 4.3.2 y 4.3.3 para cargas concentradas.
- (4) Las áreas de reuniones incluyen ocupaciones como: salones de baile, salas de entrenamiento, gimnasios, plazas, terrazas, y ocupaciones similares que generalmente son accesibles al público.
- (5) Las facilidades de salida incluyen usos como: corredores, balcones de salida exterior, escaleras, escapes de incendios y usos similares.
- (6) Las ocupaciones residenciales incluyen habitaciones privadas, apartamentos y cuartos de huéspedes de hoteles.
- (7) Las cargas de las salas de descanso no deben ser menores que la carga para la ocupación con la cual estén asociadas, pero no necesitan exceder de 250 kg/m².

FUENTE: Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), "Código de Práctica Ecuatoriano CPE-INEN 5", Parte 1, Capítulo 4, Tabla 4.1

Cuadro 3: Cargas Vivas Mínimas para diseño

TABLE 6.2 Minimum Design Live Loads

a. Uniformly distributed design live loads

Occupancy or use	Live load, lb/ft ²	Occupancy or use	Live load, lb/ft ²
Armories and drill rooms	150	Manufacturing (see Table 6.2b also)	
Assembly areas and theaters		Light	125
Fixed sets (fastened to floor)	60	Heavy	250
Lobbies	100	Marquees and canopies	75
Movable seats	100	Office buildings ^b (see Table 6.2b also)	
Platforms (assembly)	100	Lobbies	100
Stage floors	150	Offices	50
Balconies (exterior)	100	Penal institutions	
On one- and two-family residences only, and not exceeding 100 ft ²	60	Cell blocks	40
Bowling alleys, poolrooms, and similar recreational areas	75	Corridors	100
Corridors		Residential	
First floor	100	Dwellings (one- and two- family)	
Other floors, same as occupancy served except as indicated		Uninhabitable attics without storage	10
Dance halls and ballrooms	100	Uninhabitable attics with storage	20
Decks (patio and roof)		Habitable attics and sleeping areas	30
Same as area served, or for the type of occupancy accommodated		All other areas	40
Dining rooms and restaurants	100	Hotels and multifamily buildings	
Fire escapes	100	Private rooms and corridors serving them	40
On single-family dwellings only	40	Public rooms, corridors, and lobbies serving them	100
Garages (see Table 6.2b also)		Schools (see Table 6.2b also)	
Passenger cars only	50	Classrooms	40
For trucks and buses, use AASHTO ^c lane loads (see Table 6.2b also)		Corridors above first floor	80
Grandstands ^c (see Stadium)		Sidewalks, vehicular driveways, and yards, subject to trucking ^d (see Table 6.2b also)	250
Gymnasiums, main floors and balconies ^e	100	Stadium and arenas ^c	100
Hospitals (see Table 6.2b also)		Bleachers	100
Operating room, laboratories	60	Fixed seats (fastened to floor)	60
Private rooms	40	Stairs and exitways (see Table 6.2b also)	100
Wards	40	Storage warehouses	
Corridors above first floor	80	Light	125
Libraries (see Table 6.2b also)		Heavy	250
Reading rooms	60	Stores	
Stack rooms ^d	150	Retail	
Corridors above first floor	80	First floor	100
		Upper floors	75
		Wholesale, all floors	125
		Walkways and elevated platforms (other than exitways)	60
		Yards and terraces (pedestrians)	100

TABLE 6.2 Minimum Design Live Loads (Continued)

b. Concentrated live loads^c

Location	Load, lb
Elevator machine room grating (on 4-in ² area)	300
Finish, light floor-plate construction (on 1-in ² area)	200
Garages:	
Passenger cars:	
Manual parking (on 20-in ² area)	2,000
Mechanical parking (no slab), per wheel	1,500
Trucks, buses (on 20-in ² area) per wheel	16,000
Hospitals	1000
Libraries	1000
Manufacturing	
Light	2000
Heavy	3000
Office floors (on area 2.5 ft square)	2,000
Roof-truss panel point over garage, manufacturing, or storage floors	2,000
Schools	1000
Scuttles, skylight ribs, and accessible ceilings (on area 2.5 ft square)	200
Sidewalks (on area 2.5 ft square)	8,000
Stair treads (on 4-in ² area at center of tread)	300

c. Minimum design loads for materials

Material	Load, lb/ft ³	Material	Load, lb/ft ²
Aluminum, cast	165	Earth (not submerged) (Continued):	
Bituminous products:		Sand and gravel, dry, loose	100
Asphalt	81	Sand and gravel, dry, packed	120
Petroleum, gasoline	42	Sand and gravel, wet	120
Pitch	69	Gold, solid	1205
Tar	75	Gravel, dry	104
Brass, cast	534	Gypsum, loose	70
Bronze, 8 to 14% tin	509	Ice	57.2
Cement, portland, loose	90	Iron, cast	450
Cement, portland, set	183	Lead	710
Cinders, dry, in bulk	45	Lime, hydrated, loose	32
Coal, bituminous or lignite, piled	47	Lime, hydrated, compacted	45
Coal, bituminous or lignite, piled	47	Magnesium alloys	112
Coal, peat, dry, piled	23	Mortar, hardened:	
Charcoal	12	Cement	130
Copper	556	Lime	110
Earth (not submerged):		Riprap (not submerged):	
Clay, dry	63	Limestone	83
Clay, damp	110	Sandstone	90
Clay and gravel, dry	100	Sand, clean and dry	90
Silt, moist, loose	78		
Silt, moist, packed	96		

TABLE 6.2 Minimum Design Live Loads (*Continued*)c. Minimum Design loads for materials (*Continued*)

Material	Load, lb/ft ³	Material	Load, lb/ft ²
Sand, river, dry	106	Stone, ashlar (<i>Continued</i>):	
Silver	656	Sandstone	140
Steel	490	Shale, slate	155
Stone, ashlar:		Tin, cast	459
Basalt, granite, gneiss	165	Water, fresh	62.4
Limestone, marble, quartz	160	Water, sea	64

^aAmerican Association of State Highway and Transportation Officials lane loads should also be considered where appropriate.

File and computer rooms should be designed for heavier loads; depending on anticipated installations. See also corridors.

^cFor detailed recommendations, see American National Standard for Assembly Seating, Tents, and Air-Supported Structures. ANSI/NFPA 102.

^dFor the weight of books and shelves, assume a density of 65 pcf, convert it to a uniformly distributed area load, and use the result if it exceeds 150 lb/ft².

^eUse instead of uniformly distributed live load, except for roof trusses, if concentrated loads produce greater stresses or deflections. Add impact factor for machinery and moving loads: 100% for elevators, 20% for light machines, 50% for reciprocating machines, 33% for floor or balcony hangers. For craneways, add a vertical force equal to 25% of the maximum wheel load; a lateral force equal to 10% of the weight of trolley and lifted load, at the top of each rail; and a longitudinal force equal to 10% of maximum wheel loads, acting at top of rail.

FUENTE: BROCKENBROUGH, Roger, "Structural Steel Designer's Handbook", Mc Graw Hill, Segunda Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1994, Tabla 6.2, pág. 6.6, 6.7, 6.8

APÉNDICE B

PROFORMA PARA COMPRA DE MATERIALES

APÉNDICE C

TABLAS DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS EN SAP-2000 PARA LOS ELEMENTOS DEL PUENTE

13. Design summary

This section provides the design summary for each type of design, which highlights the controlling demand/capacity ratio and it's associated combination and location in each member.

13.1. Steel design

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 1 of 2

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 1 of 2

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType
214	C150X50X4	Column	No Messages	0.624793	PMM
215	C150X75X5	Beam	No Messages	0.565322	PMM
216	C150X75X5	Beam	No Messages	0.369638	PMM
217	C150X75X5	Beam	No Messages	0.383730	PMM
218	C150X75X5	Beam	No Messages	0.460438	PMM
219	C150X75X5	Beam	No Messages	0.580012	PMM
220	C150X75X5	Beam	No Messages	0.676208	PMM
221	C150X75X5	Beam	No Messages	0.751058	PMM
222	C150X75X6	Beam	No Messages	0.698500	PMM
223	C150X75X6	Beam	No Messages	0.747002	PMM
224	C150X75X6	Beam	No Messages	0.785667	PMM
225	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.691918	PMM
226	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.692138	PMM
227	C150X75X6	Beam	No Messages	0.785259	PMM
228	C150X75X6	Beam	No Messages	0.748432	PMM
229	C150X75X6	Beam	No Messages	0.695497	PMM
230	C150X75X6	Beam	No Messages	0.637750	PMM
231	C150X75X5	Beam	No Messages	0.675245	PMM
232	C150X75X5	Beam	No Messages	0.578356	PMM
233	C150X75X5	Beam	No Messages	0.476817	PMM
234	C150X75X5	Beam	No Messages	0.350286	PMM
235	C150X75X5	Beam	No Messages	0.253148	PMM
236	C150X75X5	Beam	No Messages	0.059750	PMM
237	C150X75X5	Beam	No Messages	0.344341	PMM
238	C150X75X5	Beam	No Messages	0.342479	PMM
239	C150X75X5	Beam	No Messages	0.464238	PMM
240	C150X75X5	Beam	No Messages	0.581552	PMM
241	C150X75X6	Beam	No Messages	0.575043	PMM
242	C150X75X6	Beam	No Messages	0.649385	PMM
243	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.582145	PMM
244	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.621329	PMM
245	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.666098	PMM
246	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.694144	PMM
247	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.721514	PMM
248	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.721139	PMM
249	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.693575	PMM
250	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.661853	PMM
251	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.621766	PMM
252	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.572840	PMM
253	C150X75X6	Beam	No Messages	0.644503	PMM
254	C150X75X6	Beam	No Messages	0.563861	PMM
255	C150X75X5	Beam	No Messages	0.554918	PMM
256	C150X75X5	Beam	No Messages	0.455196	PMM
257	C150X75X5	Beam	No Messages	0.334747	PMM
258	C150X75X5	Beam	No Messages	0.476939	PMM
259	C150X200X10	Column	No Messages	0.566439	PMM
260	C150X75X5	Column	No Messages	0.290075	PMM

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 1 of 2

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType
261	C150X50X3	Brace	No Messages	0.499645	PMM
262	C150X50X3	Brace	No Messages	0.433208	PMM
263	2L50X4	Brace	No Messages	0.330384	PMM
264	2L50X3	Brace	No Messages	0.381189	PMM
265	2L50X3	Brace	No Messages	0.339703	PMM
266	2L50X3	Brace	No Messages	0.295637	PMM
267	2L50X3	Brace	No Messages	0.252181	PMM
268	2L50X3	Brace	No Messages	0.207604	PMM
269	2L50X3	Brace	No Messages	0.166499	PMM
270	2L50X3	Brace	No Messages	0.118389	PMM
271	2L50X3	Brace	No Messages	0.165089	PMM
272	2L50X3	Brace	No Messages	0.207004	PMM
273	2L50X3	Brace	No Messages	0.252167	PMM
274	2L50X3	Brace	No Messages	0.294583	PMM
275	2L50X3	Brace	No Messages	0.340035	PMM
276	2L50X3	Brace	No Messages	0.382607	PMM
277	2L50X3	Brace	No Messages	0.427063	PMM
278	2L50X3	Brace	No Messages	0.469636	PMM
279	2L50X3	Brace	No Messages	0.512045	PMM
280	2L50X6	Brace	No Messages	0.298633	PMM
281	2L50X3	Brace	No Messages	0.117142	PMM
282	C150X50X3	Column	No Messages	0.765127	PMM
283	C150X50X3	Column	No Messages	0.667823	PMM
284	C150X50X3	Column	No Messages	0.604610	PMM
285	C150X50X3	Column	No Messages	0.541483	PMM
286	C150X50X3	Column	No Messages	0.454189	PMM
287	C150X50X3	Column	No Messages	0.381573	PMM
288	C150X50X3	Column	No Messages	0.313799	PMM
289	2L50X3	Column	No Messages	0.643414	PMM
290	2L50X3	Column	No Messages	0.478870	PMM
291	2L50X3	Column	No Messages	0.132764	PMM
292	2L50X3	Column	No Messages	0.474231	PMM
293	2L50X3	Column	No Messages	0.639828	PMM
294	2L50X4	Column	No Messages	0.343135	PMM
295	C150X50X3	Column	No Messages	0.383681	PMM
296	C150X50X3	Column	No Messages	0.460481	PMM
297	C150X50X3	Column	No Messages	0.538579	PMM
298	C150X50X3	Column	No Messages	0.624076	PMM
299	C150X50X3	Column	No Messages	0.716469	PMM
300	C150X50X3	Column	No Messages	0.817772	PMM
301	C150X50X4	Column	No Messages	0.663327	PMM
303	C150X50X4	Column	No Messages	0.647056	PMM
304	C150X75X5	Beam	No Messages	0.605987	PMM
305	C150X75X5	Beam	No Messages	0.328714	PMM
306	C150X75X5	Beam	No Messages	0.330860	PMM
307	C150X75X5	Beam	No Messages	0.389860	PMM
308	C150X75X5	Beam	No Messages	0.516457	PMM
309	C150X75X5	Beam	No Messages	0.615651	PMM
310	C150X75X5	Beam	No Messages	0.694813	PMM
311	C150X75X6	Beam	No Messages	0.655023	PMM
312	C150X75X6	Beam	No Messages	0.704936	PMM
313	C150X75X6	Beam	No Messages	0.747151	PMM
314	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.664559	PMM
315	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.669472	PMM
316	C150X75X6	Beam	No Messages	0.758210	PMM
317	C150X75X6	Beam	No Messages	0.726002	PMM
318	C150X75X6	Beam	No Messages	0.673477	PMM
319	C150X75X6	Beam	No Messages	0.619700	PMM
320	C150X75X5	Beam	No Messages	0.654870	PMM

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 1 of 2

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType
321	C150X75X5	Beam	No Messages	0.563182	PMM
322	C150X75X5	Beam	No Messages	0.462978	PMM
323	C150X75X5	Beam	No Messages	0.342817	PMM
324	C150X75X5	Beam	No Messages	0.244872	PMM
325	C150X75X5	Beam	No Messages	0.055270	PMM
326	C150X75X5	Beam	No Messages	0.389755	PMM
327	C150X75X5	Beam	No Messages	0.372690	PMM
328	C150X75X5	Beam	No Messages	0.489162	PMM
329	C150X75X5	Beam	No Messages	0.599008	PMM
330	C150X75X6	Beam	No Messages	0.583343	PMM
331	C150X75X6	Beam	No Messages	0.654375	PMM
332	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.583382	PMM
333	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.623306	PMM
334	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.666445	PMM
335	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.692448	PMM
336	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.719495	PMM
337	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.720904	PMM
338	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.690400	PMM
339	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.656924	PMM
340	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.616951	PMM
341	C150X75X6R3	Beam	No Messages	0.566979	PMM
342	C150X75X6	Beam	No Messages	0.635355	PMM
343	C150X75X6	Beam	No Messages	0.551952	PMM
344	C150X75X5	Beam	No Messages	0.531875	PMM
345	C150X75X5	Beam	No Messages	0.433962	PMM
346	C150X75X5	Beam	No Messages	0.343395	PMM
347	C150X75X5	Beam	No Messages	0.460073	PMM
348	C150X200X10	Column	No Messages	0.552825	PMM
349	C150X75X5	Column	No Messages	0.308523	PMM
350	C150X50X3	Brace	No Messages	0.495762	PMM
351	C150X50X3	Brace	No Messages	0.446602	PMM
352	2L50X4	Brace	No Messages	0.340824	PMM
353	2L50X3	Brace	No Messages	0.394686	PMM
354	2L50X3	Brace	No Messages	0.352754	PMM
355	2L50X3	Brace	No Messages	0.308893	PMM
356	2L50X3	Brace	No Messages	0.265427	PMM
357	2L50X3	Brace	No Messages	0.220931	PMM
358	2L50X3	Brace	No Messages	0.179797	PMM
359	2L50X3	Brace	No Messages	0.131639	PMM
360	2L50X3	Brace	No Messages	0.151812	PMM
361	2L50X3	Brace	No Messages	0.193929	PMM
362	2L50X3	Brace	No Messages	0.239350	PMM
363	2L50X3	Brace	No Messages	0.281849	PMM
364	2L50X3	Brace	No Messages	0.327473	PMM
365	2L50X3	Brace	No Messages	0.369894	PMM
366	2L50X3	Brace	No Messages	0.414333	PMM
367	2L50X3	Brace	No Messages	0.456878	PMM
368	2L50X3	Brace	No Messages	0.499565	PMM
369	2L50X6	Brace	No Messages	0.292106	PMM
370	2L50X3	Brace	No Messages	0.103686	PMM
371	C150X50X3	Column	No Messages	0.804633	PMM
372	C150X50X3	Column	No Messages	0.696132	PMM
373	C150X50X3	Column	No Messages	0.637654	PMM
374	C150X50X3	Column	No Messages	0.568986	PMM
375	C150X50X3	Column	No Messages	0.481704	PMM
376	C150X50X3	Column	No Messages	0.406348	PMM
377	C150X50X3	Column	No Messages	0.337293	PMM
378	2L50X3	Column	No Messages	0.690629	PMM
379	2L50X3	Column	No Messages	0.525963	PMM

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 1 of 2

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType
380	2L50X3	Column	No Messages	0.132356	PMM
381	2L50X3	Column	No Messages	0.426870	PMM
382	2L50X3	Column	No Messages	0.593362	PMM
383	2L50X4	Column	No Messages	0.323384	PMM
384	C150X50X3	Column	No Messages	0.363552	PMM
385	C150X50X3	Column	No Messages	0.442835	PMM
386	C150X50X3	Column	No Messages	0.516656	PMM
387	C150X50X3	Column	No Messages	0.604750	PMM
388	C150X50X3	Column	No Messages	0.691908	PMM
389	C150X50X3	Column	No Messages	0.795319	PMM
390	C150X50X4	Column	No Messages	0.647437	PMM
391	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020285	PMM
392	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020285	PMM
393	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020311	PMM
394	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020311	PMM
395	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020287	PMM
396	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020287	PMM
397	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020286	PMM
398	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020286	PMM
399	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020285	PMM
400	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020285	PMM
401	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020285	PMM
402	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020285	PMM
403	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020285	PMM
404	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020285	PMM
405	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020285	PMM
406	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020285	PMM
407	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020286	PMM
408	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020286	PMM
409	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020286	PMM
410	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020286	PMM
411	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020285	PMM
412	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020285	PMM
413	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020287	PMM
414	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.020287	PMM
426	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.555688	PMM
427	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.238218	PMM
428	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.485372	PMM
429	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.202550	PMM
430	AN50x50x10	Beam	See WarnMsg	0.520019	PMM
431	AN50X50X6	Beam	See WarnMsg	0.304992	PMM
432	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.533114	PMM
433	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.231196	PMM
434	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.377705	PMM
435	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.110874	PMM
436	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.401849	PMM
437	C100X50X5	Beam	No Messages	0.599188	PMM
438	C100X50X5	Beam	No Messages	0.533376	PMM
439	C100X50X5	Beam	No Messages	0.640099	PMM
440	C100X50X5	Beam	No Messages	0.592172	PMM
441	C100X50X5	Beam	No Messages	0.624938	PMM
442	C100X50X5	Beam	No Messages	0.581894	PMM
443	C100X50X5	Beam	No Messages	0.601477	PMM
444	C100X50X5	Beam	No Messages	0.561713	PMM
445	C100X50X5	Beam	No Messages	0.568871	PMM
446	C100X50X5	Beam	No Messages	0.545637	PMM
447	C100X50X5	Beam	No Messages	0.549589	PMM
448	C100X50X5	Beam	No Messages	0.529319	PMM
449	C100X50X5	Beam	No Messages	0.526917	PMM

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 1 of 2

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType
450	C100X50X5	Beam	No Messages	0.525970	PMM
451	C100X50X5	Beam	No Messages	0.524248	PMM
452	C100X50X5	Beam	No Messages	0.522574	PMM
453	C100X50X5	Beam	No Messages	0.518815	PMM
454	C100X50X5	Beam	No Messages	0.517515	PMM
455	C100X50X5	Beam	No Messages	0.511935	PMM
456	C100X50X5	Beam	No Messages	0.512808	PMM
457	C100X50X5	Beam	No Messages	0.502629	PMM
458	C100X50X5	Beam	No Messages	0.504272	PMM
459	C100X50X5	Beam	No Messages	0.510857	PMM
460	C100X50X5	Beam	No Messages	0.507904	PMM
461	C100X50X5	Beam	No Messages	0.516515	PMM
462	C100X50X5	Beam	No Messages	0.516696	PMM
463	C100X50X5	Beam	No Messages	0.525091	PMM
464	C100X50X5	Beam	No Messages	0.530175	PMM
465	C100X50X5	Beam	No Messages	0.531886	PMM
466	C100X50X5	Beam	No Messages	0.534067	PMM
467	C100X50X5	Beam	No Messages	0.535554	PMM
468	C100X50X5	Beam	No Messages	0.554188	PMM
469	C100X50X5	Beam	No Messages	0.546507	PMM
470	C100X50X5	Beam	No Messages	0.570539	PMM
471	C100X50X5	Beam	No Messages	0.555122	PMM
472	C100X50X5	Beam	No Messages	0.593691	PMM
473	C100X50X5	Beam	No Messages	0.568510	PMM
474	C100X50X5	Beam	No Messages	0.624793	PMM
475	C100X50X5	Beam	No Messages	0.584564	PMM
476	C100X50X5	Beam	No Messages	0.675505	PMM
477	C100X50X5	Beam	No Messages	0.605117	PMM
478	C100X50X5	Beam	No Messages	0.773707	PMM
479	C100X50X5	Beam	No Messages	0.471342	PMM
480	C100X50X5	Beam	No Messages	0.374420	PMM
481	C100X50X5	Beam	No Messages	0.562552	PMM
482	C100X50X5	Beam	No Messages	0.607956	PMM
505	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.413345	PMM
506	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.508498	PMM
507	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.705864	PMM
508	AN50X50X6	Beam	See WarnMsg	0.523785	PMM
509	AN50X50X6	Beam	See WarnMsg	0.788254	PMM
510	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.296666	PMM
511	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.500924	PMM
512	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.356438	PMM
513	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.711951	PMM
514	AN75x75x6	Beam	No Messages	0.265939	PMM
515	AN75x75x6	Beam	No Messages	0.748093	PMM
538	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.607907	PMM
539	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.219173	PMM
540	AN50x50x10	Beam	See WarnMsg	0.653555	PMM
541	AN50X50X6	Beam	See WarnMsg	0.337800	PMM
542	AN50x50x10	Beam	See WarnMsg	0.412285	PMM
543	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.339566	PMM
544	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.428807	PMM
545	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.117276	PMM
546	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.350121	PMM
547	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.219722	PMM
548	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.439634	PMM
549	AN50x50x4	Beam	See WarnMsg	0.603016	PMM
550	AN50X50X6	Beam	See WarnMsg	0.502189	PMM
551	AN50X50X6	Beam	See WarnMsg	0.706757	PMM
552	AN50X50X6	Beam	See WarnMsg	0.601716	PMM

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 1 of 2

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType
553	AN50x50x10	Beam	See WarnMsg	0.665807	PMM
554	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.329953	PMM
555	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.597555	PMM
556	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.367239	PMM
557	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.824615	PMM
9	AN75x75x6	Beam	No Messages	0.172332	PMM
10	AN65X65X6	Beam	No Messages	0.134363	PMM
1	C150X75X5	Beam	No Messages	0.472574	PMM
2	C150X75X5	Beam	No Messages	0.286701	PMM
3	C150X75X4	Column	No Messages	0.374356	PMM
4	C150X75X5	Beam	No Messages	0.528180	PMM
5	C150X75X5	Beam	No Messages	0.301339	PMM
6	C150X75X4	Column	No Messages	0.413719	PMM
7	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.026948	PMM
8	CUAD100X3	Beam	No Messages	0.026948	PMM
11	C100X50X3	Beam	No Messages	0.109967	PMM
12	C100X50X3	Beam	No Messages	0.109945	PMM
15	C100X50X3	Brace	See WarnMsg	0.849810	PMM
16	C100X50X3	Brace	See WarnMsg	0.877123	PMM
17	C100X50X3	Brace	See WarnMsg	0.879329	PMM
18	C100X50X3	Brace	See WarnMsg	0.909108	PMM
31	C100X50X5	Beam	No Messages	0.158618	PMM
32	C100X50X5	Beam	No Messages	0.348717	PMM
33	C100X50X5	Beam	No Messages	0.366120	PMM
34	C100X50X5	Beam	No Messages	0.156260	PMM
60	C80x40x5	Beam	No Messages	0.014648	PMM
61	C80x40x5	Beam	No Messages	0.271130	PMM
62	C80x40x5	Beam	No Messages	0.234195	PMM
63	C80x40x5	Beam	No Messages	0.350192	PMM
64	C80x40x5	Beam	No Messages	0.407128	PMM
65	C80x40x5	Beam	No Messages	0.474684	PMM
66	C80x40x5	Beam	No Messages	0.548901	PMM
67	C80x40x5	Beam	No Messages	0.605220	PMM
68	C80x40x5	Beam	No Messages	0.640729	PMM
69	C80x40x5	Beam	No Messages	0.662719	PMM
70	C80x40x5	Beam	No Messages	0.687185	PMM
71	C80x40x5	Beam	No Messages	0.706757	PMM
72	C80x40x5	Beam	No Messages	0.719026	PMM
73	C80x40x5	Beam	No Messages	0.720358	PMM
74	C80x40x5	Beam	No Messages	0.711073	PMM
75	C80x40x5	Beam	No Messages	0.696221	PMM
76	C80x40x5	Beam	No Messages	0.673729	PMM
77	C80x40x5	Beam	No Messages	0.648335	PMM
78	C80x40x5	Beam	No Messages	0.612283	PMM
79	C80x40x5	Beam	No Messages	0.560060	PMM
80	C80x40x5	Beam	No Messages	0.487020	PMM
81	C80x40x5	Beam	No Messages	0.388851	PMM
82	C80x40x5	Beam	No Messages	0.261653	PMM
83	C80x40x5	Beam	No Messages	0.119483	PMM
21	C150X75X5	Brace	No Messages	0.550788	PMM
22	C150X75X5	Brace	No Messages	0.540407	PMM
25	C150X75X5	Brace	No Messages	0.622494	PMM
26	C150X75X5	Brace	No Messages	0.668265	PMM
13	C150X75X5	Beam	No Messages	0.142591	PMM
14	C150X75X5	Brace	No Messages	0.252624	PMM
19	C150X75X5	Beam	No Messages	0.138810	PMM
20	C150X75X5	Brace	No Messages	0.247019	PMM

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 2 of 2

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 2 of 2

Frame	Combo	Location m	ErrMsg	WarnMsg
214	UDSTL9	1.50000	No Messages	No Messages
215	UDSTL9	0.00000	No Messages	No Messages
216	UDSTL10	0.00000	No Messages	No Messages
217	UDSTL10	1.27220	No Messages	No Messages
218	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
219	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
220	UDSTL2	1.27210	No Messages	No Messages
221	UDSTL2	0.84813	No Messages	No Messages
222	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
223	UDSTL2	0.84813	No Messages	No Messages
224	UDSTL2	0.42403	No Messages	No Messages
225	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
226	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
227	UDSTL2	0.84813	No Messages	No Messages
228	UDSTL2	0.42403	No Messages	No Messages
229	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
230	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
231	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
232	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
233	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
234	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
235	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
236	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
237	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
238	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
239	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
240	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
241	UDSTL2	1.27210	No Messages	No Messages
242	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
243	UDSTL2	0.84813	No Messages	No Messages
244	UDSTL2	0.84813	No Messages	No Messages
245	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
246	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
247	UDSTL2	0.84813	No Messages	No Messages
248	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
249	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
250	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
251	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
252	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
253	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
254	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
255	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
256	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
257	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
258	UDSTL9	1.27220	No Messages	No Messages
259	UDSTL2	1.20000	No Messages	No Messages
260	UDSTL10	0.00000	No Messages	No Messages
261	UDSTL9	0.00000	No Messages	No Messages
262	UDSTL2	1.96685	No Messages	No Messages
263	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
264	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
265	UDSTL2	0.98339	No Messages	No Messages
266	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
267	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
268	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
269	UDSTL2	0.98339	No Messages	No Messages

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 2 of 2

Frame	Combo	Location m	ErrMsg	WarnMsg
270	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
271	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
272	UDSTL2	0.98339	No Messages	No Messages
273	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
274	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
275	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
276	UDSTL2	0.98339	No Messages	No Messages
277	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
278	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
279	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
280	UDSTL2	0.98339	No Messages	No Messages
281	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
282	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
283	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
284	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
285	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
286	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
287	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
288	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
289	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
290	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
291	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
292	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
293	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
294	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
295	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
296	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
297	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
298	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
299	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
300	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
301	UDSTL2	1.50000	No Messages	No Messages
303	UDSTL2	1.50000	No Messages	No Messages
304	UDSTL10	0.00000	No Messages	No Messages
305	UDSTL9	0.00000	No Messages	No Messages
306	UDSTL9	1.27220	No Messages	No Messages
307	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
308	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
309	UDSTL2	1.27210	No Messages	No Messages
310	UDSTL2	0.84813	No Messages	No Messages
311	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
312	UDSTL2	0.84813	No Messages	No Messages
313	UDSTL2	0.42403	No Messages	No Messages
314	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
315	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
316	UDSTL2	0.84813	No Messages	No Messages
317	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
318	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
319	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
320	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
321	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
322	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
323	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
324	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
325	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
326	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
327	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
328	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
329	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 2 of 2

Frame	Combo	Location m	ErrMsg	WarnMsg
330	UDSTL2	1.27210	No Messages	No Messages
331	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
332	UDSTL2	0.84813	No Messages	No Messages
333	UDSTL2	0.84813	No Messages	No Messages
334	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
335	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
336	UDSTL2	0.84813	No Messages	No Messages
337	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
338	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
339	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
340	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
341	UDSTL2	0.42407	No Messages	No Messages
342	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
343	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
344	UDSTL10	0.00000	No Messages	No Messages
345	UDSTL10	0.00000	No Messages	No Messages
346	UDSTL10	1.27210	No Messages	No Messages
347	UDSTL10	1.27220	No Messages	No Messages
348	UDSTL2	1.20000	No Messages	No Messages
349	UDSTL9	0.00000	No Messages	No Messages
350	UDSTL10	0.00000	No Messages	No Messages
351	UDSTL2	1.96685	No Messages	No Messages
352	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
353	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
354	UDSTL2	0.98339	No Messages	No Messages
355	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
356	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
357	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
358	UDSTL2	0.98339	No Messages	No Messages
359	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
360	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
361	UDSTL2	0.98339	No Messages	No Messages
362	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
363	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
364	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
365	UDSTL2	0.98339	No Messages	No Messages
366	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
367	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
368	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
369	UDSTL2	0.98339	No Messages	No Messages
370	UDSTL2	0.98342	No Messages	No Messages
371	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
372	UDSTL2	1.50000	No Messages	No Messages
373	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
374	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
375	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
376	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
377	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
378	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
379	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
380	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
381	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
382	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
383	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
384	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
385	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
386	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
387	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
388	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 2 of 2

Frame	Combo	Location m	ErrMsg	WarnMsg
389	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
390	UDSTL2	1.50000	No Messages	No Messages
391	UDSTL1	1.85000	No Messages	No Messages
392	UDSTL1	0.00000	No Messages	No Messages
393	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
394	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
395	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
396	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
397	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
398	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
399	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
400	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
401	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
402	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
403	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
404	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
405	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
406	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
407	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
408	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
409	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
410	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
411	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
412	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
413	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
414	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
426	UDSTL9	0.89809	No Messages	No Messages
427	UDSTL13	1.34710	No Messages	No Messages
428	UDSTL9	0.89806	No Messages	No Messages
429	UDSTL13	0.89811	No Messages	No Messages
430	UDSTL9	1.34703	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
431	UDSTL13	0.89813	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
432	UDSTL9	0.89800	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
433	UDSTL13	0.89818	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
434	UDSTL2	0.89795	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
435	UDSTL11	0.89820	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
436	UDSTL10	0.89793	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
437	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
438	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
439	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
440	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
441	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
442	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
443	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
444	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
445	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
446	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
447	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
448	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
449	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
450	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
451	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
452	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 2 of 2

Frame	Combo	Location m	ErrMsg	WarnMsg
453	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
454	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
455	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
456	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
457	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
458	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
459	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
460	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
461	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
462	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
463	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
464	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
465	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
466	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
467	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
468	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
469	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
470	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
471	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
472	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
473	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
474	UDSTL9	0.00000	No Messages	No Messages
475	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
476	UDSTL9	0.00000	No Messages	No Messages
477	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
478	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
479	UDSTL2	1.38750	No Messages	No Messages
480	UDSTL2	0.46250	No Messages	No Messages
481	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
482	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
505	UDSTL10	0.89824	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
506	UDSTL14	0.89788	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
507	UDSTL10	0.89827	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
508	UDSTL14	0.89786	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
509	UDSTL10	0.89831	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
510	UDSTL14	0.89781	No Messages	No Messages
511	UDSTL10	0.89834	No Messages	No Messages
512	UDSTL14	0.89779	No Messages	No Messages
513	UDSTL10	0.89838	No Messages	No Messages
514	UDSTL14	0.89809	No Messages	No Messages
515	UDSTL10	0.89806	No Messages	No Messages
538	UDSTL9	0.89806	No Messages	No Messages
539	UDSTL13	0.89809	No Messages	No Messages
540	UDSTL9	0.89804	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
541	UDSTL13	0.89813	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
542	UDSTL9	1.34699	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
543	UDSTL13	0.89815	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
544	UDSTL9	0.89797	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
545	UDSTL13	1.34730	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 2 of 2

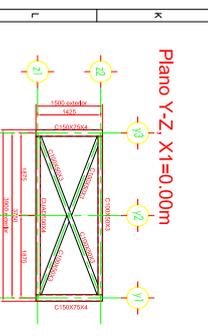
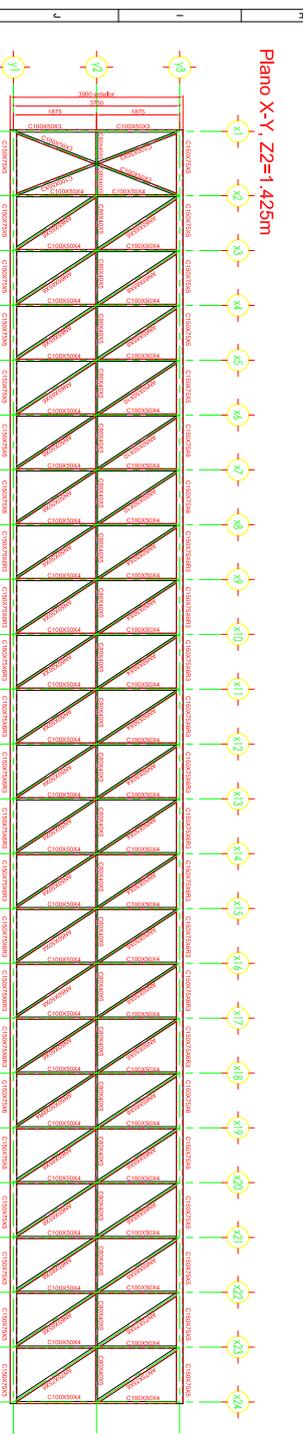
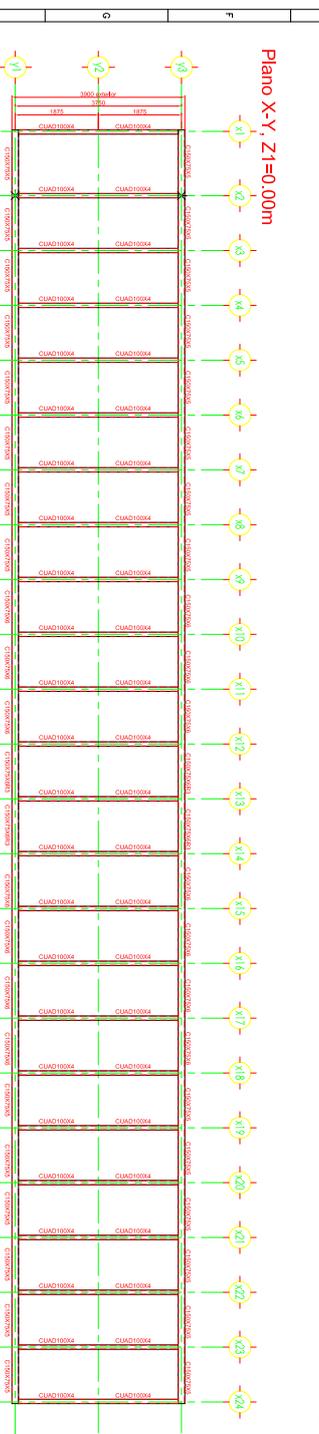
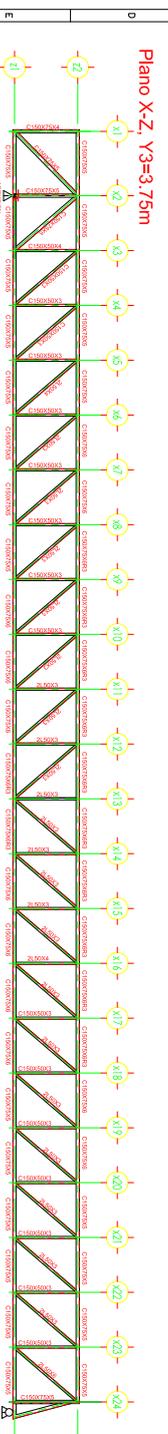
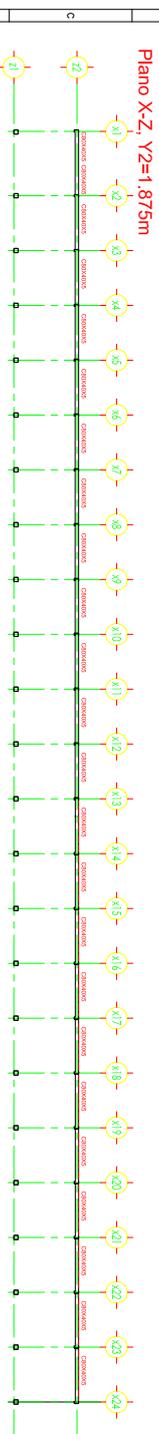
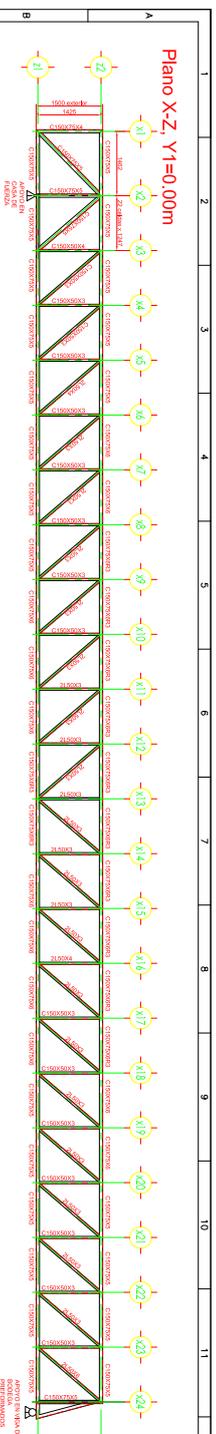
Frame	Combo	Location m	ErrMsg	WarnMsg
546	UDSTL10	0.89793	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
547	UDSTL10	0.89822	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
548	UDSTL10	0.89790	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
549	UDSTL10	0.89827	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
550	UDSTL14	0.89786	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
551	UDSTL10	0.89829	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
552	UDSTL14	0.89784	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
553	UDSTL10	0.89834	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
554	UDSTL14	0.89779	No Messages	No Messages
555	UDSTL10	0.89836	No Messages	No Messages
556	UDSTL14	0.89777	No Messages	No Messages
557	UDSTL10	0.89840	No Messages	No Messages
9	UDSTL9	0.89806	No Messages	No Messages
10	UDSTL2	0.89809	No Messages	No Messages
1	UDSTL10	1.27210	No Messages	No Messages
2	UDSTL9	0.00000	No Messages	No Messages
3	UDSTL10	1.50000	No Messages	No Messages
4	UDSTL9	1.27210	No Messages	No Messages
5	UDSTL9	0.00000	No Messages	No Messages
6	UDSTL9	1.50000	No Messages	No Messages
7	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
8	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
11	UDSTL2	1.85000	No Messages	No Messages
12	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
15	UDSTL14	1.99625	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
16	UDSTL14	0.00000	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
17	UDSTL13	1.99625	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
18	UDSTL13	0.00000	No Messages	kl/r > 200 (AISC-ASD B7, AISC-ASD SAM 4)
31	UDSTL9	1.95629	No Messages	No Messages
32	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
33	UDSTL2	1.95629	No Messages	No Messages
34	UDSTL10	0.00000	No Messages	No Messages
60	UDSTL2	0.63605	No Messages	No Messages
61	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
62	UDSTL2	1.27220	No Messages	No Messages
63	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
64	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
65	UDSTL2	0.42403	No Messages	No Messages
66	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
67	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
68	UDSTL2	0.42403	No Messages	No Messages
69	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
70	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
71	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
72	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
73	UDSTL2	0.42403	No Messages	No Messages
74	UDSTL2	0.42403	No Messages	No Messages
75	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
76	UDSTL2	0.42403	No Messages	No Messages

Table 31: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89, Part 2 of 2

Frame	Combo	Location m	ErrMsg	WarnMsg
77	UDSTL2	0.84807	No Messages	No Messages
78	UDSTL2	0.42403	No Messages	No Messages
79	UDSTL2	0.42403	No Messages	No Messages
80	UDSTL2	0.42403	No Messages	No Messages
81	UDSTL2	0.42403	No Messages	No Messages
82	UDSTL2	0.42453	No Messages	No Messages
83	UDSTL9	0.42403	No Messages	No Messages
21	UDSTL9	0.00000	No Messages	No Messages
22	UDSTL9	0.00000	No Messages	No Messages
25	UDSTL14	1.96678	No Messages	No Messages
26	UDSTL9	1.96678	No Messages	No Messages
13	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
14	UDSTL2	1.23693	No Messages	No Messages
19	UDSTL2	0.00000	No Messages	No Messages
20	UDSTL2	1.23693	No Messages	No Messages

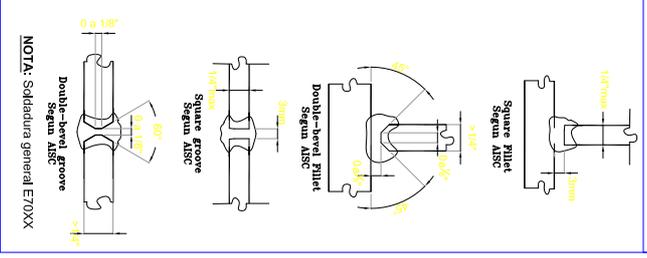
APÉNDICE D

PLANOS DE CONJUNTO DEL PUENTE

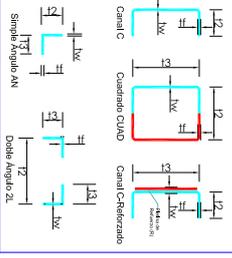


LISTA DE MATERIALES: FERRILLES (POR SECCIONES)						
Sección	# Pies	Longitud	2	3	4	5
2LS9K	4	81.872	12	10	10	10
2LS9K	4	81.872	12	10	10	10
CLD1000D3	16	11.885	12	10	10	10
CLD1000D3	30	46.867	12	10	10	10
ANISX955	3	6.736	12	10	10	10
ANISX955	2	3.928	12	10	10	10
CLISX924	4	6.800	12	10	10	10
CLISX924	5	72.865	12	10	10	10
CLISX924	2	27.888	12	10	10	10
ANISX926	15	13.978	12	10	10	10
CLISX926	14	30.232	12	10	10	10
CLISX926	2	3.934	12	10	10	10
ANISX924	4	8.985	12	10	10	10
ANISX924	24	29.260	12	10	10	10
SUBTOTAL		4432.01893				

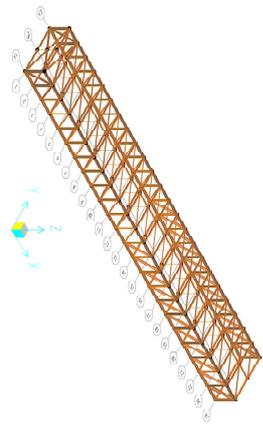
SOLDADURAS UTILIZADAS



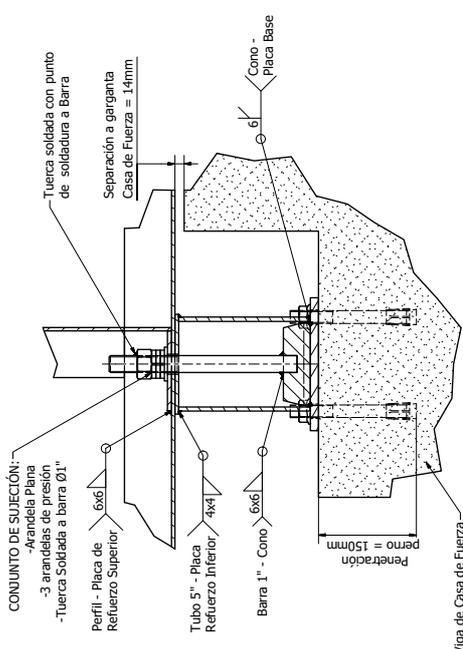
SECCIONES UTILIZADAS



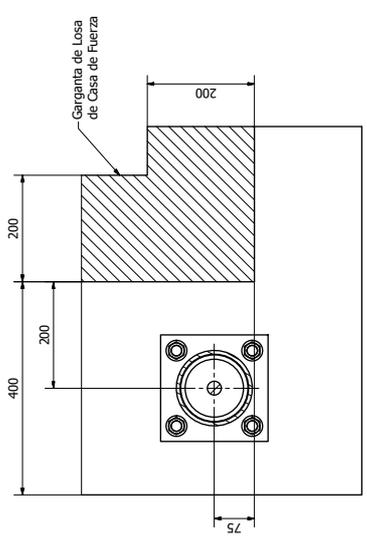
NOTAS:
 1. Perfilles 2L, color compuesto de ANODIZADO.
 2. Color de pintura: aluminio.
 3. Recomendamos: Flaco conformado (OAHN).
 Flaco Simple.
 4. 2. Membr de Finito Entalle (ETFA) Entalle 2. (300W)



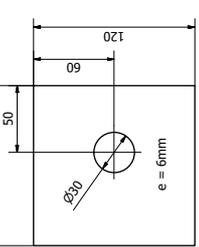
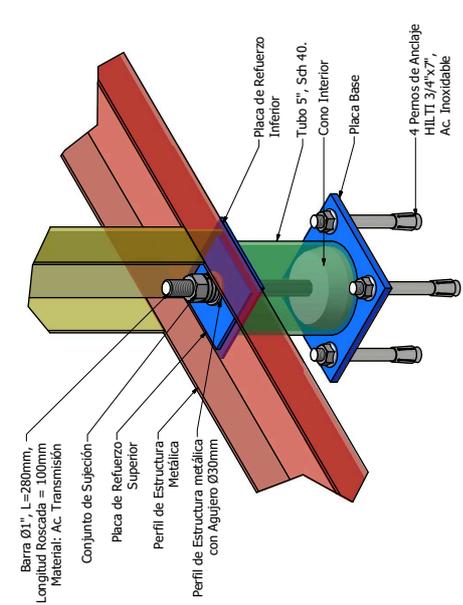
PROYECTO		FECHA		AUTORIA		ORGANIZACIONES	
EPN	INGENIERIA MECANICA	15/07/23	15/07/23	EPN-FIM/IAAM-001	15/07/23		
PUNTE DE FLUIDOS				EPN-FIM/IAAM-001			



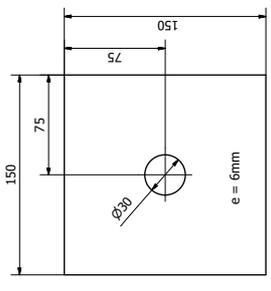
DETALLE DE APOYOS EN CASA DE FUERZA
(1 : 4)



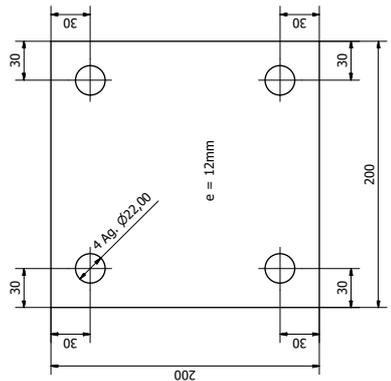
UBICACION DE APOYO EN VIGA DE CASA DE FUERZA (VISTA SUPERIOR)
(1 : 5)



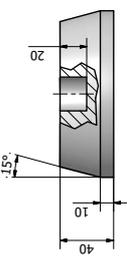
PLACA DE REFUERZO SUPERIOR
CANT.: 2
(1 : 2)



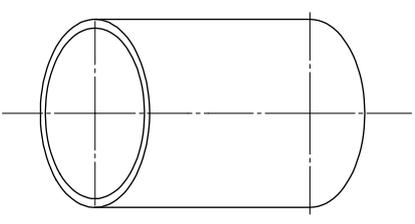
PLACA DE REFUERZO INFERIOR
CANT.: 2
(1 : 2)



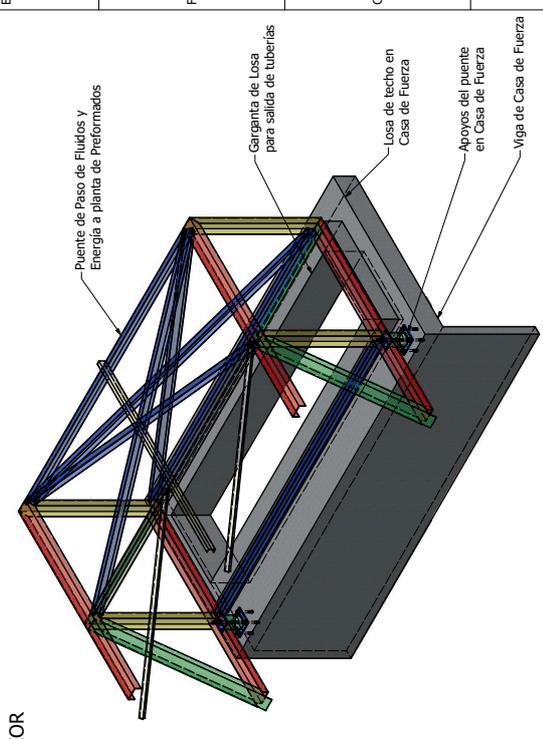
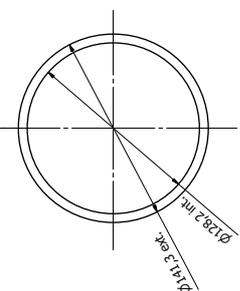
PLACA BASE
CANT.: 2
(1 : 2)



CONO INTERIOR
CANT.: 2
(1 : 2)



TUBO DE APOYO: 5\"/>



Pos. Zon.	DENOMINACIÓN	PLANO	MATERIAL	OBSERVACIONES
	FACULTAD DE INGENIERIA MECÁNICA	Dis. Luis Avías		ESCALA 1:50
		Dis. Ing. Carlos Balboa		FECHA 1/10/12
				EPN.FIM.LAAM.002
				APOYO EN LOSA DE CASA DE FUERZA

