

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

SEDE QUITO

**TEMA: DISEÑO Y SIMULACIÓN DE UN PUENTE GRÚA DE 5 TN DE CAPACIDAD PARA
UN ÁREA DE TRABAJO DE 63 M²**

TESIS PREVIA A LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO MECÁNICO

AUTOR: ALEXANDRA MISHEL GUALOTO TIPANTASIG

DIRECTOR: FABIO OBANDO

QUITO, FEBRERO 2013

RESUMEN

Este proyecto de tesis se basa en realizar el diseño y simulación un puente grúa, para una empresa, siguiendo los lineamientos del método ASD-98. La empresa no cuenta con un sistema de carga efectiva mediante la cual se pueda realizar la descarga de materia prima y el embarque de producto terminado.

El objetivo de la tesis es diseñar el puente grúa correcto que cumpla con las necesidades de la empresa, adaptándose al espacio físico con el que se cuenta. Se especifica las cargas a las cuales está sometida la estructura; a partir de la designación de cargas se selecciona el miembro estructural que cumpla con todos los requisitos de diseño.

Para diseñar la viga principal y de la viga longitudinal primero se debe verificar la resistencia de la viga. Segundo se verifica la deflexión máxima de la viga debe cumplir con las condiciones de deflexión máxima permisible.

Para el diseño de la columna todas las fuerzas que se aplican en la columna son transformadas en una sola fuerza equivalente puntual, a partir de esta fuerza equivalente se procede a la selección del perfil más idóneo.

El diseño de la placa base se lo realiza a partir de la selección de la columna y debe ser una placa de mayor dimensión que el patín y el peralte, el espesor de la placa depende de la presión en la zapata del concreto.

Para el diseño de los pernos de anclaje se considera el caso crítico que son elementos sometidos a tracción; para lo cual se debe calcular el diámetro del perno.

Particularmente para el desarrollo de este proyecto se aplicará soldadura de filete a 45° y penetración completa, considerando que los esfuerzos permisibles a tensión y compresión normales al área efectiva son los mismos que en el metal base y según especificaciones ADS.

En las uniones apernadas, para mayor facilidad de montaje se optará por seleccionar el mismo tipo de pernos de unión para toda la estructura, siempre y cuando el diseño nos permita. Las placas de unión serán A36 y los pernos A325.

La simulación del puente grúa se realizó en el programa SAP 2000 1.4 y se encuentra descrita en su totalidad en el capítulo III; se puede evidenciar claramente que todos los cálculos realizados en el capítulo II de diseño están correctos puesto que los datos obtenidos en la simulación son iguales tanto en los momentos, deflexiones y reacciones.

Para poder mantener el puente grúa en óptimas condiciones para su funcionamiento se ha realizado el capítulo IV de montaje y mantenimiento, en el cual se especifica claramente cuáles son las partes del puente grúa que se debe dar mantenimiento y con qué frecuencia.

Para conocer cuál es la inversión que se debe realizar para poder llevar a la práctica todo lo anteriormente diseñado se detalló en el capítulo V cada uno de los costos que involucra la construcción del puente grúa.

Al final de la investigación se concluye que el puente grúa es factible de construir bajo las especificaciones requeridas por la empresa, puesto que es principal limitante es el espacio donde se instalará el puente grúa.

INDICE GENERAL

CAPITULO I	13
MARCO TEORICO	13
1.1 MARCO CONCEPTUAL	14
1.1.1 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES GRÚA	14
1.1.2 ELEMENTOS DE UN PUENTE GRÚA	16
1.1.2.1 Estructura	17
1.1.2.2 Mecanismos.....	19
1.1.3 MOVIMIENTOS CARACTERÍSTICOS DE UN PUENTE GRÚA	19
1.2 CONCEPTOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO	21
1.2.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.	24
1.2.2 MIEMBROS ESTRUCTURALES.....	26
1.2.2.1 Miembros estructurales de lámina delgada	27
1.2.3 TIPOS DE CARGA PARA EL DISEÑO.....	28
1.2.3.1 Cargas permanentes o muertas	28
1.2.3.2 Cargas variables o vivas.....	29
1.2.3.3 <i>Factor de Seguridad</i>	39
1.2.4 CONEXIONES	40
1.2.4.1 Excentricidades	40
1.2.4.2 Uniones atornilladas.....	41
1.2.4.3 Tamaño de agujeros para tornillos.	41
1.2.4.4 Separación y distancia entre tornillo	42
1.2.4.6 Distancia máxima al borde.	46

1.2.4.7 Conexiones tipo aplastamiento.....	47
1.2.4.8 Resistencia mínima de las conexiones.....	48
1.2.4.9 Tornillos cargados excéntricamente.....	48
1.2.5 CONEXIONES SOLDADAS.....	49
1.2.5.1 Soldaduras de filete.....	50
1.2.5.2 Resistencia permisible de la soldadura.....	51
1.2.5.3 Diseño de la soldadura de filete.....	51
1.2.5.4 Diseño de soldadura de filete para miembros de armaduras.....	52
1.2.5.5 Cortante y torsión.....	53
CAPITULO II.....	55
ANALISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS.....	55
<i>DISEÑO DEL PUENTE GRÚA.....</i>	<i>55</i>
<i>2.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....</i>	<i>56</i>
2.1.1 SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURAS.....	56
2.1.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE SERVICIO.....	56
2.1.3 DETERMINACIÓN DE LOS MOMENTOS Y FUERZAS INTERNAS.....	57
2.1.4 DIMENSIONAMIENTO DE LOS MIEMBROS Y CONEXIONES.....	57
2.1.5 REVISIÓN FINAL.....	57
<i>2.2 ALTERNATIVAS DE DISEÑO ANALIZANDO LA CONSTRUCCIÓN DE LA VIGA Y LA COLUMNA.....</i>	<i>57</i>
2.2.1 VIGAS DE ALMA LLENA.....	58
2.2.2 VIGAS CON TRABES DE CELOSÍAS.....	58
2.2.3 COLUMNA DE ALMA LLENA.....	59
2.2.4 COLUMNAS DE CAJÓN.....	59

2.3 DESCRIPCIÓN DE ALTERNATIVAS.....	60
2.3.1 ALTERNATIVA 1.....	60
2.3.2 ALTERNATIVA 2.....	60
2.3.3 ALTERNATIVA 3.....	61
2.4 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	62
2.5 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES DEL PUENTE GRÚA.....	64
2.5.1 CALCULO DE LAS REACCIONES EN LOS APOYOS.....	64
2.5.2 DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL.....	65
2.5.2.1 Prediseño de la viga principal.....	65
2.5.3 DISEÑO REAL DE LA VIGA PRINCIPAL.....	67
2.5.3.1 Verificación de la resistencia de la viga seleccionada.....	68
2.5.3.2 Verificación de la deflexión máxima.....	70
2.5.3.3 Verificación de la resistencia de la viga seleccionada.....	73
2.5.3.4 Verificación de la deflexión máxima.....	75
2.5.4 DISEÑO DE LA VIGA LONGITUDINAL.....	77
2.5.4.1 Prediseño de la viga longitudinal.....	77
2.5.4.2 Verificación de la resistencia de la viga seleccionada.....	80
2.5.4.3 Verificación de la deflexión máxima.....	82
2.5.4.4 Verificación de la resistencia de la viga seleccionada.....	84
2.5.4.5 Verificación de la deflexión máxima.....	86
2.5.5 DISEÑO DE LA COLUMNA.....	88
2.5.6 DISEÑO DE LA PLACA BASE.....	96
2.5.7 CALCULO DE LA SOLDADURA.....	100
2.5.7.1 Tamaño máximo de la soldadura.....	101

2.5.7.2	Tamaño mínimo de la soldadura	101
2.5.7.3	Espesor de la garganta efectiva (<i>te</i>).....	101
2.5.7.4	Capacidad de resistencia de soldadura por pulgada.....	102
2.5.7.5	Longitud de soldadura (L).....	102
2.5.8	CALCULO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE.....	103
2.5.8.1	Calcula de la distancia entre pernos.....	103
2.5.8.2	Cálculo de la carga de tensión admisible en el perno.....	104
2.5.8.3	Cálculo de la longitud del perno.....	105
2.5.9	CALCULO DE LOS PLACAS Y PERNOS DE UNIÓN	107
2.5.9.1	Determinación de la resistencia requerida.....	107
2.5.9.2	Determinación de la resistencia al corte	108
2.5.9.3	Revisión de distancia de diseño	109
2.5.9.4	Resistencia al cortante de los tornillas.....	110
2.5.9.5	Determinación de la resistencia a tensión de la lámina	111
2.5.9.6	Fractura de la sección neta efectiva en la conexión	112
2.5.9.7	Determinación de la resistencia de la conexión.....	116
2.5.10	RESUMEN DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	117
CAPITULO III.....		118
SIMULACION DEL PUENTE GRUA CON EL SOFTWARE SAP 200 1.4		118
3.1	SELECCIONAR EL MATERIAL.....	119
3.2	SELECCIONAR LOS PERFILES.....	119
3.3	COLOCAR LOS PERFILES EN LA ESTRUCTURA.....	120
3.4	COLOCAR LAS RESTRICCIONES	121
3.5	DEFINIR PATRONES DE CARGA.....	121

3.6	DEFINIR LOS CASOS DE CARGAS.....	122
3.7	DEFINIR LAS COMBINACIONES DE CARGAS.....	123
3.8	COLOCAR EL PUNTO DONDE SE APLICA LA FUERZA.....	124
3.9	DESIGNAR Y SELECCIONAR LAS COMBINACIONES DE CARGAS QUE SE APLICARAN A LA ESTRUCTURA	125
3.10	DEFINIR LAS REFERENCIAS DE DISEÑO PARA LOS TRAMOS DE ACERO.	125
3.11	CORRER EL PROGRAMA.	126
3.12	FUERZAS EN LOS PUNTOS DE RESTRICCIONES.	127
3.13	DIAGRAMA DE FUERZA PARA CADA TRAMO DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES.....	128
3.14	MOSTRAR LOS RESULTADOS DEL DISEÑO	128
3.15	VERIFICAR LA TENSION EN EL ACERO Y DE LA DEFLEXION DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES.	129
CAPITULO IV.....		131
4.1 MONTAJE DE LA PROPIA MÁQUINA.....		132
4.2	Utilización	133
4.3	Ubicación y <i>horas de uso</i>	133
4.4	Definiciones <i>generales de un puente grúa</i>	133
4.5 MANTENIMIENTO PUENTE GRÚA.....		135
4.6	MANTENIMIENTO MECÁNICO (<i>TRIMESTRAL – SEMESTRAL</i>)	136
4.6.1	Estructura:	136
4.6.2	Testeros:.....	136
4.6.3	Carro:.....	136
4.6.4	Gancho:.....	137

4.6.5	Freno de izaje:.....	137
4.6.6	Cable:.....	137
4.6.7	En las poleas:.....	137
4.6.8	Tambores	138
4.6.9	Rodillos de apoyo	138
4.7	MANTENIMIENTO ELÉCTRICO (periodicidad trimestral)	138
4.7.1	Controles	139
4.7.2	Tableros.....	139
4.7.3	Radiomandos.....	139
4.7.4	Resistencia de los motores.....	139
4.8	MANTENIMIENTO ELÉCTRICO GENERAL.....	141
4.9	SEGURIDAD MANTENIMIENTO PUENTES GRÚA.....	142
4.9.1	Riesgos.....	142
4.9.2	Utilización	143
4.9.3	Protecciones personales	144
4.9.4	Medio ambiente	145
CAPITULO V.....		146
DETALLE DE COSTOS.....		146
5.	DETALLE DE COSTOS.....	147
5.1	COSTOS DIRECTOS.....	147
5.1.1	Materiales directos.....	147
5.1.2	Costos de elementos normalizados adicionales	148
5.1.3	Costo de maquinado.....	149
5.1.4	Costo de montaje.....	150

5.1.5	Costo directo total.....	150
5.2	COSTOS INDIRECTOS.....	150
5.2.1	Costos de elementos indirectos.....	150
5.2.2	Costo de Ingeniería	151
5.2.3	Costo de imprevistos	151
5.2.4	Costos indirectos totales.....	152
5.3	<i>COSTOS TOTALES DEL PUENTE GRUA.....</i>	<i>152</i>
 <i>CAPITULO VI.....</i>		<i>153</i>
<i>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</i>		<i>153</i>
6.	<i>CONCLUSIONES.....</i>	<i>154</i>
6.1	CONCLUSIONES DEL PROYECTO:.....	154
6.2	RECOMENDACIONES:.....	156
 <i>BIBLIOGRAFÍA.....</i>		<i>158</i>
 <i>ANEXOS.....</i>		<i>158</i>

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Puente grúa.....	15
Figura 1.2: Grúa pórtico.....	15
Figura 1.3: Grúa semi-pórtico.....	15
Figura 1.4: Grúa ménsula.....	16
Figura 1.5: Grúa brazo giratorio.....	16
Figura 1.6: Estructura de un puente grúa.....	17
Figura 1.7: Grúa puente monorraíl.....	20
Figura 1.8: Grúa puente birrail.....	21
Figura 1.9: Clasificación de las Estructuras.....	25
Figura 1.10: Tipos de perfiles laminados en caliente.....	27
Figura 1.11: Tipos de miembros de lámina delgada.....	28
Figura 1.12: Fuerza por acción del viento.....	30
Figura 1.13: Distancia entre tornillos.....	31
Figura 1.14: Tornillos cargados excéntricamente.....	50
Figura 1.15: Soldadura de filete.....	50
Figura 2.1: Tipo de Vigas.....	58
Figura 2.2: Perfiles para columnas, de alma llena y de cajón.....	59
Figura 2.3: Estructura de alma llena.....	60
Figura 2.4: Estructuras de cajón.....	61
Figura 2.5: Estructuras armadas.....	61
Figura 2.6: Diagrama de cuerpo libre de la columna.....	90
Figura 2.7: Diagrama de fuerzas para pernos de anclaje.....	103
Figura 2.8: Esquema de un perno de anclaje.....	106
Figura 2.9: Penos y placas de unión.....	107
Figura 3.1: Montaje de una columna.....	132
Figura 3.2: Montaje de la viga principal.....	133

INDICE DE TABLAS

Tabla 1-1: Cargas de Impacto.....	29
Tabla 1-2: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	32
Tabla 1-3: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z.....	32
Tabla 1-4: Clasificación de los perfiles de suelo.....	33
Tabla 1-5: Tipo de suelo y Factor de sitio Fa.....	34
Tabla 1-6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	35
Tabla 1-7: Coeficiente de reducción de respuestas estructural R.....	36
Tabla 1-8: Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación.....	37
Tabla 1-9: Dimensiones nominales de agujeros.....	42
Tabla 1-10 Valores de incremento C1 de espaciamiento para determinar las separaciones de agujeros agrandados.....	44
Tabla 1-11: Distancia mínima a bordes para agujeros estándar.....	46
Tabla 1-12: Valores de incremento C2 para distancias máximas al borde de agujeros agrandados.....	47
Tabla 2-1: Selección de alternativas.....	63
Tabla 5-1: Costos materiales directos.....	147
Tabla 5-2: Costos de elementos adicionales directos.....	148
Tabla 5-3: Costos de Maquinado.....	149
Tabla 5-4: Costos directos totales.....	150
Tabla 5-5: Costos de elementos adicionales indirectos.....	151
Tabla 5-6: Costos indirectos Totales.....	152
Tabla 5-7: Costo total del puente Grúa.....	152

GLOSARIO DE TERMINOS

S_y = Esfuerzo de fluencia.

S_u = Resistencia ultima de tensión.

V = Carga de viento.

η = amplificación espectral

Z = Zona sísmica

F_a = Coeficiente de amplificación dinámica de perfiles de suelos

I = Factor tipo de uso destino e importancia

R = Coeficiente de reducción

W = Peso de la estructura

F_u = resistencia mínima a tensión especificada de la parte critica

T = Espesor

d = Diámetro del agujero.

P = Fuerza transmitida por un conector a la parte critica

F_u = resistencia mínima a tensión especificada de la parte critica

t_e = Espesor de la garganta efectiva

f_e = Factor dependiente del tipo de electrodo (0,707).

F_s = Filete de la soldadura

f_{e1} = Factor constante de resistencia nominal a tensión (0,30)

r_n = Resistencia nominal a tensión del metal de aportación

R_t = Resistencia permisibles a tensión de la soldadura

l_T = Longitud total de la soldadura

R_{plg} = Resistencia de la soldadura por plg

R_p = Resistencia permisibles a tensión de la placa

A_s = Área de la barra que va unida al soporte principal

σ_m = Esfuerzo permisible del material ($0,66F_y$)

P = Capacidad a tensión del ángulo

T_{sol} = Tamaño máximo de la soldadura

e = espesor del ángulo a soldar

C_1 = coeficiente según especificaciones ASD J2.2b

C_2 = coeficiente según especificaciones ASD J2.2b

f = Esfuerzo ocasionado por la torsión

T = par de torsión.

dis = distancia del c.g de la soldadura al punto que se considera.

J = momento polar de inercia de la soldadura.

R_c = Capacidad nominal de carga del puente grúa.

W_h = Peso del malacate con en trole.

N_m = Número de jugo de ruedas.

$t_{\text{máx. perfil}}$ = espesor máximo del perfil

$t_{\text{minino perfil}}$ = espesor mínimo del perfil

d_l = tamaño máximo de la soldadura

F_v = Esfuerzo cortante de la soldadura

σ_t = esfuerzo de tracción sobre el perno

M= Momento

Sx = Módulo de sección

Fs= Factor de seguridad

f'_c = Resistencia de compresión del hormigón estructural

CAPITULO I

MARCO TEORICO.

1.1 MARCO CONCEPTUAL.

1.1.1 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES GRÚA

Un puente grúa se define como una máquina constituida por diferentes elementos y mecanismos, que tiene como función movilizar cargas dentro del espacio de su rango de acción. Su uso se encuentra limitado a su lugar de montaje siendo por tanto una grúa de tipo móvil.

El movimiento de los puentes grúa suele realizarse a lo largo de una edificación, generalmente una nave industrial, y sus movimientos deben estar claramente identificados.

Las grúas pueden clasificarse en función de su movimiento en¹:

- Fijas

Aquellas que se instalan en un lugar en el que desarrollan su trabajo, sin poder desplazarse. Es el claro ejemplo de una grúa de brazo giratorio ver figura 1.1.

- Portátiles

Son equipos que pueden ser desensamblados y trasladados hasta otro lugar. Un ejemplo sería una grúa torre ver figura 1.2.

- Móviles

Son las que tienen posibilidad de realizar movimientos de desplazamiento, ya sea sobre rieles, ruedas neumáticas, oruga, u otros medios. Por ejemplo una grúa puente ver figuras 1.3, 1.4, 1.5.

Algunos tipos de grúas se pueden encontrar en el ámbito industrial son:

¹ [http://es.wikipedia.org/wiki/Gr%C3%BAa_\(m%C3%A1quina\)](http://es.wikipedia.org/wiki/Gr%C3%BAa_(m%C3%A1quina))

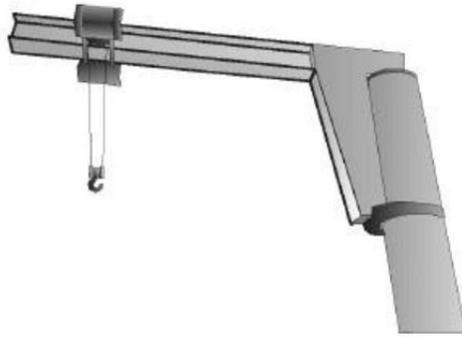


Figura 1.1 Grúa brazo giratorio



Figura 1.2 Grúa torre

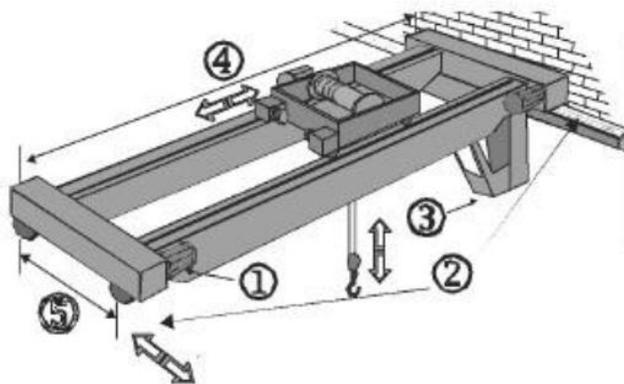


Figura 1.3 Puente grúa

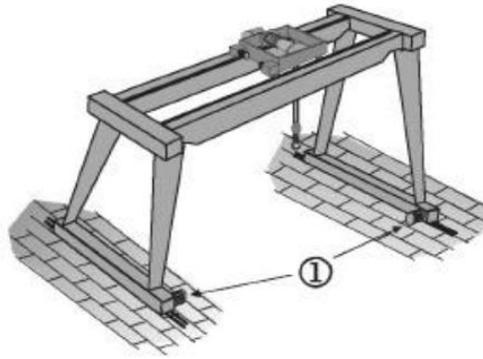


Figura 1.4 Grúa pórtico

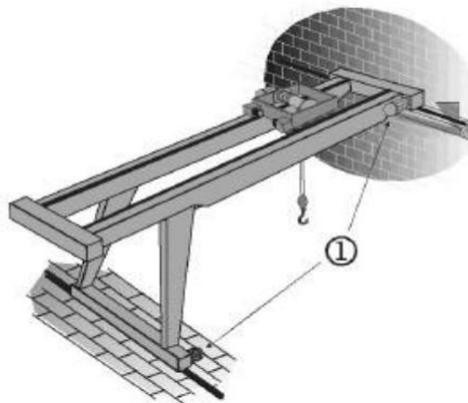


Figura 1.5 Grúa semi-pórtico

1.1.2 ELEMENTOS DE UN PUENTE GRÚA

A la hora de clasificar los elementos del puente grúa se pueden observar dos grandes grupos:

- Estructura

Engloba la totalidad de los elementos físicos que componen el puente grúa a excepción de los mecanismos.

- Mecanismos

Son los elementos que hacen posible el movimiento de la estructura, del carro y de la carga.

1.1.2.1 Estructura

La estructura principal de los puente grúa es, por normal general, bastante genérica para todos los tipos de puente grúa. Se caracteriza porque en la gran mayoría de los casos contiene los siguientes elementos ver figura 1.6:

- 1 Polipasto o carro móvil principal
- 2 Viga principal de la grúa
- 3 Chapas de unión
- 4 Vigas testeras o testeros
- 5 Motor de traslación del puente
- 6 Mando de control cableado o radio control
- 7 Equipamiento eléctrico de la grúa
- 8 Equipamiento eléctrico del carro principal
 - Con interruptor de límite de izado
 - Con detector de carga
- 9 Gancho de amortiguación
- 10 Montaje del raíl C
- 11 Fuente de alimentación eléctrica
- 12 Cable alimentación eléctrica

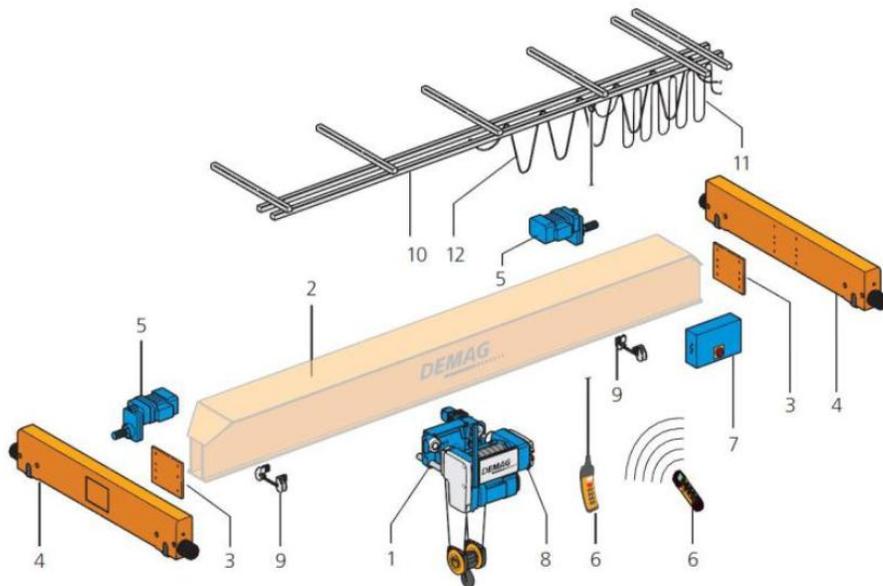


Figura 1.6 Estructura de un puente grúa.

- Viga principal

Es la parte principal de la estructura. Su función es la de soportar el carro móvil y la carga de servicio siendo por tanto la parte crítica de la estructura.

- Carro principal

El carro principal o simplemente carro se trata del mecanismo encargado de elevar, descender o mover la carga a lo largo de la viga principal.

- Vigas testeras

Las vigas testeras o simplemente testeros son las vigas laterales sobre las que descansa la viga principal. Deslizan sobre una superficie o ruedan sobre un carril y su función es la de derivar los esfuerzos provenientes de la viga principal a los apoyos. Dentro de ellas se alojan las ruedas que sirve de apoyo a la estructura.

- Unión Viga - Testeros

La unión viga – testero es la encargada de transferir los esfuerzo desde la viga principal a las vigas testeras laterales. Debe transferir y soportar todos los esfuerzos y por ello debe de ser excepcionalmente rígida. Para ello se realiza mediante distintos elementos y procedimientos que aseguren su rigidez. Se pueden diferenciar dos procedimientos de unión:

- Chapa frontal

Por norma general los perfiles de la viga principal no poseen un extremo sólido extenso, más allá de la propia superficie del perfil. Por esta razón, y para facilitar el montaje y aumentar la resistencia, el perfil de la viga principal se suelda a una chapa que posee las mismas dimensiones que el área del perfil. Se la denomina chapa frontal por el tipo de unión que posee a la estructura.

- Unión atornillada

Con el objetivo de poder unir la viga principal a las vigas testeras se ha seleccionado, entre todas las opciones posibles, realizar una unión atornillada a ambos lados de la viga principal.

1.1.2.2 Mecanismos

Al igual que cualquier maquinaria industrial, esta estructura necesita de una serie de mecanismos para poder operar, estos son:

- Mecanismo de traslación del puente

Este dispositivo es el encargado de transportar la totalidad. En realidad se trata de dos motores gemelos de iguales características que funcionan sincronizados, para evitar movimientos oblicuos, gracias al microcontrolador incluido en la estructura.

- Mecanismo de elevación de la carga

Es módulo tiene la función de hacer elevar/descender la carga principal. Se trata del módulo de mayor potencia de toda la estructura y posee numerosos sistemas de seguridad.

- Mecanismo de traslación del carro

Este es el encomendado de movilizar el carro principal de la estructura y la carga que transporte a lo largo de la viga principal en su movimiento horizontal transversal.

1.1.3 MOVIMIENTOS CARACTERÍSTICOS DE UN PUENTE GRÚA

Los puente grúa poseen como mínimo tres tipos de movimientos operativos independientes, si no se especifica lo contrario o se limita por disposiciones constructivas. Estos tres movimientos son los mínimos que posibilitan un rango volumétrico, es decir, capaces de mantener una carga dentro de su espacio de operación.

De ahora en adelante se utilizará la notación longitudinal para hacer referencia a la dirección paralela a la longitud de la nave, y transversal para el movimiento en sentido perpendicular.

Estos tres movimientos principales son:

1. Un movimiento de elevación/descenso de carga

Este movimiento se realiza en dirección vertical perpendicular al plano del suelo.

2. El movimiento del puente a lo largo de los carriles

El citado movimiento se realiza en la dirección horizontal longitudinal de la estructura donde se halla.

3. El movimiento del carro principal

Se realiza en dirección horizontal y transversal a la estructura. Por motivos de seguridad las combinaciones de movimientos se encuentran bloqueadas electrónicamente por el microcontrolador del aparato. Esto significa que en cada ciclo de manutención, cada movimiento debe realizarse en etapas diferenciadas, exclusivamente se permite la activación de un único mecanismo por etapa.

Los puentes grúa pueden ser clasificados a partir de numerosas y diversas características tales como: carga nominal, tipo de perfil, número de ruedas, tipo de polipasto, colocación del polipasto, etc.

Los puentes grúas se pueden clasificar dependiendo del número de vigas principales:

- Monorraíl

Se trata de la versión más económica y óptima para pequeñas cargas o grandes cargas y pequeñas luces, ver figura 1.7.



Figura 1.7 Grúa puente monorraíl

- Birrail

Los modelos que disponen de dos vigas principales se utilizan mayoritariamente en estructuras que deben cubrir grandes luces, donde una única viga es insuficiente debido a los grandes esfuerzos que deben soportar, o para grandes cargas en las que es necesario dividir los esfuerzos en más de una viga y el carro debe desplazarse por encima de la estructura, ver figura 1.8.



Figura 1.8 Grúa puente birrail

1.2 CONCEPTOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

a. ENFOQUES DE DISEÑO

El diseño de un miembro estructural implica la selección de una sección transversal que resista con seguridad y económicamente las cargas aplicadas. La economía significa usualmente peso mínimo es decir una cantidad mínima de acero que corresponde a la sección transversal con el menor peso por Longitud, aunque también hay otras consideraciones como la facilidad de construcción que puede afectar la selección del tamaño de un miembro.

b. DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES.

En este caso un miembro se selecciona de manera que tengan propiedades transversales como área y momento de inercia suficientemente grandes para prevenir que el esfuerzo máximo exceda un esfuerzo permisible. Este esfuerzo

permisible estará en el rango elástico del material y será menor que el esfuerzo de fluencia (S_y), o bien de la resistencia última de tensión (S_u).

El esfuerzo permisible se obtiene dividiendo el esfuerzo de fluencia (S_y) o bien la resistencia última de tensión S_u entre un factor de seguridad. Este enfoque de diseño se llama también Diseño Elástico o Diseño por Esfuerzos de Trabajo. Los esfuerzos de Trabajo son aquellos que resultan de las cargas de trabajo que s Un miembro apropiadamente diseñado quedara sometido a esfuerzos no mayores que el esfuerzo permisible bajo cargas de trabajo.

c. DISEÑO PLÁSTICO

Se basa en una consideración de las condiciones de falla en vez de consideraciones de la Carga de Trabajo. Un miembro se selecciona usando el criterio que la estructura fallara bajo una carga considerablemente mayor que la carga de trabajo. La falla en este contexto significa el colapso o deformaciones extremadamente grandes. Se usa el término plástico porque en la falla las partes del miembro estarán sometidas a deformaciones muy grandes que introducen al miembro en el rango Plástico.

Cuando la sección transversal entera se plastifica en suficientes localidades se formaran Articulaciones Plásticas (Parte donde colapsa y toda la sección se plastifica) en esas localidades creándose un mecanismo de colapso. Como las cargas reales serán inferiores a las cargas de falla por un factor de seguridad conocido como Falla de carga, los miembros diseñados de esta manera no son inseguros, a pesar de ser diseñados en base a lo que sucede en la falla. El procedimiento de diseño es el siguiente:

1. Multiplicar las cargas de trabajo (Cargas de Servicio) por el factor de carga para obtener las cargas de Falla.
2. Determinar las propiedades de la sección transversal necesaria para resistir la falla bajo esas cargas (Se dice que un miembro con esas propiedades tiene

suficiente resistencia y que estará a punto de fallar cuando se someta a las cargas concentradas).

3. Seleccionar el perfil más ligero con la sección transversal que tenga esas propiedades. Los miembros diseñados por teoría plástica alcanzarán el punto de falla bajo las cargas concentradas pero son seguras bajo las cargas de trabajo reales.

d. DESVENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.

Corrosión: El acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que debe recubrirse siempre con esmaltes anticorrosivos (costo de mantenimiento) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable. (Luego de armar se aplica el sand-blasting - chorro de arena- y limpié la superficie de acero quitando el óxido y se corrige las partes que sufren corrosión, costa elevado en climas húmedos).

Calor Fuego, En el caso de incendios el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego – retardantes - como: mortero, concreto, asbesto, etc.

Pandeo elástico: debido a su alta resistencia/peso el empleo de perfiles esbeltos sujetos a compresión los hace susceptible; al pandeo elástico, por lo que en ocasiones no son económicas las columnas de acero.

Fatiga, La resistencia del acero - así como del resto de materiales – pueden disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión. (Cargas punzantes y alternativas).

Fractura frágil, Bajo ciertas condiciones el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. (Puede quebrarse antes pasa por estado plástico elástico endurecimiento y se rompe).

1.2.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.

Las estructuras pueden dividirse en dos grupos principales

- a. Estructuras de cascarón, hechas principalmente de placas o láminas, tales como tanques de almacenamiento, silos, cascos de buques, carros de ferrocarril, aeroplanos y cubiertas de cascarón para edificios grandes.

La lámina o placa utilizada en las estructuras de cascarón desempeña simultáneamente el doble papel de cubierta funcional y de elemento principal de carga; para ello se la rigidiza mediante bastidores que pueden o no soportar las cargas principales

- b. Estructuras reticulares, las cuales se caracterizan por estar construidas de conjuntos de miembros alargados, tales como armaduras, marcos rígidos, trabes, tetraedros o estructuras reticuladas tridimensionales.

En cambio, los miembros principales de las estructuras reticulares no son generalmente funcionales y se usan únicamente para la transmisión de las cargas; esto obliga a colocar elementos adicionales, tales como muros, pisos, techos y pavimentos, que satisfagan los requisitos funcionales.

Convencionalmente las estructuras se agrupan según la siguiente tipología:

- **Vigas**

Están formadas por elementos lineales unidos rígidamente entre sí, y que pueden absorber esfuerzos de flexión y cortadura, sin torsión. También pueden absorber esfuerzo axial, pero éste está desacoplado de los esfuerzos de flexión y cortadura, en la hipótesis de pequeñas deformaciones, ver figura 1.9 a.

- **Arcos**

Son estructuras compuestas por una única pieza, cuya directriz es habitualmente una curva plana. Absorben esfuerzos axiales, de flexión y de cortadura. Como caso general existen también los arcos espaciales, cuya directriz es una curva no plana, ver figura 1.9 b.

- **Cerchas o celosías**

Están formadas por elementos articulados entre sí, y con cargas actuantes únicamente en los nudos. Los elementos trabajan a esfuerzo axial, y no hay flexión ni cortadura. Por su disposición espacial pueden ser planas o tridimensionales, ver figura 1.9 c.

- **Pórticos planos**

Son estructuras compuestas por elementos prismáticos, unidos rígidamente entre sí, y dispuestos formando una retícula plana, con las fuerzas actuantes situadas en su plano. Estas estructuras se deforman dentro de su plano y sus elementos trabajan a flexión, cortadura y esfuerzo axial, ver figura 1.9 d.

- **Pórticos espaciales**

Son similares a los anteriores, pero situados formando una retícula espacial. Sus elementos pueden trabajar a esfuerzo axial, torsión y flexión en dos planos, ver figura 1.9 e.

- **Emparrillado.**

En este sistema se combinan elementos tipo barra con elementos tipo viga o columna unidas por articulaciones, ver figura 1.9 f.

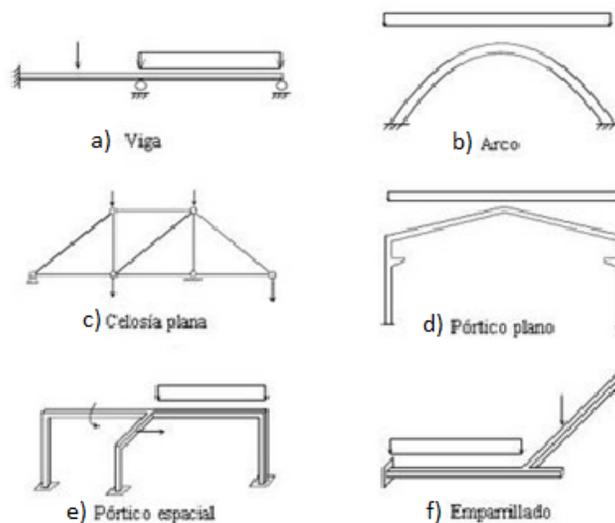


Figura 1.9 Clasificación general de las estructuras

1.2.2 MIEMBROS ESTRUCTURALES²

Los miembros estructurales se dividen en grupos dependiendo de;

Carga que transmiten:

- a. Tensores: Transmiten carga de tensión
- b. Columnas: Transmiten carga de compresión
- c. Trabes: Transmiten carga de flexión
- d. Ejes o Flechas: Transmiten carga de torsión

Formas y dimensiones:

- a. Miembros estructurales laminados en caliente.

Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación a sus áreas.

Los miembros estructurales laminados, se forman comprimiendo el acero caliente blando repetidamente, a través de una serie de rodillos que le dan la forma de un elemento lineal con una sección transversal constante. Se moldean formas simples de varilla redonda y barras planas, flejes y láminas, así como perfiles más complejos en forma I, T, L, H, C, Z. Otros perfiles especiales, tales como rieles o tablestacas, también pueden formarse de otra forma.

Los perfiles de acero se designan por la forma de la sección transversal, entre los más comunes están, la te, placas y perfiles W, S o M (ver figura 1.10) para uso expuesto, para minimizar las cargas de viento o por razones estéticas, puede escogerse la sección tubular. Los miembros propuestos se forman conectando dos o más perfiles estructurales con separadores, celosía con placas continuas, de manera que trabajen en conjunto como unidad. Los miembros angulares y canal, puede usarse en la construcción de armaduras planas conectadas a placas de nudos con remaches, pernos o soldaduras.

² <http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/2232/1/CD-2966.pdf>

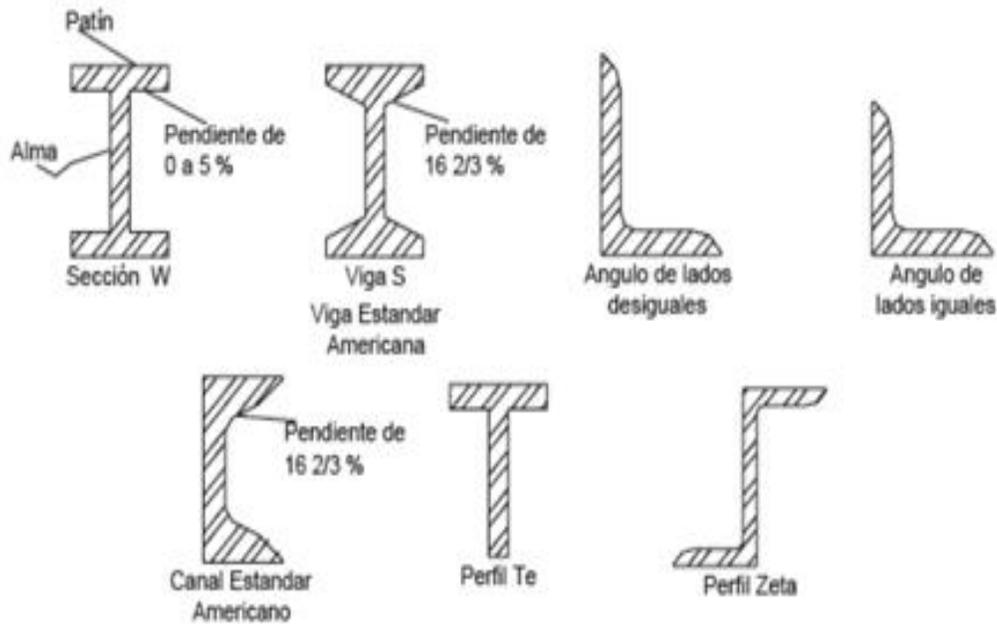


Figura 1.10 Tipos de perfiles de acero por la forma de la sección transversal

1.2.2.1 Miembros estructurales de lámina delgada ³

Los miembros estructurales de lámina delgada se usan ampliamente en estructuras sometidas a cargas ligeras y moderadas ó bien en claros cortos, para tales estructuras es antieconómica la utilización de perfiles laminados en caliente, por ser muy pequeño el esfuerzo desarrollado por el perfil disponible. La ventaja de los miembros de lámina delgada deriva de la facilidad que hay para conformar una gran variedad de perfiles, diseñados para utilizar el material con efectividad, y para simplificar y acelerar los procesos de construcción; se obtiene una considerable economía mediante la producción en serie de elementos estructurales estandarizados.

Los miembros de lámina delgada se forman en frío, a partir de láminas o tiras de acero, con espesor que fluctúan de 1,2 mm a cerca de 6,35mm. Los perfiles comunes son canales, zetas, ángulos entre otros, como se indica en la figura 1.11.

³ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg. 777 - 779

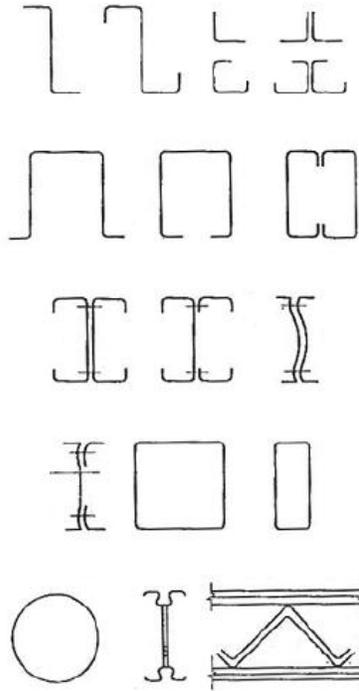


Figura 1.11 Tipos de miembros de lamina delgada

1.2.3 TIPOS DE CARGA PARA EL DISEÑO.

1.2.3.1 Cargas permanentes o muertas

Son aquellas cargas que tiene pequeñas variaciones durante el periodo de vida útil de la estructura, se consideran: el peso propio de la estructura más las carga por concepto de elementos de unión.

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Para diseñar una estructura y pesos exactos de las partes no se conocen, hasta que se hace el análisis estructural y se selecciona los miembros de la estructura. Los pesos, determinados de acuerdo con el diseño, deben compararse con los pesos estimados. Si se tiene grandes discrepancias, será

necesario repetir el análisis y efectuar el diseño con una estimación más precisa de las cargas.⁴

1.2.3.2 Cargas variables o vivas.

Son las cargas que tienen una elevada posibilidad de variaciones en pequeños intervalos de tiempos, y no son despreciables tales como:

- Cargas de impacto
- Cargas Laterales
 - Cargas de viento
 - Cargas de sismo
- Montaje y mantenimiento

1.2.3.2.1 Cargas de impacto.⁵

Las cargas de impacto las causan las vibraciones de las cargas móviles. Estas cargas son iguales a la diferencia entre la magnitud de las cargas realmente generadas y la magnitud de las cargas consideradas como muertas.

La especificación ASD (A4.2) requiere que las estructuras que van a soportar cargas vivas con tendencia a causar impacto, se diseñen con sus cargas nominales supuestas incrementadas con los siguientes porcentajes mínimos:

Tabla 1-1 Cargas de impacto.

Descripción del trabajo	Porcentajes mínimos
Para soportes de elevadores.	100%
Para traveses de soporte de grúas viajeras operadas desde el piso y sus conexiones.	10%

⁴ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999; 4ta Edición; pg. 32.

⁵ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999; 4ta Edición; pg. 34.

Para traveses de soporte de grúas viajeras con cabina de operación y sus conexiones.	25%
Para soportes de maquinaria ligera con árbol de transmisión o motor.	20%
Para soportes de maquinaria con movimiento alternativo o unidades impulsadoras.	50%
Para tirantes que soporten pisos o balcones.	33%

1.2.3.2.2 Cargas laterales.

Las cargas laterales son de dos tipos principales: de viento y de sismo⁶

1. Fuerza por acción del viento.⁷

Se considera primordialmente la acción del viento sobre las áreas más amplias y expuestas, además se tomará en cuenta fuerzas producidas por la incidencia sobre los perfiles del puente. La velocidad del viento, se la ha considerado contante sobre toda la estructura, a pesar de ser esta una suposición que sobrevalora las cargas, puesto que la realidad corresponde a un perfil de velocidades que tiene un mínimo en los niveles cercanos al suelo y va aumentando a medida que aumenta la altura desde el suelo.

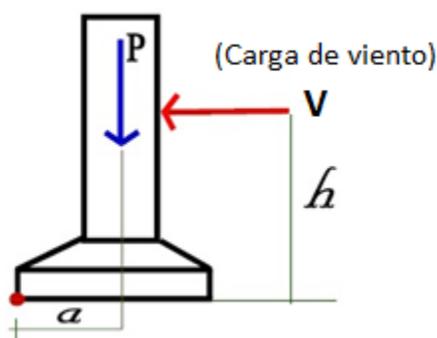


Figura 1.12 Fuerza por acción del viento

⁶ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999; 4ta Edición; pg. 34.

⁷ Telecommunications Industry Association; Norma TIA/EIA-222-F; Edición del 96; pag 4-12.

La fuerzas de viento actúan como presiones sobre las superficies verticales o barlovento, como presiones o succiones sobre superficies inclinadas o barlovento y como succiones sobre superficies planas y superficies verticales o inclinadas a sotavento debido a la creación de presiones negativas o vacíos. ⁸

2. Fuerza sísmica.⁹

Las estructuras destinadas a las edificaciones, incluyendo las estructuras autosoportadas que no son edificios, las cuales soportan cargas verticales y deben de resistir los efectos sísmicos, como puentes grúa deben de cumplir con ciertos requerimientos mínimos del código Ecuatoriano de la construcción.

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y prevenir daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de los ocupantes.

2.1 Fundamentación del mapa de zonificación¹⁰

La modelación de la geometría de las fuentes sismogénicas se alimentó de la información geodésica reciente que proporciona el campo de velocidades del Ecuador a partir de mediciones GPS de precisión y de modelos del acoplamiento de segmentos de la subducción

⁸ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999; 4ta Edición; pg. 34.

⁹ INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; 1ra edición del 2001; pg. 8,36

¹⁰ (NEC2011-CAP.2-PELIGRO SISMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE-021412), pag: 10-23, 40, 49, 57, 65, 67

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nor-oriental que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta (Tabla 1.2).

Para facilitar la determinación del valor de Z, en la Tabla 1.3 se incluye un listado de algunas poblaciones del país con el valor correspondiente. Si se ha de diseñar una estructura en una población o zona que no consta en la lista y que se dificulte la caracterización se debe escogerse el valor de la población más cercana.

Tabla 1.2: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 1.3: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

SAN ANTONIO DE PICHINCHA	SAN ANTONIO	QUITO	PICHINCHA	0.40
CUMBAYA	CUMBAYA	QUITO	PICHINCHA	0.40
ARMENIA	GUANGOPOLO	QUITO	PICHINCHA	0.40
UYUMBICHO	AMAGUADA	QUITO	PICHINCHA	0.40
ALOAG	ALOAG	MEJIA	PICHINCHA	0.40
CANGAGHUA	CANGAHUA	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40
GUAYLLABAMBA	GUAYLLABAMBA	QUITO	PICHINCHA	0.40
ASCAZUBI	ASCAZUBI	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40
POMASQUI	POMASQUI	QUITO	PICHINCHA	0.40
CALDERON	CALDERON (CARAPUNGO)	QUITO	PICHINCHA	0.40
NAYON	NAYON	QUITO	PICHINCHA	0.40
ZAMBIZA	ZAMBIZA	QUITO	PICHINCHA	0.40
YARUQUI	YARUQUI	QUITO	PICHINCHA	0.40
CHECA	CHECA (CHILPA)	QUITO	PICHINCHA	0.40

2.2 Coeficientes de amplificación o de amplificación dinámica de perfiles de suelo Fa.

En la Tabla 1.5 se presenta los valores del coeficiente **Fa** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. Estos valores obedecen a estudios recientes de respuesta dinámica en suelos estudiados por Seed et al. (1997 y 2001), Tena-Colunga, et al. (2009), Vera Grunauer et al. (2006) y Vera Grunauer, X (2010), Huang, et al. (2010).

Tabla 1.4. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3 —Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75) F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m) F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Tabla 1.5: Tipo de suelo y Factor de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota					

(NEC2011-CAP.2-PELIGRO SISMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE-021412)

2.3 Diseño basado en fuerzas: determinación de las fuerzas

2.3.1 Sísmicas de diseño mínimas y efectos relacionados

a) REQUISITOS GENERALES

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

b) CARGA SÍSMICA REACTIVA W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso.

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

2.4.1 Coeficiente I.

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 1.6, y se adoptará el correspondiente factor de importancia. El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para

estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño

El diseño de las estructuras con factor de importancia 1.0 cumplirá con todos los requisitos establecidos en la norma (NEC2011-cap.2-peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente-021412).

Tabla 1.6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

2.5 Factor de reducción de resistencia sísmica R.

La presente Norma (NEC2011-cap.2-peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente-021412) requiere que el diseñador seleccione el sistema estructural a utilizarse para la edificación, de entre dos grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos en la Tabla 1.7, junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente. Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la Tabla 1.7.

Tabla 1.7: Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

Tabla 1.8. Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

2.6 Espectros elásticos de diseño

Se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta = 1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galapagos), 2.6 (Provincias del Oriente)

2.7 Otras estructuras diferentes a las estructuras de edificación

Se diseñará para resistir fuerzas laterales mínimas no menores a las determinadas para estructuras de edificación especificadas anteriormente en este documento, con los siguientes requisitos y excepciones adicionales:

El factor R se determinará, según la estructura a diseñarse se asemeje en mayor medida a alguna descrita en dichas tablas, caso contrario se debe adoptar el valor de $R=1$; asimismo, el cortante basal de diseño último no debe ser menor que:

$$V = \frac{\eta * Z * F_a * I}{R} * W$$

Ecuación 1-1

η = amplificación espectral

Z = Zona sísmica

F_a = Coeficiente de amplificación dinámica de perfiles de suelos

I = Factor tipo de uso destino e importancia

R = Coeficiente de reducción

W = Peso de la estructura

2.8 Filosofía de diseño sismo-resistente

Es la intención de la presente norma (NEC2011-cap.2-peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente-021412) que, al cumplir con los requisitos aquí detallados, se proporcione a una estructura de uso normal de edificación, un adecuado diseño sismo resistente que cumpla con la siguiente filosofía:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar danos no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.
- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

1.2.3.3 Factor de Seguridad.¹¹

El factor de seguridad de un miembro estructural, se define como la razón de la resistencia del miembro a esfuerzo máximo esperado. La resistencia de un miembro que se usa para determinar el factor de seguridad se puede considerar como la resistencia última del miembro, pero a menudo se usa un valor menor. Por ejemplo se puede suponer que la falla ocurre cuando el miembro sufre deformaciones excesivas. Si este es el caso el factor de seguridad se podría determinar dividiendo el esfuerzo de fluencia entre el esfuerzo máximo esperado. En materiales dúctiles, el factor de seguridad se basa usualmente en el esfuerzo de fluencia, mientras que el material frágil se basa usualmente en la resistencia última.

Algunas de las incertidumbres que afectan a los factores de seguridad son:

1. La resistencia de los materiales puede variar inicialmente en forma considerable respecto a los valores supuestos, y la variación será mayor con el paso del tiempo debido al flujo plástico, a la corrosión y a la fatiga.
2. Los métodos de análisis están sujetos con frecuencia a errores apreciables.
3. Los fenómenos naturales como huracanes, sismos, etc., causan condiciones difíciles de predecir.
4. Los esfuerzos producidos durante la fabricación y el montaje a veces son severos.
5. Otras incertidumbres son la presencia de esfuerzos residuales y concentraciones de esfuerzos, variaciones en las dimensiones de las secciones transversales etc.

Cuando se trata de miembros primarios o secundarios puede ser razonable usar factores de seguridad grandes para el diseño de miembros primarios, y pequeños para miembros secundarios.

¹¹ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999; 4ta Edición; pg. 43, 44.

1.2.4 CONEXIONES¹²

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura. Las conexiones están formadas por:

1. Las partes afectadas de los miembros conectados (por ejemplo, almas de vigas),
2. Por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas),
3. Por conectores (soldaduras, tornillos y remaches).

Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada:

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

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas autocontroladas en los elementos de unión, y se dejarán holguras en los bordes, con la misma finalidad.

1.2.4.1 Excentricidades

Deben tenerse en cuenta en el diseño las excentricidades que se generen en las conexiones, incluso cuando provengan que los ejes de los miembros no concurren en un punto.

¹² <http://www.jjcoopsa.com.mx/reglamweb/dmetalica/nortecomd5.htm>

El centro de gravedad del grupo de remaches, tornillos o soldaduras colocados en el extremo de un miembro sometido a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no suceda, debe tomarse en cuenta el efecto de las excentricidades resultantes, excepto en conexiones de ángulos sencillos, ángulos dobles y otros elementos similares cargados estáticamente, en las que no es necesario balancear las soldaduras para lograr la coincidencia indicada arriba, ni tener en cuenta la excentricidad entre el eje del miembro y las líneas de gramil de remaches o tornillos.

1.2.4.2 Uniones atornilladas.

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura.

1.2.4.3 Tamaño de agujeros para tornillos.

Además de los agujeros para un tamaño estándar de tornillo son de 1/16 plg mayor al diámetro correspondiente del tornillo, existen otro tipo de agujeros que son:

Los agujeros holgados: Son útiles para acelerar el proceso de montaje, se aplica para cualquier tipo de placas considerando que la carga no exceda la resistencia permisible al deslizamiento. No debe utilizarse en juntas tipo aplastamiento. Se utiliza roldanas endurecidas en los agujeros holgados en las placas exteriores

Agujeros de ranura corta: pueden usarse independientemente de la dirección de la carga si la resistencia permisible de deslizamiento es mayor que la fuerza aplicada, y la carga se aplique en una dirección aproximadamente normal a la ranura. Pueden utilizarse en juntas tipo aplastamiento y se considera necesario usar roldanas sobre agujeros de ranura corta en placas exteriores.

Agujeros de ranura larga: pueden usarse en cualquier superficie de contacto, en conexiones tipo fricción o tipo aplastamiento. En juntas tipo fricción estos agujeros pueden utilizarse en cualquier dirección, pero en juntas tipo aplastamiento la

carga debe ser aproximadamente normal a los ejes de los agujeros. Si se usan agujeros de ranura larga en una capa exterior es necesario cubrirlos con roldanas o con una barra continua.

Tabla 1.9: Dimensiones nominales de agujeros

Dimensiones de los agujeros				
Diámetro del tornillo	Estándar (diámetro)	Agrandados (diámetro)	De ranura corta (diámetro)	De ranura larga (diámetro)
$\frac{1}{2}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{9}{16} * \frac{11}{16}$	$\frac{9}{16} * 1\frac{1}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{11}{16} * \frac{7}{8}$	$\frac{11}{16} * 1\frac{9}{16}$
$\frac{3}{4}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{15}{16}$	$\frac{13}{16} * 1$	$\frac{13}{16} * 1\frac{7}{8}$
$\frac{7}{8}$	$\frac{15}{16}$	$1\frac{9}{16}$	$\frac{15}{16} * 1\frac{1}{8}$	$\frac{15}{16} * 2\frac{3}{16}$
1	$1\frac{9}{16}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{16} * 1\frac{5}{16}$	$1\frac{1}{16} * 2\frac{1}{2}$
$\geq 1\frac{1}{8}$	$d + \frac{9}{16}$	$d + \frac{5}{16}$	$\left(d + \frac{1}{16}\right) * \left(d + \frac{3}{8}\right)$	$\left(d + \frac{1}{16}\right) * (2,5 * d)$

Fuente: American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction Allowable Stress Design, novena edición (Chicago: AISC, 1989). Tabla J3.1, pág. 5-71. Reimpreso con permiso del AISC.

1.2.4.4 Separación y distancia entre tornillo

Para comprender mejor la terminología se darán unas definiciones esenciales.

El paso (p) es la distancia centro a centro entre tornillos en una dirección paralela al eje del miembro.

El gramil (g) es la distancia centro a centro entre hileras de tornillos perpendicular al eje del miembro.

La *distancia al borde* es la distancia del centro del tornillo al borde adyacente de un miembro.

La *distancia entre tornillos* es la distancia más corta entre tornillos sobre la misma o diferente hilera de gramiles, ver figura 1.13.

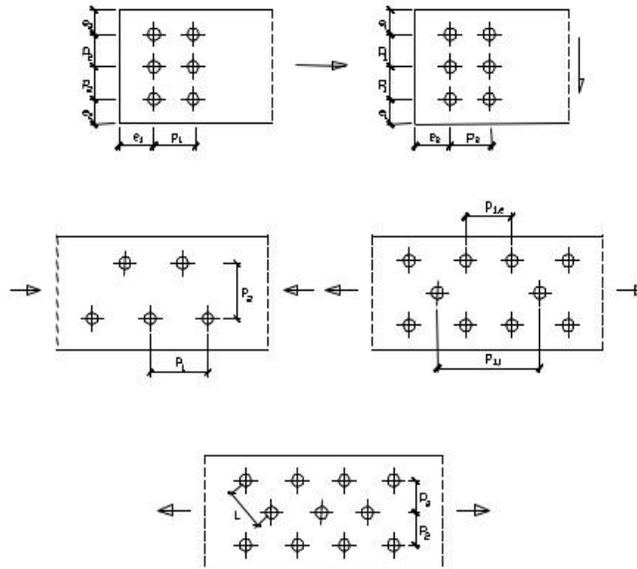


Figura 1.13 Distancia entre tornillos

Los tornillos deben colocarse a una distancia suficiente entre sí para permitir su instalación eficiente y prevenir fallas por tensión en los miembros entre los tornillos. Las especificaciones ADS J3.8 estipulan una distancia mínima centro a centro para agujeros holgados o de ranura, igual o no menos que $2 \frac{2}{8}$ diámetros (de preferencia tres diámetros).

La distancia mínima de centro a centro se estipula con la siguiente fórmula:

$$\text{Dis. min.centro a centro} = \frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2} \quad \text{Ecuación 1-2}$$

P =Fuerza transmitida por un conector a la parte critica

F_u =resistencia mínima a tensión especificada de la parte critica

t= es su espesor

d=diámetro del agujero.

Si los agujeros son agrandados o ranurados la distancia mínima centro a centro se determina con la expresión anterior más el incremento aplicable C1 dado en la tabla 1-10. La distancia libre entre los agujeros agrandados nunca debe ser menor que el diámetro del tornillo asociado con ellos.

Tabla 1.10: Valores de incremento C1 de espaciamiento para determinar las separaciones mínimas de agujeros agrandados.

		Agujeros de ranura		
		Perpendicular a la línea de Fuerza.	Paralelo a la línea de la fuerza	
Diámetro nominal del tornillo	Agujeros Agrandados			De ranura Corta
$\leq \frac{7}{8}$	$\frac{1}{8}$	0	$\frac{3}{16}$	$1\frac{1}{2}d - \frac{1}{16}$
1	$\frac{3}{16}$	0	$\frac{1}{4}$	$1\frac{7}{16}$
$\geq 1\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	0	$\frac{5}{16}$	$1\frac{1}{2}d - \frac{1}{16}$

Fuente: American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction Allowable Stress Design, novena edición (Chicago: AISC, 1989). Tabla J3.4, pág. 5-76. Reimpreso con permiso del AISC.

1.2.4.5 Distancia mínima al borde

Los tornillos no deben colocarse cerca de los bordes de un miembro por dos razones principales:

El punzonado de los agujeros cerca de los bordes pueden ocasionar que el agujero se abombe o se agriete.

También existe el peligro de que el sujetador desgare al metal.

Para evitar estos posibles problemas se recomienda *por práctica común colocar el sujetador a una distancia mínima del borde de la placa a 1.5 o 2 veces el diámetro del sujetador.*¹³

Ayudando de esta manera a que el metal en esa zona tenga una resistencia al corte igual a la de los sujetadores.

La especificación ADS J3.9 indica que la distancia entre el centro de agujero y el borde no deben ser menores a los valores de la tabla 1-11, ni al valor obtenido por la fórmula

$$\text{Dis. min.al borde} = \frac{2P}{F_{ut}} \qquad \text{Ecuación 1-3}$$

P=Fuerza transmitida por un conector a la parte crítica

F_u=resistencia mínima a tensión especificada de la parte crítica

Si se trabaja con agujeros holgados o ranurados, la distancia mínima al borde no debe ser menor a la requerida para agujeros estándar más un incremento de C2.

¹³ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999; 4ta Edición; pg. 300.

Tabla 1.11 Distancia mínima a bordes para agujeros estándar.

Diámetro del tornillo plg	Bordes recortados mecánicamente	Bordes laminado de placas, perfiles, barras o bordes cortados con gas
$\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$1\frac{1}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1\frac{1}{2}b$	$1\frac{1}{8}$
1	$1\frac{3}{4}b$	$1\frac{1}{4}$
$1\frac{1}{8}$	2	$1\frac{1}{2}$
$1\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{5}{8}$
$\geq 1\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{4} * d$	$1\frac{1}{4} * d$

Fuente: American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction Allowable Stress Design, novena edición (Chicago: AISC, 1989). Tabla J3.1, pág. 5-76. Reimpreso con permiso del AISC.

1.2.4.6 Distancia máxima al borde.¹⁴

Según las especificaciones ADS J3.10, establece que la distancia máxima al borde debe ser 12 veces el espesor de la placa, pero sin exceder de 6 plg. Si los tornillos se colocan muy lejos de los bordes, pueden aparecer aberturas entre los miembros conectados. Para miembros armados sin pintar hechos de acero

¹⁴ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999; 4ta Edición; pg. 301.

resistente a la intemperie, la distancia máxima al borde es de 8 veces el espesor pero si exceder de 5 plg, ver la tabla 1.12.

Tabla 1.12: Valores de incremento C2 para distancias máximas al borde de agujeros agrandados.

Diámetro nominal del conector	Agujeros agrandado	Agujeros de ranurados		
		Perpendicularidad al borde		Paralela al borde
		De ranura corta	De ranura larga	
$\leq \frac{7}{8}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{3}{4}d$	0
1	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{8}$		
$\geq 1\frac{1}{8}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{3}{16}$		

Fuente: American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction Allowable Stress Design, novena edición (Chicago: AISC, 1989). Tabla J3.1, pág. 5-76. Reimpreso con permiso del AISC.

1.2.4.7 Conexiones tipo aplastamiento.

Resistencia al corte.

En este tipo de conexiones las cargas por transmitirse son mayores que la resistencia a la fricción generada al apretar los tornillos, en consecuencia se presenta un pequeño deslizamiento entre los miembros conectados, quedando los tornillos sometidos a corte y aplastamiento. En un tornillo sometido a cortante la resistencia permisible de diseño es igual al esfuerzo cortante permisible del tornillo (klb/plg^2) multiplicado por el área de la sección transversal.

En tabla J3.2 del manual AISC se muestra los esfuerzos cortantes permisibles para tornillo de alta resistencia.

Resistencia al aplastamiento.

La resistencia por aplastamiento permisible es igual al esfuerzo permisible por aplastamiento de la parte conectado (en klb/plg^2) multiplicado por el diámetro del tornillo y por el espesor del miembro que se apoya en el tornillo. Cuando la distancia L_e que está comprendida en la dirección de la fuerza y va desde el centro del agujero agrandado o regular hasta el borde de la parte conectada no es menor que $1 \frac{1}{2}$ veces el diámetro del tornillo y la distancia de centro a centro de los tornillos no es menor que 3 veces el diámetro del tornillo se usan 2 o más tornillos en dirección de la línea de la fuerza, para esto se considera una resistencia por aplastamiento de:

$$F_p = 1.2F_u \quad \text{para agujeros estándar o de ranura corta} \quad (\text{Ec.1-4})$$

$$F_p = 1.0F_u \quad \text{agujeros de ranura larga perpendicular a la carga.} \quad (\text{Ec.1-5})$$

Si las deformaciones alrededor de los agujeros no son en referencia para el diseño, las dos expresiones pueden remplazarse por:

$$F_p = 1.5F_u \quad (\text{Ec.1-6})$$

Cuando existe una distancia al extremo menor a $1 \frac{1}{2} d$ para uno a mas tronillos en la línea F_p se determina con la siguiente expresión.

$$F_p = \frac{L_e F_u}{2d} \leq 1.2F_u \quad (\text{Ec.1-7})$$

1.2.4.8 Resistencia mínima de las conexiones

Las especificaciones ASD J1.6 establecen que, excepto para celosías, tensores y largueros de pared, las conexiones deben tener resistencias de diseño suficientes para soportar cargas factorizadas de por lo menos 6lb.

1.2.4.9 Tornillos cargados excéntricamente.

Los tornillos cargados excéntricamente se encuentran sujetos a corte y a momentos de flexión, ver figura 1.14. Es muy conveniente en las armaduras tener

alineado el centro de gravedad del miembro, con el centro de gravedad de los tornillos en sus conexiones de extremo, pero esto no es tan fácil de realizar y a menudo las conexiones se encuentran sujetas a momentos.

Se establece en general que el centro de gravedad de las conexiones deberá coincidir con el centro de gravedad del miembro. Se considera en la sección J1.9 de las especificaciones ADS algunas excepciones para la regla general ya que no es aplicable a las conexiones de extremo de ángulos simples cargados estáticamente, ni para ángulos dobles o miembros similares. Es decir las excentricidades entre los centros de gravedad de estos miembros y los centros de gravedad de las conexiones son despreciables a menos que se tenga carga de fatiga.

Las especificaciones ADS proporciona valores para calcular la resistencia del diseño de tornillos individuales, pero no especifican un método para calcular la fuerza en los sujetadores cuando se encuentran cargados excéntricamente. Por consiguiente el método de análisis esta a decisión del proyectista.

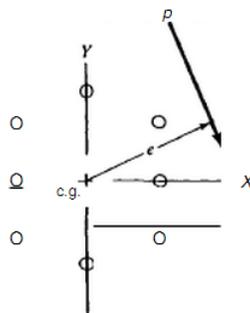


Figura 1.14 Tornillo cargado excéntricamente

1.2.5 CONEXIONES SOLDADAS.

La soldadura es un proceso donde se unen partes metálicas a través de calentamiento de los materiales permitiendo que estos fluyan y se unan con o sin la adición de otro material.

1.2.5.1 Soldaduras de filete.

Mediante pruebas se ha demostrado que la soldadura de filete es más resistente a la tensión y a la compresión que al corte, de modo que los esfuerzos a determinar en soldadura de filete son los esfuerzos de corte. Para ello cuando se utiliza soldadura de filete es conveniente arreglar las conexiones de tal forma que solo se encuentren sujetas a esfuerzos cortantes, y no a esfuerzos combinados de cortante - tensión o cortante - compresión.

Generalmente este tipo de soldadura cuando se le somete a pruebas de ruptura suele fallar por cortante en ángulos aproximados a 45° , en la parte de la garganta. La resistencia para este tipo de soldadura se supone igual al esfuerzo de corte permisible por el área teórica de la garganta (área de la garganta igual al grueso teórico de la garganta por la longitud de la soldadura). Se debe considerar que para filetes de 45° o de lados iguales el grueso de la garganta es 0.707 veces el tamaño de la soldadura.

La soldadura de filete de preferencia debe tener una superficie plana o ligeramente convexa, ver la figura 1.15, puesto que un filete cóncavo de contrae y su superficie tiene lugar una tensión, lo que tiende a agrietar, pero si es convexa la contracción no provocará tensión en la superficie sino lo contrario como la cara se acorta, se produce compresión.

También se debe considerar que el ángulo más conveniente para este tipo de soldadura está en los 45° y las dimensiones de sus lados deben ser iguales.

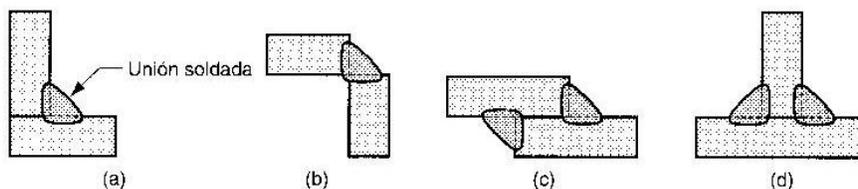


Figura 1.15 Soldadura de filete

1.2.5.2 Resistencia permisible de la soldadura.

Como se indicó anteriormente el esfuerzo en la soldadura se considera igual a la carga P dividido entre el área de la garganta efectiva de la soldadura. El método para determinar la resistencia de la soldadura no toma en cuenta la dirección de la carga. A través de pruebas se ha demostrado que los filetes transversales a la carga son un tercio más resistente que los filetes longitudinales a la carga.

También se consideran que los filetes transversales son más resistentes porque el esfuerzo se encuentra uniformemente repartido en su longitud total y tiene mayor resistencia a la rotura ya que esta se produce a un ángulo diferente de 45° obteniendo un área de garganta efectiva mayor, por lo contrario en los filetes longitudinales el esfuerzo se reparten en forma dispersa ya que se presentan deformaciones que varían a lo largo de la soldadura.

1.2.5.3 Diseño de la soldadura de filete.

La soldadura de filete no debe diseñarse usando un esfuerzo permisible mayor que el permitido en los miembros adyacentes que van a conectarse. Considerando que es *esfuerzo cortante permisible* considerado en el área efectiva de las soldaduras de filete es 0,30 veces la resistencia a tensión del electrodo, pero no debe exceder el esfuerzo permisible del material base (0,6 Fy, en tensión).¹⁵

Para calcular la resistencia permisible se aplican las siguientes fórmulas; estas varían dependiendo del proceso que se aplique para soldar

$$\text{Espesor de la garganta efectiva} = t_e = f_e * F_s \quad \text{Ec 1-8}$$

f_e = factor dependiente del tipo de electrodo (0,707).

F_s = filete de la soldadura

$$\text{Resistencia de la soldadura por plg} = R_{plg} = t_e * (f_{e1} * r_n) \quad \text{Ec 1-9}$$

¹⁵ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999; pg. 377.

t_e =espesor de la garganta efectiva

f_{e1} =factor constante de resistencia nominal a tensión (0,30)

r_n =resistencia nominal a tensión del metal de aportación

$$\text{Resistencia permisible a tensión de la soldadura} = l_T * R_{plg} \quad \text{Ec 1-10}$$

l_T =longitud total de la soldadura

R_{plg} = Resistencia de la soldadura por plg

$$\text{Resistencia permisible a tensión de la placa} = A_S * \sigma_m \quad \text{Ec 1-11}$$

A_S =Área de la barra que va unida al soporte principal

σ_m =Esfuerzo permisible del material (0,66 F_y)

1.2.5.4 Diseño de soldadura de filete para miembros de armaduras.

Si solo son ángulos simples o dobles, los miembros de una armadura soldada y están únicamente sujeto a cargas axiales estáticas las especificaciones ADS acepta que sus conexiones se diseñen según las formulas para diseño de soldadura de filete. El calculista tiene la libertad de seleccionar el espesor de la soldadura, longitud de la soldadura y colocar los cordones de soldadura que considere convenientes.

Como ya se especificó anteriormente se pueden usar las siguientes fórmulas si cumplen ciertas condiciones ya mencionadas.

$$\text{Capacidad a tensión del ángulo (P)} = A_S * \sigma_m \quad \text{Ec 1-12}$$

A_S =Área de la barra que va unida al soporte principal

σ_m =Esfuerzo permisible del material (0,66 F_y)

$$\text{Tamaño máximo de la soldadura } T_{sol} = e - C_1 \quad \text{Ec 1-13}$$

e=espesor del ángulo a soldar

C₁=coeficiente según especificaciones ASD J2.2b

Tamaño mínimo de la soldadura= C₂ Ec 1-14

C₂=coeficiente según especificaciones ASD J2.2b

Espesor de la garganta efectiva= t_e=f_{e1}*F_s Ec 1-15

f_e=factor dependiente del tipo de electrodo (0,707).

F_s=filete de la soldadura

Capacidad de la soldadura por plg=R_{plg}= t_e*(f_{e1}*r_n) Ec 1-16

t_e=espesor de la garganta efectiva

f_{e1}=factor constante de resistencia nominal a tensión (0,30)

r_n=resistencia nominal a tensión del metal de aportación

longitud total de la soldadura (l_T)= $\frac{P}{R_{plg}}$ Ec 1-17

Se considera que, si el miembro es simétrico, las soldaduras se colocarán simétricamente, pero si el miembro no es simétrico, las soldaduras no serán simétricas.

1.2.5.5 Cortante y torsión

A menudo en las soldaduras de filete están sometidas a cargas aplicadas excéntricamente, por lo que la soldaduras quedan expuestas a cortantes y torsión, o bien a cortante y flexión.

Las especificaciones ADS proporcionan las resistencias de diseño permisibles de las soldaduras, pero no especifican el método de análisis para estas cuando están

cargadas excéntricamente. El proyectista selecciona el método, y entre ellos tenemos;

a) MÉTODO ELÁSTICO

En este método la fricción a resistencia al deslizamiento entre las partes conectadas se ignora ya que estas se suponen totalmente rígidas¹⁶.

Se considera que toda la deformación ocurre en la soldadura; el esfuerzo ocasionado por la torsión se puede calcular con la siguiente expresión.

$$f = \frac{Td}{J} \quad \text{Ec.1-18}$$

T=par de torsión.

d=distancia del c.g de la soldadura al punto que se considera.

J=momento polar de inercia de la soldadura.

Se puede descomponer la fuerza en sus componentes horizontales y verticales (h y v) que corresponden a las componentes de la distancia.

$$f_v = \frac{Tv}{J} \quad f_h = \frac{Th}{J} \quad \text{Ec.1-19}$$

Para diseñar una soldadura sujeta a corte y torsión es conveniente considerar una soldadura de una pulgada, y calcular los esfuerzos en una soldadura de estas dimensiones. Si la soldadura considerada estuviera sobreesforzada, se necesitaría una soldadura más grande; si estuviera subesforzada es conveniente una soldadura menos. Dentro de todas las posibilidades mostrar que una soldadura esta sobreesforzada o subesforzada no se tiene que estar repitiendo el proceso matemático para encontrar la dimensión de la soldadura.¹⁷

¹⁶ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999; pg. 387.

¹⁷ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999; pg. 388.

CAPITULO II

ANALISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS.

DISEÑO DEL PUENTE GRÚA.

2.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

Se tiene 5 pasos principales dentro del diseño:

1. Selección del tipo de estructura.
2. Determinación de las cargas de servicio.
3. Determinación de las reacciones, momentos y fuerzas internas.
4. Dimensionamiento de los miembros y conexiones.
5. Revisión final.

2.1.1 SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURAS.

Principalmente su selección se basa en economía, estética, funcionalidad, y sobre todo de acuerdo a las necesidades del cliente, se pueden plantear interrogantes fundamentales como:

¿Cuál es la magnitud y frecuencia de las fuerzas que soportara la estructura?

¿Cuáles son las facilidades de construcción y montaje existente?

2.1.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE SERVICIO

Ya seleccionado el tipo de estructuras se debe hacer un esquema a escala, la cual sirve para ubicar las diferentes cargas que actúan, la posible deflexión resultante y las reacciones en los apoyos.

A partir del esquema se puede estimar los tipos de cargas aplicadas, las cuales pueden ser móviles, cargas vivas de viento, sismo y momentos; en donde estas cargas están dadas de acuerdo a las normas de cada país.

Estas cargas pueden ser estáticas y dinámicas, temporales o permanentes. A estas cargas se les debe adicionar la carga muerta, que es el propio peso de la estructura, la cual aún no se conoce y será calculada en la etapa de diseño; pero esta puede ser estimada mediante el uso de tablas y formulas.

2.1.3 DETERMINACIÓN DE LOS MOMENTOS Y FUERZAS INTERNAS.

Las fuerzas y momentos en los miembros de las estructuras estáticamente determinadas y sujetas a cargas estáticas se calcula basándose en los principios de equilibrio.

En lo referente a estructuras estáticamente indeterminadas se establece algunas estimaciones en las dimensiones para determinar los esfuerzos.

2.1.4 DIMENSIONAMIENTO DE LOS MIEMBROS Y CONEXIONES.

Una vez que se ha establecido las fuerzas y reacciones se procede a diseñar cada uno de los miembros en base a las siguientes consideraciones:

- a) Rigidez y resistencia adecuada
- b) Facilidad de conexión y
- c) Economía

Las conexiones deben distribuirse de tal manera que se reduzca al mínimo las excentricidades que pueden producir flexión o torsión.

2.1.5 REVISIÓN FINAL

Se debe verificar si los pesos establecidos para el diseño de la estructura corresponden con los reales obtenidos después del cálculo.

2.2 ALTERNATIVAS DE DISEÑO ANALIZANDO LA CONSTRUCCIÓN DE LA VIGA Y LA COLUMNA.

Se citarán algunos ejemplos tanto de vigas como columnas para así poder plantear diferentes tipos de alternativas de las cuales se escogerá la que cumpla con las necesidades y parámetros de diseño.

2.2.1 VIGAS DE ALMA LLENA.

Está compuesta de una sola sección compacta por ello es capaz de desarrollar la totalidad de su momento plástico antes que ocurra cualquier tipo de falla por pandeo local. Para este tipo de vigas se utiliza casi todos los perfiles W y S de acero A-36 que son considerados compactos.

2.2.2 VIGAS CON TRABES DE CELOSÍAS

La palabra trabe engloba el significado de una viga grande a la que se encuentran conectadas otras vigas de menor tamaño, ver figura 2.1 p.

La palabra celosía es un elemento que une a los perfiles en toda su longitud, estos elementos se encuentran ubicados en forma vertical y horizontal respecto al as vigas, ver figura 2.1 r.

Las vigas de tipo compuestas presentan una carga transversal mayor a la que soportaría una viga de alma llena, ver figura 2.1 q.

Tipos de vigas de alma llena y traveses de celosías¹⁸

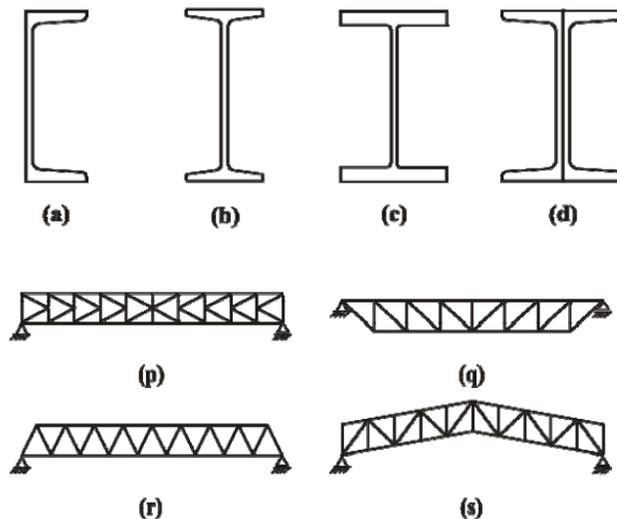


Figura 2.1 Tipo de vigas

¹⁸ http://cmetalicas.tripod.com/sitebuildercontent/T5_NAG.pdf

2.2.3 COLUMNA DE ALMA LLENA

Están formados por un solo tipo de perfil o sección, ver figura 2.1 a. Las secciones utilizadas para miembros a tensión son las mismas que se utilizan para miembros a compresión.

Para este tipos de columnas se exceptúan algunas tales como barras, placas y varillas ya que estas se utilizan para resistir cargas pequeñas ya que son consideradas miembros no rígidos los perfiles W son las que más se utilizan para columnas que se utilizan en compresión en puentes tipo grúa.

2.2.4 COLUMNAS DE CAJÓN

Son columnas que se emplean para cargas grandes y de claros largos. Se conectan en sus lados abiertos con celosías las cuales mantienen sus partes unidas entre los perfiles y los extremos de los miembros y estos se conectan con placas de unión, ver figura 2.2.

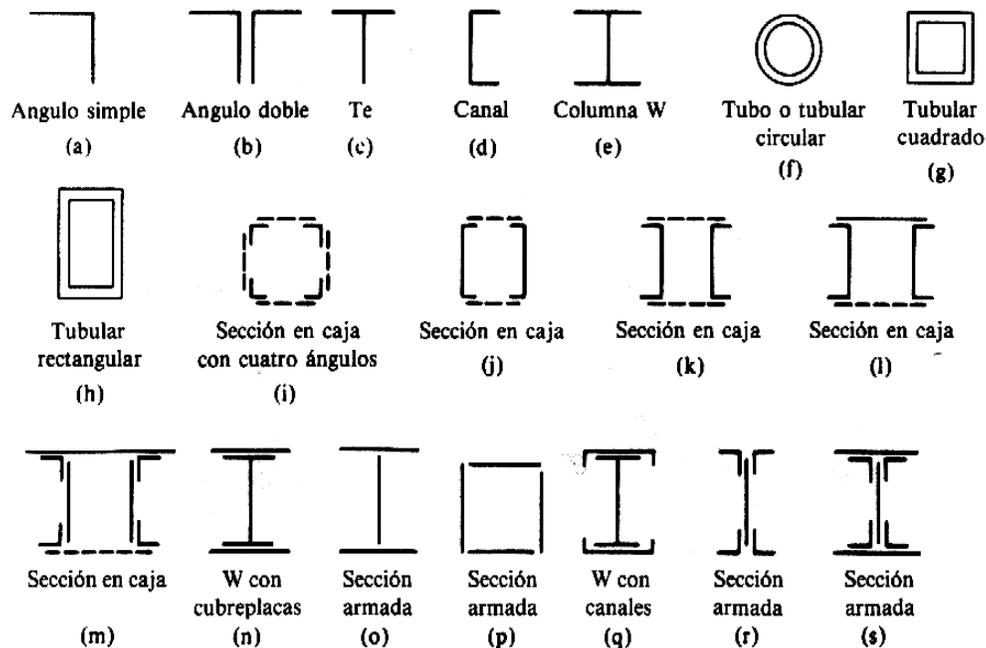


Figura 2.2 Perfiles para columnas, de alma llena y de cajón.¹⁹

¹⁹ <http://webdelprofesor.ula.ve/arquitectura/jorgem/principal/guias/columnas.pdf>

2.3 DESCRIPCIÓN DE ALTERNATIVAS.

Para el desarrollo de este capítulo se plantearán tres alternativas de selección de las cuales se procederá hacer una descripción rápida.

2.3.1 ALTERNATIVA 1

Estructura de alma llena.- caracterizada principalmente por:

- Sus elementos principales y todos o algunos secundarios son de una sola sección compacta
- Al estar formados de un solo perfil en las estructuras se presentan menos puntos de fallas por conceptos de fabricación y especialmente por fallas en las soldaduras o uniones, ver figura 2.3.
- En este tipo de estructuras garantizan un montaje de manera segura y sobretodo rápido. Cumpliendo con los tiempos determinados para el montaje.



Figura 2.3 Estructura de alma llena

2.3.2 ALTERNATIVA 2

Estructuras de cajón.- caracterizadas principalmente por:

- Los elementos principales se encuentran constituidos por dos o más elementos del mismo tipo soldados entre sí, ver figura 2.4.
- Para este tipo de estructuras se requiere mayor número de horas para su construcción, así como también mayor mano de obra y recursos.

- Se presenta mayor probabilidad de falla en las conexiones soldadas, para ello es necesario un mayor control de calidad durante la fabricación en la planta.

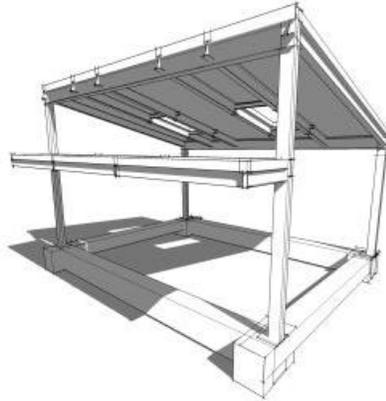


Figura 2.4 Estructuras de cajón

2.3.3 ALTERNATIVA 3

Estructuras armadas.- caracterizadas principalmente por:

- En este tipo de estructuras se presentan una mayor cantidad de elementos conectados entre sí mediante conexiones atornilladas o soldadas para conformar una sola viga o una estructura armada, ver figura 2.5.
- Este tipo de estructuras conllevan un mayor tiempo de trabajo para su fabricación debido a su sin número de uniones y componentes.
- Son utilizados fundamentalmente para claros grandes.



Figura 2.5 Estructuras armadas

2.4 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Para analizar y evaluar las alternativas se establecen cuatro parámetros principales que se deben considerar en la fabricación de un puente grúa.

1. Seguridad
2. Costo
3. Facilidad de montaje
4. Tiempo de ejecución del proyecto

Para evaluar estos parámetros se destinaran valores dependiendo de los requerimientos y necesidades ya establecidas por el cliente.

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
Seguridad	El puente grúa operara sobre personal, vehículos de proveedores, y se utilizara con el fin de facilitar el transporte de la maquinaria de clientes.
Costo	Es un parámetro que el cliente determina y tiene mucha importancia, puesto que un cliente elige el proyecto en función de calidad, seguridad y sobretodo bajo costo, prestando así un servicio eficiente
Tiempo de ejecución del proyecto	Es un factor de suma importancia puesto que todas las actividades tanto de diseño, fabricación y montaje deben encontrarse planificadas dentro de buenos criterios para evitar retrasos en estas y que sean terminados en los tiempos preestablecidos.
Facilidad de montaje	Es un punto clave que el diseñador debe cumplir de manera secuencial el cronograma de trabajo establecido evitando sanciones por retrasos en los montajes e incumplimiento de fechas establecidas

Tabla 2.1: Selección de alternativas.

Parámetros de Evaluación	Valor ponderado	Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 3	
		Pnt.	Valor	Pnt.	Valor	Pnt.	Valor
Seguridad	0,4	8	0,32	7,5	0,3	7	0,28
Costo	0,3	7,5	0,23	4	0,12	5	0,15
Tiempo de ejecución del proyecto	0,15	7	0,11	5	0,08	4	0,06
Facilidad de montaje	0,15	7,5	0,11	4	0,06	3	0,05
TOTAL	1		0,77		0,56		0,54
Puntuación alta		8 - 10					
Puntuación intermedia		5 - 7,5					
Puntuación baja		0 - 4,5					

Después de realizar el análisis de todas las alternativas se obtuvo como resultado que la mejor opción de diseño, construcción y montaje es la alternativa 1 que consiste en una estructura constituida por perfiles de alma llena, que generalmente son perfiles w según especificaciones de la AISC, debido a que presentan un sin número de ventajas entre ellas podemos mencionar las siguientes:

- El montaje es más rápido debido a que las estructuras están constituidas de un solo elemento.
- Para la construcción de este tipo de estructuras no se requiere de herramientas ni maquinarias especializadas.
- Se establecen tiempos de montajes menores y sobretodo se tiene mayor seguridad al momento del montaje tanto en mano de obra, por lo que se puede iniciar el proyecto sin menor pérdida.
- El material del que se encuentran constituidos estos tipos de perfiles es A-36.

- Se presentan costos bajos en este tipo de estructuras por lo que es muy conveniente para el cliente.

2.5 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES DEL PUENTE GRÚA.

Dimensiones:

Longitud: 18m

Luz del puente: 4m

Altura de izaje: 4,5 m

Tipo de polipasto: eléctrico

Velocidad de elevación 5 Tn: 2.7 m/min.

Peso aproximado: 170,5 kg

Potencia del motor de elevación 5 Tn: 3 Kw

Tipo de conjunto de ruedas para testero: electrico

Velocidad de traslación del puente: 21 - 11 m/ min.

Potencia del motor de traslación 5 Tn: 0,75 Kw

Voltaje de servicio: 220 V

Tensión de servicio: 50 - 60 Hz

2.5.1 CALCULO DE LAS REACCIONES EN LOS APOYOS.

Se analizará el esquema, se determinará las cargas de diseño y se definirá la carga muerta de 26lb/ft previamente después de hacer varias interacciones se determina el peso de la viga, el cual no es despreciable.

Tipo de cargas.

Carga viva (P): 5 ton = 5000kg = 11000lb

Carga muerta (M): 26 lb/ft = q

Factor de seguridad²⁰: 10% de la carga viva

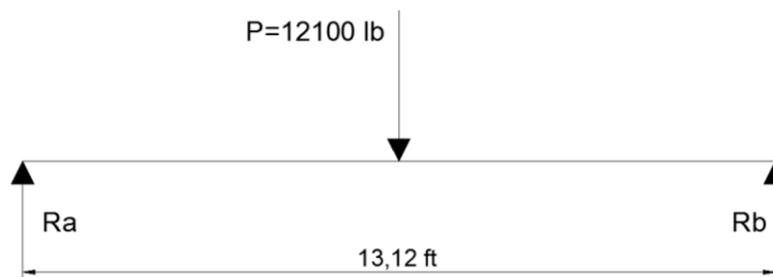
Carga viva de diseño (W): (10%(P)+P) = (0,1*11000 + 11000) = 12100lb

2.5.2 DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL

2.5.2.1 Prediseño de la viga principal

Inicialmente se realiza un pre diseño para poder seleccionar una viga con la cual se empieza a diseñar. Para ello solo se considera la carga puntual (carga viva); el peso propio de la viga (carga muerta) es considerado una vez seleccionado el perfil.

Se considerará una viga con apoyo lateral en el patín de compresión.



$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = P$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B * L = \frac{P * L}{2}$$

²⁰ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 35

$$R_B = \frac{P}{2}$$

$$R_B = \frac{12100\text{lb}}{2}$$

$$R_B = 6050\text{lb}$$

$$R_A = 6050\text{lb}$$

$$M_{\max} = \frac{PL}{4}$$

$$M_{\max} = \frac{12100 \text{ lb} * 13,12\text{ft}}{4}$$

$$M_{\max} = 39,688 \text{ klb} * \text{ft}$$

Esfuerzo permisible por flexión²¹

$$f_b = F_b = 0,66S_y$$

$$F_b = 0,66S_y$$

$$F_b = 23,76 \text{ Ksi}$$

Módulo de sección²²

$$S_x = \frac{M_x}{F_b}$$

²¹ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 192.

²² Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 181.

$$S_x = \frac{39,688 * 12 \text{ klb} * \text{plg}}{23,76 \text{ Klb/plg}^2}$$

$$S_x = 20,04 \text{ plg}^3$$

Una vez realizado el pre-diseño se procede a seleccionar un perfil basando en el módulo de sección anteriormente obtenido, este será el valor con el cual se ingrese a la tabla para seleccionar el perfil $W 12 * 26$.

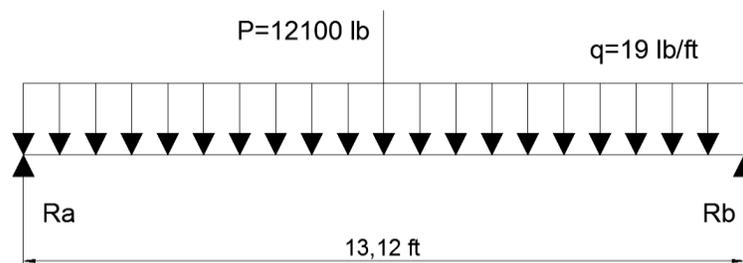
2.5.3 DISEÑO REAL DE LA VIGA PRINCIPAL

Perfil seleccionado $W 12 * 19$

Propiedades de la viga: perfil $W 12 * 19$ ²³

$I_{xx} = 130 \text{ plg}^4$	$I_{yy} = 3,76 \text{ plg}^4$	$L_c = 4,20 \text{ ft}$	$\frac{d}{A_f} = 8,67 \text{ plg}$
$S_{xx} = 21,3 \text{ plg}^3$	$S_{yy} = 1,88 \text{ plg}^3$	$L_u = 5,30 \text{ ft}$	$A = 5,57 \text{ plg}^2$
$r_x = 4,82 \text{ plg}$	$r_y = 0,822 \text{ plg}$	$L = 13,12 \text{ ft}$	$r_T = 1,00 \text{ plg}$
			$q = 19 \text{ lb/ft}$

Inicialmente se empieza el diseño con un perfil $W 12 * 19$ que podía cumplir con los requerimientos del diseño, tomando en cuenta el peso propio de la viga (Carga muerta).



²³ Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 2da Ed., 1994; pg. 1-29.

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = P + q * L$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B * L = \frac{P * L}{2} + \frac{q * L^2}{2}$$

$$R_B = \frac{P}{2} + \frac{q * L}{2}$$

$$R_B = \frac{P}{2} + \frac{q * L}{2}$$

$$R_B = \frac{12100\text{lb}}{2} + \frac{19\text{lb/ft} * 13,12\text{ft}}{2}$$

$$R_B = 6174,64 \text{ lb}$$

$$R_A = 6174,64 \text{ lb}$$

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} + \frac{PL}{4}$$

$$M_{\max} = \frac{19 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * (13,12\text{ft})^2}{8} + \frac{12100 \text{ lb} * 13,12\text{ft}}{4}$$

$$M_{\max} = 40,096 \text{ klb} * \text{ft}$$

2.5.3.1 Verificación de la resistencia de la viga seleccionada.

Para poder verificar que la viga se encuentra bien diseñada debe cumplir con dos condiciones.

a) La primera condición a cumplir es la de esbeltez a flexión donde se debe cumplir que $f_b < F_b$

Se prueba que la viga cumpla con las condiciones de esbeltez, caso contrario se aplica la ecuación del esfuerzo admisible.

Se verifica la longitud de la viga para calcular F_b

$$L_c < L \quad 4,2 \text{ ft} < 13,12 \text{ ft}$$

$$L < L_u \quad 13,12 \text{ ft} < 5,3 \text{ ft}$$

Se considera $C_b = 1$ ya que los momentos en los extremos de la viga son igual a cero²⁴.

$$\sqrt{\frac{102 * 10^3 * C_b}{S_y}} \leq \lambda_F \leq \sqrt{\frac{510 * 10^3 * C_b}{S_y}}$$

$$\lambda_F = \frac{L}{r_T}$$

$$\lambda_F = \frac{13,12 * 12 \text{ plg}}{1,00 \text{ plg}}$$

$$\lambda_F = 157,44$$

$$53 \leq 157,44 \leq 119 \quad \text{NO Cumple con la condición}$$

Aplicación de la ecuación del esfuerzo admisible²⁵.

$$F_b = \frac{12 * 10^3 * C_b}{L * \left(\frac{d}{\Delta f}\right)}$$

²⁴ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 200.

²⁵ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 195.

$$F_b = \frac{12 * 10^3 * 1 \text{ klb}}{(13,12 * 12)\text{plg} * (8,67)\text{plg}}$$

$$F_b = 8,79 \text{ KSI}$$

$$f_b = \frac{M_x}{S_x}$$

$$f_b = \frac{40,096 \text{ klb} * \text{ft}}{21,3 \text{ plg}^3} * \frac{12\text{plg}}{1\text{ft}}$$

$$f_b = 22,589 \text{ KSI}$$

$$f_b < F_b$$

$$22,589 < 8,79 \quad \text{NO Cumple con la condición}$$

b) La segunda condición el índice de trabajo debe ser $I \leq 1$

$$\text{Donde } I = \frac{f_b}{F_b}$$

$$I = \frac{22,589 \text{ ksi}}{8,79 \text{ ksi}}$$

$$I = 2,56$$

$$\text{Donde } 2,56 \leq 1 \quad \text{NO Cumple con la condición}$$

2.5.3.2 Verificación de la deflexión máxima

La viga debe cumplir con las condiciones de deflexión máxima permisible basada en la condición de $L/800$ ²⁶.

²⁶ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 220.

$$\text{Si } \Delta_{\text{permissible}} = \frac{L}{800}$$

$$\Delta_{\text{permissible}} = \frac{13,12 * 12}{800} \text{ plg}$$

$$\Delta_{\text{permissible}} = 0,196 \text{ plg}$$

$$\Delta_{\text{real}} = \frac{5qL^4}{384EI} + \frac{pL^3}{48EI}$$

$$\Delta_{\text{real}} = \frac{5 \left(19 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * \frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ plg}} \right) (13,12)^4 (12)^4 \text{ plg}^4}{384(29 * 10^6) \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2} (130) \text{ plg}^4} + \frac{(12100 \text{ lb})(13,12)^3 (12)^3 \text{ plg}^3}{48(29 * 10^6) \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2} (130) \text{ plg}^4}$$

$$\Delta_{\text{real}} = 0,00335 \text{ plg} + 0,261 \text{ plg}$$

$$\Delta_{\text{real}} = 0,264 \text{ plg}$$

$$\Delta_{\text{real}} < \Delta_{\text{permissible}}$$

0,335 plg < 0,196 plg NO Cumple con la condición

Inercia requerida I_{RX} para limitar la deflexión²⁷

$$I_{RX} = \frac{\Delta_{\text{real}}}{\Delta_{\text{permissible}}} * I_X$$

$$I_{RX} = \frac{0,264 \text{ plg}}{0,196 \text{ plg}} * 130 \text{ plg}^4$$

$$I_{RX} = 175,5 \text{ plg}^4$$

²⁷ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 222, 223.

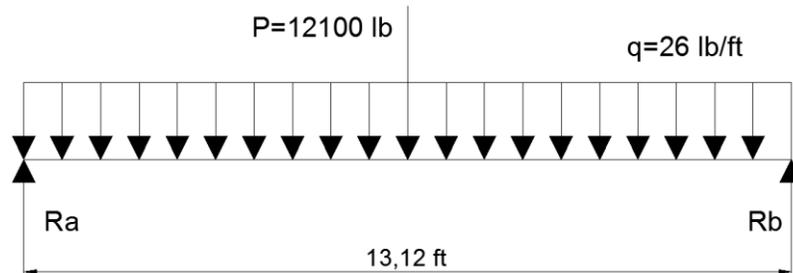
Con esta nueva inercia seleccionar un perfil para proceder nuevamente con el diseño, tomando en cuenta que esta nueva inercia es la mínima permitida.

*Perfil seleccionado W 12*26*

*Propiedades de la viga: perfil W 12*26²⁸*

$I_{xx} = 204 \text{ plg}^4$	$I_{yy} = 17,3 \text{ plg}^4$	$L_c = 6,9 \text{ ft}$	$\frac{d}{A_f} = 4,95 \text{ plg}$
$S_{xx} = 33,4 \text{ plg}^3$	$S_{yy} = 5,34 \text{ plg}^3$	$L_u = 9,4 \text{ ft}$	$A = 7,65 \text{ plg}^2$
$r_x = 5,17 \text{ plg}$	$r_y = 1,51 \text{ plg}$	$L = 13,12 \text{ ft}$	$r_T = 1,72 \text{ plg}$
			$q = 26 \text{ lb/ft}$

Inicialmente se empieza el diseño con un perfil W 12 * 26 que podía cumplir con los requerimientos del diseño, tomando en cuenta el peso propio de la viga (Carga muerta).



$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = P + q * L$$

$$\sum M_A = 0$$

²⁸ Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 2da Ed., 1994; pg. 1-29.

$$R_B * L = \frac{P * L}{2} + \frac{q * L^2}{2}$$

$$R_B = \frac{P}{2} + \frac{q * L}{2}$$

$$R_B = \frac{P}{2} + \frac{q * L}{2}$$

$$R_B = \frac{12100lb}{2} + \frac{26lb/ft * 13,12ft}{2}$$

$$R_B = 6220,56 lb$$

$$R_A = 6220,56 lb$$

$$M_{max} = \frac{wL^2}{8} + \frac{PL}{4}$$

$$M_{max} = \frac{26 \frac{lb}{ft} * (13,12ft)^2}{8} + \frac{12100 lb * 13,12ft}{4}$$

$$M_{max} = 40,247 klb * ft$$

2.5.3.3 Verificación de la resistencia de la viga seleccionada.

Para poder verificar que la viga se encuentra bien diseñada debe cumplir con dos condiciones.

- c)** La primera condición a cumplir es la de esbeltez a flexión donde se debe cumplir que $f_b < F_b$

Se prueba que la viga cumpla con las condiciones de esbeltez, caso contrario se aplica la ecuación del esfuerzo admisible.

Se verifica la longitud de la viga para calcula F_b

$$L_c < L \quad 6,9ft < 13,12ft$$

$$L < L_u \quad 13,12ft < 9,4ft$$

Se considera $C_b = 1$ ya que los momentos en los extremos de la viga son igual a cero²⁹.

$$\sqrt{\frac{102 * 10^3 * C_b}{S_y}} \leq \lambda_F \leq \sqrt{\frac{510 * 10^3 * C_b}{S_y}}$$

$$\lambda_F = \frac{L}{r_T}$$

$$\lambda_F = \frac{13,12 * 12 \text{ plg}}{1,72 \text{ plg}}$$

$$\lambda_F = 91,53$$

$$53 \leq 91,53 \leq 119 \quad \text{Cumple con la condición}$$

Aplicación de la ecuación del esfuerzo admisible³⁰.

$$F_b = \frac{12 * 10^3 * C_b}{L * (d/\Delta f)}$$

$$F_b = \frac{12 * 10^3 * 1 \text{ klb}}{(13,12 * 12) \text{ plg} * (4,95) \text{ plg}}$$

$$F_b = 15,39 \text{ KSI}$$

$$f_b = \frac{M_x}{S_x}$$

²⁹ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 200.

³⁰ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 195.

$$f_b = \frac{40,247 \text{ klb} \cdot \text{ft}}{33,4 \text{ plg}^3} * \frac{12 \text{ plg}}{1 \text{ft}}$$

$$f_b = 14,46 \text{ KSI}$$

$$f_b < F_b$$

14,46 < 15,39 Cumple con la condición

d) La segunda condición el índice de trabajo debe ser $I \leq 1$

$$\text{Donde } I = \frac{f_b}{F_b}$$

$$I = \frac{14,46 \text{ ksi}}{15,39 \text{ ksi}}$$

$$I = 0,93$$

Donde **0,93 ≤ 1** Cumple con la condición

2.5.3.4 Verificación de la deflexión máxima

La viga debe cumplir con las condiciones de deflexión máxima permisible basada en la condición de $L/800$ ³¹.

$$\text{Si } \Delta_{\text{permisible}} = \frac{L}{800}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = \frac{13,12 * 12}{800} \text{ plg}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = \mathbf{0,196 \text{ plg}}$$

³¹ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 220.

$$\Delta_{real} = \frac{5qL^4}{384EI} + \frac{pL^3}{48EI}$$

$$\Delta_{real} = \frac{5 \left(26 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * \frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ plg}} \right) (13,12)^4 (12)^4 \text{plg}^4}{384(29 * 10^6) \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2} (204) \text{plg}^4} + \frac{(12100 \text{ lb})(13,12)^3 (12)^3 \text{plg}^3}{48(29 * 10^6) \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2} (204) \text{plg}^4}$$

$$\Delta_{real} = 0,00293 \text{ plg} + 0,166 \text{ plg}$$

$$\Delta_{real} = \mathbf{0,02224 \text{ plg}}$$

$$\Delta_{real} < \Delta_{permissible}$$

$$\mathbf{0,168 \text{ plg} < 0,196 \text{ plg}} \quad \text{Cumple con la condición}$$

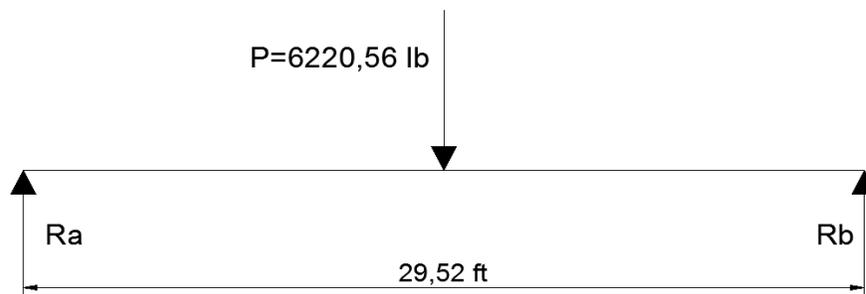
El perfil W 12*26 cumple con todas las especificaciones de diseño para la viga principal.

2.5.4 DISEÑO DE LA VIGA LONGITUDINAL

2.5.4.1 Prediseño de la viga longitudinal.

Inicialmente se realiza un pre diseño para poder seleccionar una viga con la cual se empieza el diseñar. Para ello solo se considera la carga puntual (carga viva reacción producida por la viga principal); el peso propio de la viga (carga muerta) es considerado una vez seleccionado el perfil.

Se considerara una viga con apoyo lateral en el patín de compresión.



$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = P$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B * L = \frac{P * L}{2}$$

$$R_B = \frac{P}{2}$$

$$R_B = \frac{6220,56 \text{ lb}}{2}$$

$$R_B = 3110,28 \text{ lb}$$

$$R_B = 3110,28 \text{ lb}$$

$$M_{max} = \frac{PL}{4}$$

$$M_{max} = \frac{6220,56 \text{ lb} * 29,52 \text{ ft}}{4}$$

$$M_{max} = 45,907 \text{ klb} * \text{ft}$$

Esfuerzo permisible por flexión³²

$$f_b = F_b = 0,66S_y$$

$$F_b = 0,66S_y$$

$$F_b = 23,76 \text{ Ksi}$$

Modulo de sección³³

$$S_x = \frac{M_x}{F_b}$$

$$S_x = \frac{45,907 * 12 \text{ klb} * \text{plg}}{23,76 \text{ Klb/plg}^2}$$

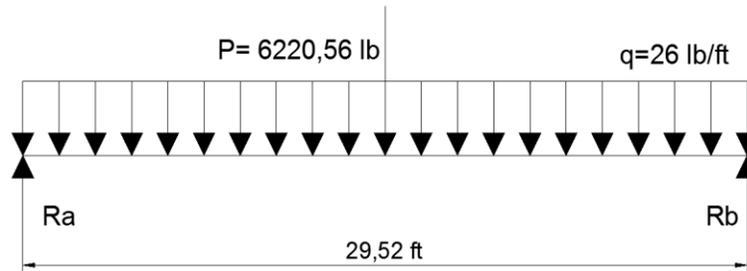
$$S_x = 23,19 \text{ plg}^3$$

Una vez realizado el pre-diseño se procede a seleccionar un perfil basado en el módulo de sección anteriormente obtenido, este será el valor con el cual se ingrese a la tabla para seleccionar el perfil *W 14*26*.

³² Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 192.

³³ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 181.

Inicialmente se empieza el diseño con un perfil W 14 * 26 que podía cumplir con los requerimientos del diseño.



$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = P + q * L$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B * L = \frac{P * L}{2} + \frac{q * L^2}{2}$$

$$R_B = \frac{P}{2} + \frac{q * L}{2}$$

$$R_B = \frac{P}{2} + \frac{q * L}{2}$$

$$R_B = \frac{6220,56 \text{ lb}}{2} + \frac{26 \text{ lb/ft} * 29,52 \text{ ft}}{2}$$

$$R_B = 3494,04 \text{ lb}$$

$$R_B = 3494,04 \text{ lb}$$

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} + \frac{PL}{4}$$

$$M_{\max} = \frac{26 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * (29,52\text{ft})^2}{8} + \frac{6220,56 \text{ lb} * 29,52\text{ft}}{4}$$

$$M_{\max} = 48,457 \text{ klb} * \text{ft}$$

Propiedades de la viga: perfil W 14*26³⁴

$I_{xx} = 245 \text{ plg}^4$	$I_{yy} = 8,91 \text{ plg}^4$	$L_c = 5,3\text{ft}$	$\frac{d}{A_f} = 6,59 \text{ plg}$
$S_{xx} = 35,3 \text{ plg}^3$	$S_{yy} = 3,54 \text{ plg}^3$	$L_u = 7 \text{ ft}$	$A = 7,69 \text{ plg}^2$
$r_x = 5,65 \text{ plg}$	$r_y = 1,08 \text{ plg}$	$L = 29,52 \text{ ft}$	$r_T = 1,28 \text{ plg}$
			$q = 26 \text{ lb/ft}$

2.5.4.2 Verificación de la resistencia de la viga seleccionada.

Para poder verificar que la viga se encuentra bien diseñada debe cumplir con dos condiciones.

- a) La primera condición a cumplir es la de esbeltez a flexión donde se debe cumplir que $f_b < F_b$

Se prueba que la viga cumpla con las condiciones de esbeltez, caso contrario se aplica la ecuación del esfuerzo admisible.

Se verifica la longitud de la viga para calcula F_b

$$L_c < L \quad 5,3\text{ft} < 29,52\text{ft}$$

$$L < L_u \quad 29,52\text{ft} < 7\text{ft}$$

Se considera $C_b = 1$ ya que los momentos en los extremos de la viga son igual a cero.

³⁴ Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 2da Ed., 1994; pg. 1-32, 1-33, 3-33

$$\sqrt{\frac{102 * 10^3 * C_b}{S_y}} \leq \lambda_F \leq \sqrt{\frac{510 * 10^3 * C_b}{S_y}}$$

$$\lambda_F = \frac{L}{r_T}$$

$$\lambda_F = \frac{29,52 * 12 \text{ plg}}{1,28 \text{ plg}}$$

$$\lambda_F = 276,75$$

$53 \leq 276,75 \leq 119$ No Cumple con la condición

Aplicación de la ecuación del esfuerzo admisible³⁵.

$$F_b = \frac{12 * 10^3 * C_b}{L * (d/\Delta f)}$$

$$F_b = \frac{12 * 10^3 * 1 \text{ klb}}{(29,52 * 12) \text{ plg} * (6,59) \text{ plg}}$$

$$F_b = 5,14 \text{ KSI}$$

$$f_b = \frac{M}{S}$$

$$f_b = \frac{48,457 \text{ klb} * \text{ft}}{35,3 \text{ plg}^3} * \frac{12 \text{ plg}}{1 \text{ft}}$$

$$f_b = 16,473 \text{ KSI}$$

$$f_b < F_b$$

$16,473 < 5,14$ No Cumple con la condición

a) La segunda condición el índice de trabajo debe ser $I \leq 1$

³⁵ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 195.

Donde $I = \frac{fb}{F_b}$

$$I = \frac{16,473 \text{ ksi}}{5,14 \text{ ksi}}$$

$$I = 3,2$$

Donde $3,2 \leq 1$ No Cumple con la condición

2.5.4.3 Verificación de la deflexión máxima

La viga debe cumplir con las condiciones de deflexión máxima permisible basada en la condición de $L/800$ ³⁶.

Si $\Delta_{permisible} = \frac{L}{800}$

$$\Delta_{permisible} = \frac{29,52 * 12}{800} \text{ plg}$$

$$\Delta_{permisible} = 0,4439 \text{ plg}$$

$$\Delta_{real} = \frac{5qL^4}{384EI} + \frac{pL^3}{48EI}$$

$$\Delta_{real} = \frac{5 \left(\frac{26 \text{ lb}}{12 \text{ plg}} \right) (29,52)^4 (12)^4 \text{ plg}^4}{384(29 * 10^6) \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2} (245) \text{ plg}^4} + \frac{(6220,56 \text{ lb})(29,52)^3 (12)^3 \text{ plg}^3}{48(29 * 10^6) \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2} (245) \text{ plg}^4}$$

$$\Delta_{real} = 0,064 \text{ plg} + 0,811 \text{ plg}$$

$$\Delta_{real} = 0,875 \text{ plg}$$

$$\Delta_{real} < \Delta_{permisible}$$

³⁶ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 220.

0,875 plg < 0,443 plg No Cumple con la condición

Inercia requerida I_{RX} para limitar la deflexión³⁷

$$I_{RX} = \frac{\Delta_{real}}{\Delta_{permisible}} * I_X$$

$$I_{RX} = \frac{0,88 \text{ plg}}{0,44 \text{ plg}} * 245 \text{ plg}^4$$

$$I_{RX} = 490 \text{ plg}^4$$

Con esta nueva inercia seleccionar un perfil para proceder nuevamente con el diseño, tomando en cuenta que esta nueva inercia es la mínima permitida.

*Propiedades de la viga: perfil W 14*53³⁸*

$I_{xx} = 541 \text{ plg}^4$	$I_{yy} = 57,7 \text{ plg}^4$	$L_c = 8,5 \text{ ft}$	$\frac{d}{A_f} = 2,62 \text{ plg}$
$S_{xx} = 77,8 \text{ plg}^3$	$S_{yy} = 14,3 \text{ plg}^3$	$L_u = 17,7 \text{ ft}$	$A = 15,6 \text{ plg}^2$
$r_x = 5,89 \text{ plg}$	$r_y = 1,92 \text{ plg}$	$L = 29,52 \text{ ft}$	$r_T = 2,15 \text{ plg}$
			$q = 53 \text{ lb/ft}$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = P + q * L$$

$$\sum M_A = 0$$

³⁷ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 222, 223.

³⁸ Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 2da Ed., 1994; pg. 1-32, 1-33, 3-33

$$R_B * L = \frac{P * L}{2} + \frac{q * L^2}{2}$$

$$R_B = \frac{P}{2} + \frac{q * L}{2}$$

$$R_B = \frac{6220,56 \text{ lb}}{2} + \frac{53 \text{ lb/ft} * 29,52 \text{ ft}}{2}$$

$$R_B = 3892,56 \text{ lb}$$

$$R_B = 3892,56 \text{ lb}$$

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} + \frac{PL}{4}$$

$$M_{\max} = \frac{53 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * (29,52 \text{ ft})^2}{8} + \frac{6220,56 \text{ lb} * 29,52 \text{ ft}}{4}$$

$$M_{\max} = 51,68 \text{ klb} * \text{ft}$$

2.5.4.4 Verificación de la resistencia de la viga seleccionada.

Para poder verificar que la viga se encuentra bien diseñada debe cumplir con dos condiciones.

- b) La primera condición a cumplir es la de esbeltez a flexión donde se debe cumplir que $f_b < F_b$

Se prueba que la viga cumpla con las condiciones de esbeltez, caso contrario se aplica la ecuación del esfuerzo admisible.

Se verifica la longitud de la viga para calcula F_b

$$L_c < L \quad 8,5 \text{ ft} < 29,52 \text{ ft}$$

$$L < L_u \quad 29,52 \text{ ft} < 17,7 \text{ ft}$$

Se considera $C_b = 1$ ya que los momentos en los extremos de la viga son igual a cero.

$$\sqrt{\frac{102 * 10^3 * C_b}{S_y}} \leq \lambda_F \leq \sqrt{\frac{510 * 10^3 * C_b}{S_y}}$$

$$\lambda_F = \frac{L}{r_T}$$

$$\lambda_F = \frac{29,52 * 12 \text{ plg}}{2,15 \text{ plg}}$$

$$\lambda_F = 164,76$$

$53 \leq 164,76 \leq 119$ No Cumple con la condición

Aplicación de la ecuación del esfuerzo admisible³⁹.

$$F_b = \frac{12 * 10^3 * C_b}{L * (d/\Delta f)}$$

$$F_b = \frac{12 * 10^3 * 1 \text{ klb}}{(29,52 * 12) \text{ plg} * (2,62) \text{ plg}}$$

$$F_b = 12,99 \text{ KSI}$$

$$f_b = \frac{M}{S}$$

$$f_b = \frac{51,68 \text{ klb} * \text{ft}}{77,8 \text{ plg}^3} * \frac{12 \text{ plg}}{1 \text{ ft}}$$

$$f_b = 7,97 \text{ KSI}$$

³⁹ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 195.

$$f_b < F_b$$

$$7,97 < 12,99 \quad \text{Cumple con la condición}$$

b) La segunda condición el índice de trabajo debe ser $I \leq 1$

$$\text{Donde } I = \frac{f_b}{F_b}$$

$$I = \frac{7,97 \text{ ksi}}{12,99 \text{ ksi}}$$

$$I = 0,61$$

$$\text{Donde } 0,61 \leq 1 \quad \text{Cumple con la condición}$$

2.5.4.5 Verificación de la deflexión máxima

La viga debe cumplir con las condiciones de deflexión máxima permisible basada en la condición de $L/800$ ⁴⁰.

$$\text{Si } \Delta_{permisible} = \frac{L}{800}$$

$$\Delta_{permisible} = \frac{29,52 * 12}{800} plg$$

$$\Delta_{permisible} = 0,4439 plg$$

$$\Delta_{real} = \frac{5qL^4}{384EI} + \frac{pL^3}{48EI}$$

$$\Delta_{real} = \frac{5 \left(\frac{53 \text{ lb}}{12 \text{ plg}} \right) (29,52)^4 (12)^4 plg^4}{384(29 * 10^6) \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2} (541) plg^4} + \frac{(6220,56 \text{ lb})(29,52)^3 (12)^3 plg^3}{48(29 * 10^6) \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2} (541) plg^4}$$

⁴⁰ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 220.

$$\Delta_{real} = 0,0577 plg + 0,367 plg$$

$$\Delta_{real} = 0,424 plg$$

$$\Delta_{real} < \Delta_{permissible}$$

$$0,424 plg < 0,443 plg \quad \text{Cumple con la condición}$$

El perfil W 14*53 cumple con todas las especificaciones de diseño para la viga longitudinal.

2.5.5 DISEÑO DE LA COLUMNA

Sobre la columna actuara una carga axial y un momento que será producido por una carga de impacto, para lo cual la viga es diseñada para resistir esfuerzos axiales y a flexión.

Basándose en las especificaciones ASD, se establece que las estructuras que va a soportar cargas vivas con tendencia a impacto se deben diseñar con cargas nominales incrementadas en un 10% para través de soporte de grúas viajeras operadas desde el piso.

En el diseño de estructuras tipo puente grúa se debe toma en cuenta fuerzas de tracción y frenado debido a desplazamiento y frenado de la grúa.

La carga de impacto ocasionada por el movimiento y frenado de las ruedas sobre la viga continua, y esta a su vez actúa sobre la columna se considera al 10% de la carga máxima de la rueda.⁴¹

Para un puente grúa la carga máxima de rueda (WL) se calcula mediante la siguiente ecuación.⁴²

$$W_L = \frac{R_c + W_h}{N_m} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

R_c=Capacidad nominal de carga del puente grúa.

W_h=Peso del malacate con en trole.

N_m=Número de jugo de ruedas.

$$W_L = \frac{12,1 \text{ klb} + 0,65 \text{ Klb}}{2}$$

$$W_L = 6,37 \text{ klb}$$

⁴¹ Merritt Frederick, "manual de diseño de Estructuras", 2da edición, Colombia McGraw-Hill Interamericano, pág. 6,19

⁴² Merritt Frederick, "manual de diseño de Estructuras", 2da edición, Colombia McGraw-Hill Interamericano, pág. 6,20

Cálculo de la carga de impacto (Pi)

$$P_i = 10\% W_i$$

$$P_i = 0,1 * 6.37 \text{ klb}$$

$$P_i = 0,637 \text{ klb}$$

Cálculo de la carga de sismo.⁴³

Cortante Basal

$$V = \frac{n * z * F_a * I}{R} * W$$

$$z = 0,4 \quad (\text{zona sismica Tabla 1.3})$$

$$n = 2,48 \quad (\text{amplificacion espectral})$$

$$F_a = 1,15 \quad (\text{Factor de sitio Tabla 1.5})$$

$$I = 1 \quad (\text{Factor de importancia de la estructura tabla 1.6})$$

$$R = 6 \quad (\text{Factor de reducción de respuesta tabla 1.7})$$

$W = 8,639 \text{ Kip}$ (valor obtenido de SAP 2000 de la suma de los pesos de

cada uno de los miembros

$$V = \frac{2,48 * 0,4 * 1,15 * 1}{6} * W$$

$$V = 0,19 * 8,63 \text{ klb}$$

$$V = 1,63 \text{ klb}$$

⁴³ Norma Ecuatoriana de la construcción. NEC-11, peligro sísmico y Requisitos de diseño sismo Resistente, págs.10, 13, 40, 44,

Carga perpendicular Inicial.

$$P_0 = P + L * W_{\text{viga principal}} + L * W_{\text{viga longitudinal}}$$

$$P_0 = 12100 \text{ lb} + 16,4 \text{ ft} * 26 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} + 16,4 \text{ ft} * 53 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

$$P_0 = 13395,6 \text{ lb}$$

Carga lateral

$$P_{IT} = P_i + V$$

$$P_{IT} = 0,637 \text{ klb} + 1,63 \text{ klb}$$

$$P_{IT} = 2,26 \text{ klb}$$

$$M_0 = L * P_{IT}$$

$$M_0 = (16,4) \text{ ft} * 2,26 \text{ Klb}$$

$$M_0 = 37,06 \text{ klb} - \text{ft}$$

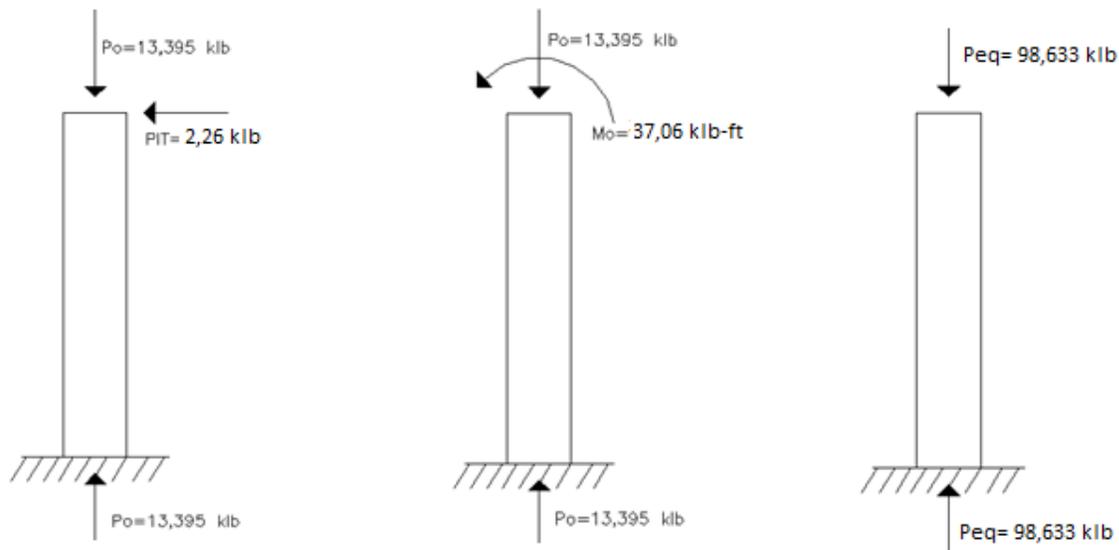


Figura 2.7: Diagrama de cuerpo libre de la columna

Para poder seleccionar la columna de las tablas del manual AISC, obtenemos la carga equivalente (P_{eq})⁴⁴

Donde:

$$P_{eq} = P_o + M_x * m$$

m = factor para cara equivalente de la tabla 10-2 ⁴⁵

Entonces

$$k = 0,7 \text{ (tabla 5 - 1)}^{46}$$

$$k * L = 0,8 * 16,4\text{ft}$$

$$k * L = 11,48 \text{ ft}$$

Por lo tanto con este valor se selecciona $m = 2,3$

$$P_{eq} = 13,395 \text{ klb} + 37,06 \text{ klb} - \text{ft} * 2,3$$

$$P_{eq} = 98,633 \text{ Klb}$$

Seleccionamos un perfil W 8*24⁴⁷

$I_{xx} = 82,8 \text{ plg}^4$	$I_{yy} = 18,3 \text{ plg}^4$	$L_c = 6,9\text{ft}$	$\frac{d}{A_f} = 3,05 \text{ plg}$
$S_{xx} = 20,9 \text{ plg}^3$	$S_{yy} = 5,63 \text{ plg}^3$	$L_u = 15,2 \text{ ft}$	$A = 7,08 \text{ plg}^2$
$r_x = 3,42 \text{ plg}$	$r_y = 1,61 \text{ plg}$	$L = 16,4 \text{ ft}$	$r_T = 1,76 \text{ plg}$
$\frac{F_e'x(K_x L_x)^2}{10^2} = 121\text{Ksi}$	$\frac{F_e'y(K_y L_y)^2}{10^2} = 26,9\text{Ksi}$	$m = 2,9$	$P = 107 \text{ klb}$

⁴⁴ L. B. Burgett, "Selection of a 'Trial' Column Section". Engineering Journal. AISC, 15, No. 2 (Segundo semestre, 1973). Págs. 54-59

⁴⁵ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 271.

⁴⁶ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 118.

⁴⁷ Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 2da Ed., 1994; pg. 1-32, 1-33, 3-33

Para verificar que la columna seleccionada es la adecuada de acuerdo a las necesidades del diseño debe cumplir 2 condiciones específicas.

A continuación detallamos las condiciones que debe cumplir el perfil seleccionado según las especificaciones requeridas de diseño, basados en las siguientes fórmulas⁴⁸.

1) CONDICIÓN DE ESBELTEZ.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

2) CONDICIÓN DE RIGIDEZ.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right) F_b} \leq 1$$

Esfuerzo Axial.

$$f_a = \frac{P_{eq1}}{A}$$

$$f_a = \frac{98,63 \text{ Klb}}{7,08 \text{ plg}^2}$$

$$f_a = 13,8 \text{ Ksi}$$

Esfuerzo permisible axial.

$$\lambda = \frac{K * l}{r_y}$$

⁴⁸ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 255, 256, 259, 269, 253, 254.

$$\lambda = \frac{0,7 * 16,4 * 12 \text{ plg}}{1,61 \text{ plg}}$$

$$\lambda = 85,67$$

Con este parámetro se selecciona F_a ⁴⁹

$$F_a = 14,67 \text{ Ksi}$$

Esfuerzo a flexión.

$$f_b = \frac{M_o}{S_x}$$

Para realizar los cálculos se utilizara los momentos producidos la columna, dato obtenido mediante SAP 2000

$$M_c = 1,3378 \text{ klb} - \text{ft}$$

$$f_b = \frac{1,3378 * 12 \text{ klb} - \text{plg}}{20,9 \text{ plg}^3}$$

$$f_b = 0,768 \text{ ksi}$$

Esfuerzo permisible a Flexión.

$$F_b = \frac{12 * 10^3 * C_b}{L * \left(\frac{d}{Af}\right)}$$

“Se considera $C_b = 1$ ya que los momentos en los extremos de la columna son igual a cero”.⁵⁰

⁴⁹ Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 2da Ed., 1994; pg. 3-17

⁵⁰ Jack C. McCormac; “Diseño de estructuras metálicas”; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 195.

$$F_b = \frac{12 * 10^3 * 1 \text{ klb}}{(16,4 * 12) \text{ plg} * (3,05) \text{ plg}}$$

$$F_b = 19,992 \text{ Ksi}$$

Verificar si el perfil seleccionado cumple con las dos condiciones

CONDICIÓN DES ESBELTEZ.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{13,8 \text{ Ksi}}{14,7 \text{ Ksi}} + \frac{0,768 \text{ Ksi}}{19,992 \text{ Ksi}} \leq 1$$

$$0,93 + 0,038 \leq 1$$

$$0,96 \leq 1 \quad \text{SI CUMPLE}$$

CONDICIÓN DE RIGIDEZ.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F_e'}\right) F_b} \leq 1$$

$$\frac{F_{e'x} (K_x L_x)^2}{10^2} = 121 \text{ Ksi}$$

$$F_{e'x} = \frac{121 \text{ Ksi} (10)^2}{(16,4)^2}$$

$$F_{e'x} = 44,988 \text{ Ksi}$$

El miembro cae en la categoría # 1 para un $C_m = 0,85$

$$\frac{13,8 \text{ Ksi}}{14,7 \text{ Ksi}} + \frac{0,85 * 0,768 \text{ Ksi}}{\left(1 - \frac{12,65 \text{ Ksi}}{44,988 \text{ Ksi}}\right) 19,992 \text{ Ksi}} \leq 1$$

$$0,93 + 0,045 \leq 1$$

$$0,97 \leq 1 \quad \text{SI CUMPLE}$$

Puesto que el perfil seleccionado W 8*24 anteriormente cumple con las condiciones de diseño establecidas, y es el valor más cercano a la unidad (1) se podría concluir que es el perfil más idóneo para este tipo de carga.

2.5.6 DISEÑO DE LA PLACA BASE

Perfil seleccionado W8*24⁵¹

$$d = 7,93 \text{ plg}$$

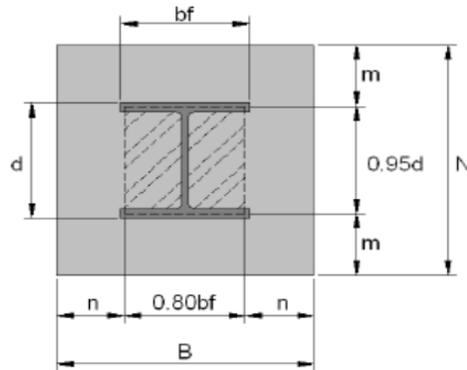
$$b_f = 6,495 \text{ plg}$$

$$P = 89,57 \text{ klb}$$

$$f_{c'} = 3 \text{ klb/plg}^2$$

$$N = 9 \text{ plg}$$

$$B = 8 \text{ plg}$$



El valor del área se obtendrá de la siguientes formulas.⁵²

$$A_0 = B * N$$

$$A_0 = 7 \text{ plg} * 8 \text{ plg}$$

$$A_0 = 56 \text{ plg}^2$$

$$A_1 = \frac{1}{A_0} \left(\frac{P}{0,35f_c} \right)^2$$

$$A_1 = \frac{1}{56 \text{ plg}^2} \left(\frac{98,63 \text{ klb}}{0,35 * 3 \frac{\text{klb}}{\text{plg}^2}} \right)^2$$

$$A_1 = 157,56 \text{ plg}^2 \quad (\text{Tomamos el valor más alto})$$

$$A_2 = \frac{P_{eq2}}{0,7f_c}$$

⁵¹ Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 8va Edición; pg. 1-24

⁵² Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999; pg. 150.

$$A_2 = \frac{98,63 \text{ klb}}{0,7 * 3 \text{ klb/plg}^2}$$

$$A_2 = 46,97 \text{ plg}^2$$

$$\Delta = 0,5(0,95d - 0,80bf)$$

$$\Delta = 0,5(0,95 * 7,93 - 0,8 * 6,495)$$

$$\Delta = 1,17 \text{ plg}$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta$$

$$N = \sqrt{157,56 \text{ plg}^2} + 1,17 \text{ plg}$$

$$N = 12,55 + 1,17$$

$$N = 13,7 \text{ plg} \quad (\text{Utilizar, } 15 \text{ plg.})$$

$$B = \frac{A_1}{N}$$

$$B = \frac{157,56 \text{ 5plg}^2}{13,7 \text{ plg}}$$

$$B = 11,5 \text{ plg} \quad (\text{Utilizar, } 13 \text{ plg.})$$

Presión en la zapata del concreto.⁵³

$$f_p = \frac{P}{B * N}$$

$$f_p = \frac{98,63 \text{ klb}}{13,7 \text{ plg} * 11,5 \text{ plg}}$$

⁵³ Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 8va Edición; pg. 3-100

$$f_p = 0,63 \text{ Ksi}$$

Cálculo de las dimensiones m, n y n' ⁵⁴

$$m = \frac{N - 0,95d}{2}$$

$$m = \frac{12,6 \text{ plg} - 0,95(7,93 \text{ plg})}{2}$$

$$m = 2,53 \text{ plg}$$

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2}$$

$$n = \frac{10,31 \text{ plg} - 0,8(6,495)}{2}$$

$$n = 2,557 \text{ plg}$$

$$n' = \frac{\sqrt{d * b_f}}{4}$$

$$n' = \frac{\sqrt{7,93 \text{ plg} * 6,495 \text{ plg}}}{4}$$

$$n' = 1,79 \text{ plg}$$

Para poder obtener el valor del espesor de la placa se utiliza el valor m, n, o n' más crítico.

Fórmulas para calcular el espesor de la placa base ⁵⁵

⁵⁴ Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 8va Edición; pg. 3-100

⁵⁵ Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 8va Edición; pg. 3-101

$$t_p = n \sqrt{\frac{f_p}{0,25S_y}}$$

$$t_p = 2,557 \text{ plg} \sqrt{\frac{0,63 \text{ ksi}}{0,25 * (36 \text{ ksi})}}$$

$$t_p = 0,71 \text{ plg} \quad (\text{Digamos, } 1 \text{ plg.})$$

Se usará una placa de las siguientes dimensiones 15 * 13 * 1 plg

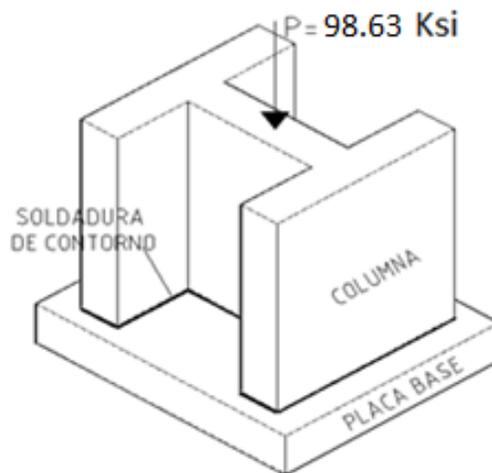
Dimensiones de la placa 456 mm * 410 mm* 25,4 mm.

Se escogió una placa de espesor de 1 plg porque es la que existe en el mercado.

2.5.7 CALCULO DE LA SOLDADURA.

Los esfuerzos permisibles en la soldadura dependen del tipo de soldadura, la forma de aplicar, la resistencia del metal de aporte.

Particularmente para el desarrollo de este proyecto se aplicara soldadura de filete a 45° y penetración completa, considerando que los esfuerzos permisibles a tensión y compresión normales al área efectiva son los mismos que en el metal base y según especificaciones ADS el esfuerzo cortante permisible sobre el área efectiva es 0,3 veces la resistencia nominal a tracción del metal de aporte.⁵⁶



Datos

espsor de la placa = 3/5 plg

Tipo de electrodo = E7018

Resist. traccion del metal de aporte = $70000 \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2}$

Carga a tensión = 98,63 Klb

⁵⁶ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 366 tabla 13.1

A continuación se describe cada uno de los cálculos para poder conocer cuál es la longitud efectiva de la soldadura basándose en el libro cálculo estructural⁵⁷

2.5.7.1 Tamaño máximo de la soldadura

$$\textit{tamaño máximo de la soldadura (dl)} = t_{alma} - 1/16$$

$t_{\max \text{ perfil}}$ = espesor máximo del perfil

$$\frac{1}{16} = \text{constante}$$

$$dl = \frac{3}{8} plg - \frac{1}{16} plg$$

$$dl = \frac{5}{16} plg$$

2.5.7.2 Tamaño mínimo de la soldadura

$$\textit{tamaño mínimo de la soldadura (dl)} = t_{alma} - 1/16$$

$t_{\minimo \text{ perfil}}$ = espesor mínimo del perfil

$$\frac{1}{16} = \text{constante}$$

$$dl = \frac{1}{4} plg - \frac{1}{16} plg$$

$$dl = \frac{3}{16} plg$$

2.5.7.3 Espesor de la garganta efectiva (t_e).

$$t_e = 0,707 * dl$$

⁵⁷ Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág. 372, 375, 376.

dl = tamaño máximo de la soldadura.

$$t_e = 0,707 * dl$$

$$t_e = 0,707 * \frac{5}{16} \text{plg}$$

$$t_e = 0,221 \text{plg}$$

2.5.7.4 Capacidad de resistencia de soldadura por pulgada.

$$Cap = t_e * F_v$$

t_e = Espesor de la garganta efectiva

F_v = Esfuerzo cortante de la soldadura ($0,3 * 70000\text{lbs/plg}^2$)

$$Cap = 0,221 \text{plg} * 21 \text{klbs/plg}^2$$

$$Cap = 4,64 \text{klbs/plg}$$

2.5.7.5 Longitud de soldadura (L).

$$L = \frac{P}{Cap}$$

$$L = \frac{98,63 \text{Klb}}{4,64 \text{klbs/plg}}$$

$$L = 21,25 \text{plg}$$

Para tener mayor seguridad se realizara una soldadura de contorno de 5/16 plg entre la columna y la placa base.

2.5.8 CALCULO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE.

Para el diseño de los pernos de anclaje se considera el caso crítico con lo cual son elementos sometidos a tracción; para lo cual se debe calcular el diámetro del perno. En columnas de estructuras importantes lo deseable es tener 4 pernos en total para empotramiento de columnas, aumentando hasta 6 en casos especiales. Para pernos tipo J, limitar el diámetro mínimo a 1/2 - 3/4 (pulg.), en estructuras secundarias, y en estructuras principales limitar el diámetro mínimo a 1(pulg.).⁵⁸

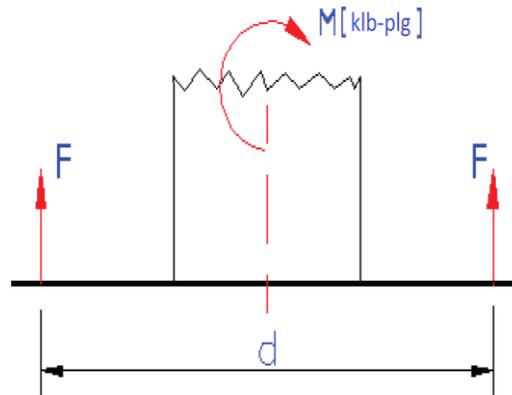


Figura 2.7 diagrama de fuerzas para pernos de anclaje

2.5.8.1 Calcula de la distancia entre pernos⁵⁹.

$$\sigma_t = \frac{F}{A_{\text{perno}}} \leq F_t = \frac{F_Y}{F_S}$$

$$\sigma_t = \frac{4 * F}{\pi * (\phi_p)^2} \leq F_t = \frac{F_Y}{F_S}$$

$$M = F * d$$

$$\sigma_t = \frac{4 * M}{\pi * (\phi_p)^2 * d} \leq F_t = \frac{F_Y}{F_S}$$

⁵⁸ <http://es.scribd.com/doc/72200098/Guia-para-el-diseno-de-pernos-de-anclaje-y-llaves-de-corte>

⁵⁹ Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 2da Ed., 1994, p (6-30)

Dónde:

σ_t = esfuerzo de tracción sobre el perno

M = Momento 127,68 Klb – plg

F_s = Factor de seguridad 1,5

$$\phi_p = \text{diametro del perno } \phi_p = \sqrt{\frac{4 A_{\text{perno}}}{\pi}}$$

$$F_y = 36 \text{ Kpsi}$$

Distancia entre pernos

$$d \geq \frac{M * 4 * F_s}{\pi * (\phi_p)^2 * F_y}$$

$$d \geq \frac{127,68 \text{ klb} - \text{plg} * 4 * 1,5}{\pi * (1 \text{ plg})^2 * 36 \frac{\text{klb}}{\text{plg}^2}}$$

$$d \geq 6,7 \text{ plg}$$

2.5.8.2 Cálculo de la carga de tensión admisible en el perno⁶⁰

$$T = A_{\text{perno}} * F_t$$

Donde

$$A_{\text{perno}} = \text{Area del perno}$$

$$F_t = \text{esfuerzo permisible tensión; } F_t = 0,33F_u \text{ (} F_u = 58 \text{ klb} = 26,31\text{kgf, para A36)}$$

⁶⁰ Load Resistance Factor Desing, Manual Of Steel Construction, 2ta. Ed., 1994 pág. (18-25)

$$T = \frac{\pi(\phi_p)^2}{4} * 0,33 * F_u$$

$$T = \frac{\pi(1plg)^2}{4} * 0,33 * 58 \frac{kgf}{plg^2}$$

$$T = 15,03 \text{ klb}$$

2.5.8.3 Cálculo de la longitud del perno

Determinado la longitud del gancho requerido (L_h)⁶¹

$$L_h = \frac{1,7 T}{1,4 * f'_c * d}$$

Donde

f'_c = Resistencia de compresión del hormigón estructural: $f'_c = 3 \text{ Ksi}$

d = diámetro de los pernos de anclaje, $d = 1 \text{ plg}$

$$L_h = \frac{1,7 * 15,03 \text{ klb}}{1,4 * 3 \frac{klb}{plg^2} * 1plg}$$

$$L_h = 6,1 \text{ plg}$$

La AICS recomienda, que para acero A36 la longitud mínima del perno en el concreto (h) debe ser:

$$h = 12 d$$

$$h = 12 (1plg)$$

⁶¹ Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 2da Ed., 1994, p (18-25)

$$h = 12 plg$$

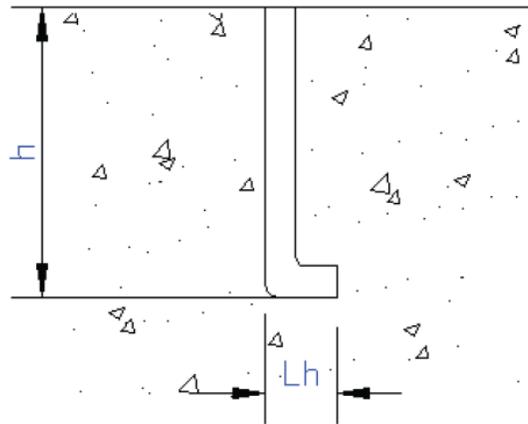


Figura 2.8 Esquema de un perno de anclaje

Por lo tanto se emplearán 4 pernos roscados de acero A36 de 1plg, $h = 12plg$, $L_h = 6,5plg$ para mayor seguridad.

2.5.9 CALCULO DE LOS PLACAS Y PERNOS DE UNIÓN

Inicialmente seleccionamos el tipo de placa y los pernos de unión, para mayor facilidad de montaje se optará por seleccionar el mismo tipo de pernos de unión para toda la estructura, siempre y cuando el diseño nos permita.

Las placas de unión serán A36 y los pernos A325, se trabajar en unidades del sistema internacional, puesto que en el mercado nacional encontramos placas de mayor variedad de espesores en milímetros.

Unión entre vigas.

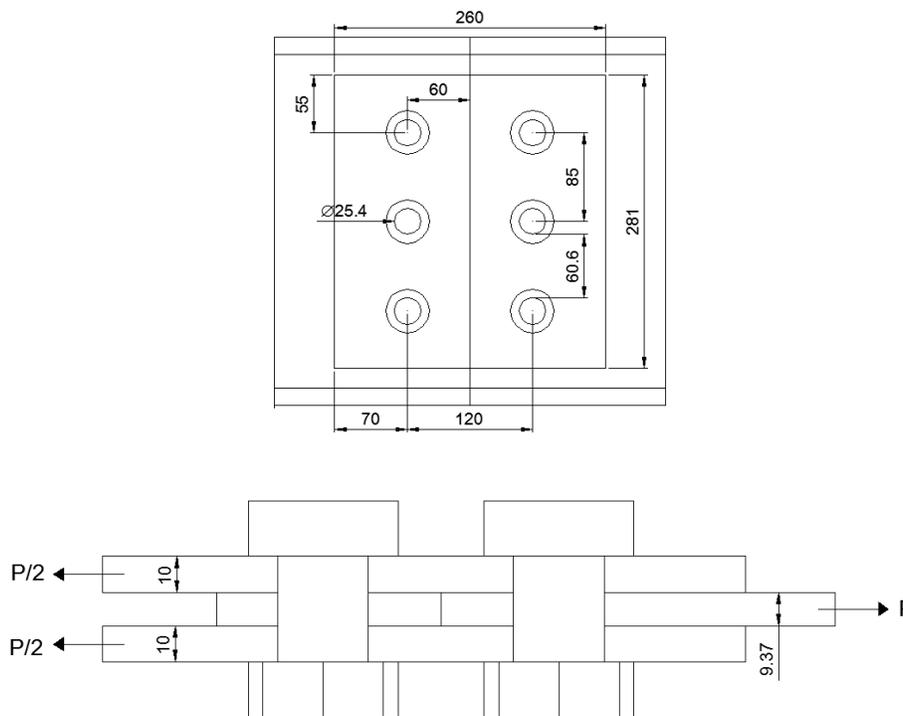


Figura 2.9: Pernos y placas de unión

2.5.9.1 Determinación de la resistencia requerida.

$$P_T = P + q * L$$

$$P_T = 12100 \text{ lb} + 53 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * 29,52 \text{ ft}$$

$$P_T = 13664,56 \text{ lb} \approx 6198,14 \text{ kg}$$

2.5.9.2 Determinación de la resistencia al corte

2.5.9.2.1 Resistencia al cortante de las láminas basada en la distancia de extremo e.

Distancia del extremo del tornillo en la dirección del esfuerzo $e = 7 \text{ cm}$

Resistencia nominal por cortante.

$$P_n = t * e * F_u$$

$$P_n = 1 \text{ cm} * 7 \text{ cm} * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = 28560 \text{ kg}$$

$$\frac{F_u}{F_y} \geq 1,08 \quad \eta = 2$$

$$\frac{F_u}{F_y} < 1,08 \quad \eta = 2,2$$

$$\frac{F_u}{F_y} = \frac{4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$1,6 \geq 1,08 \quad \text{entonces } \eta = 2$$

Resistencia Permisible de la conexión

$$P_a = \frac{P_n}{\eta}$$

$$P_a = \frac{28560 \text{ kg}}{2}$$

$$P_a = 14280 \text{ kg}$$

$$\text{Para 6 agujeros} \quad P_a = \frac{(14280 \text{ Kg})}{6}$$

$$P_a = 2380 \text{ kg} * \text{ tornillo}$$

2.5.9.3 Revisión de distancia de diseño

Determinación de e_{min}

$$\frac{F_u}{F_y} = \frac{4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$1,6 \geq 1,08 \quad \text{entonces } \eta = 2$$

Se calcula e_{min} para la lámina de menor espesor, que en este caso es la lámina exterior.

Carga por tornillo en la lámina exterior.

$$P_{tor} = \frac{P/2}{6}$$

$$P_{tor} = \frac{3099,07 \text{ kg}}{6}$$

$$P_{tor} = 516,52 \text{ kg}$$

Espesor de la lámina exterior

$$t_{min} = \frac{P_{tor} * \eta}{F_u * t}$$

$$t_{min} = \frac{516,52 \text{ kg} * 2}{4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1 \text{ cm}}$$

$$t_{min} = 0,25 \text{ cm} < 1 \text{ cm} \quad OK$$

Distancia centro a centro entre tornillos debe ser mayor que 3d

$$8,5 \text{ cm} > 3d$$

$$8,5 \text{ cm} > 3 * 2,54 \text{ cm}$$

$$8,5 \text{ cm} > 7,62 \text{ cm} \quad OK$$

Distancia entre el centro del tornillo y la orilla de la lámina debe ser mayor que 2d

$$5,5 \text{ cm} > 2d$$

$$5,5 \text{ cm} > 2 * 2,54 \text{ cm}$$

$$5,5 \text{ cm} > 5,08 \text{ cm} \quad OK$$

Distancia libre entre orillas de los agujeros adyacentes no deber ser menor que 2d

$$(8,5 - 2r) \text{ cm} > 2d$$

$$(8,5 - 2,54) \text{ cm} > 2 * 2,54 \text{ cm}$$

$$5,96 \text{ cm} > 5,08 \text{ cm} \quad OK$$

2.5.9.4 Resistencia al cortante de los tornillas.

Área bruta del tornillo.

$$A_b = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A_b = \frac{\pi * (2,54 \text{ cm})^2}{4}$$

$$A_b = 5,07 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo nominal a cortante

$$F_{nv} = 5060 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \eta = 2,4$$

(Se obtuvo de la tabla 9.8 para tornillo par A325 con rosca excluida de los planos de corte)

$$P_n = A_b * F_{nv}$$

$$P_n = 5,07 \text{ cm}^2 * 5060 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = 25654,2 \text{ kg}$$

$$P_a = \frac{P_n}{\eta}$$

$$P_a = \frac{25654,2 \text{ kg}}{2,4}$$

$$P_a = 10689,25 \text{ kg}$$

Para 6 agujeros $P_a = \frac{10689,25}{6} \text{ Kg}$

$$P_a = 1781,54 \text{ kg} * \text{tornillo}$$

2.5.9.5 Determinación de la resistencia a tensión de la lámina

Esfuerzos de tensión en láminas externas.

$$\sigma_t = \frac{P/2}{A_l}$$

$$\sigma_t = \frac{3099,07 \text{ kg}}{1 \text{ cm} * 26 \text{ cm}}$$

$$\sigma_t = 119,2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de tensión en la lámina central

$$\sigma_t = \frac{P}{A_p}$$

$$A_p = 100,64 \text{ cm}^2, \text{ perfil } W14 * 53$$

$$\sigma_t = \frac{6198,14 \text{ kg}}{100,64 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_t = 61,6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Como el esfuerzo a tensión en las láminas externas es mayor que el de la lámina central, y todas las láminas están hechas con el mismo acero, las láminas externas fallaran primero. Por lo tanto, la resistencia de tensión de dichas láminas controlara el diseño por tensión.

2.5.9.6 Fractura de la sección neta efectiva en la conexión

Determinación de A_e

$$A_l = 1 \text{ cm} * 26 \text{ cm} = 26 \text{ cm}^2$$

$$d_h = d + 0,16$$

$$d_h = (2,54 + 3,2) \text{ cm (tabla 9,5)}$$

$$d_h = 5,74 \text{ cm}$$

$$n_{\text{agujeros}} = 3$$

$$A_n = A_l - n_b * d_h * t$$

$$A_n = 26 \text{ cm}^2 - 3 * 5,74 \text{ cm} * 1 \text{ cm}$$

$$A_n = 8,78 \text{ cm}^2$$

$$A_e = U * A_n$$

$U = 1.0$ si la carga es transmitida por la totalidad de los elementos del perfil

$$A_e = 1 * 8,78 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 8,78 \text{ cm}^2$$

Determinación de r

Para seis tornillos en la conexión, la fuerza por tornillo será $P/6$. Las secciones bajo consideración tienen 3 tornillos cada una. (Sección a-a y b-b), por consiguiente la fuerza transmitida en cada sección será:

$$3 \left(\frac{P}{6} \right) = \frac{P}{2}$$

La sección a-a está sujeta a toda la carga P , mientras la sección b-b a $P/2$

Por lo tanto:

$$\text{Sección a-a: } r = \frac{P/2}{P} = 0,5$$

$$\text{Sección b-b: } r = \frac{P/2}{P/2} = 1$$

Determinación de P_n .

Sección a-a $r = 0,5$

Esfuerzo nominal

Espaciamiento de los tornillos perpendicular a la dirección del esfuerzo, $s = 8,5 \text{ cm}$

Cuando existen rodela bajo la tuerca y cabeza del tornillo

$$F_t = \left(1 - 0.9 r + \frac{3 * r * d}{s} \right) F_u$$

$$F_t = \left(1 - 0.9 * 0,5 + \frac{3 * 0,5 * 2,54 \text{ cm}}{8,5 \text{ cm}} \right) * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_t = 3573 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia nominal a tensión.

$$P_n = A_n * F_t \quad \eta_t = 2$$

$$P_n = 8,78 \text{ cm}^2 * 3573 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = 31370,94 \text{ kg}$$

Resistencia permisible

$$P_a = \frac{P_n}{\eta}$$

$$P_a = \frac{74949,09 \text{ kg}}{2}$$

$$P_a = 15685,47 \text{ kg}$$

Sección b-b $r = 1$

$$s = 8,5 \text{ cm}$$

Esfuerzo nominal

Cuando existen rodela bajo la tuerca y cabeza del tornillo

$$F_t = \left(1 - 0.9 r + \frac{3 * r * d}{s} \right) F_u$$

$$F_t = \left(1 - 0.9 * 1 + \frac{3 * 1 * 2,54 \text{ cm}}{8 \text{ cm}} \right) * 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_t = 3672 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia nominal a tensión.

$$P_n = A_n * F_t \quad \eta_t = 2$$

$$P_n = 8,78 \text{ cm}^2 * 3672 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = 32240,16 \text{ kg}$$

Resistencia permisible

$$P_a = \frac{P_n}{\eta}$$

$$P_a = \frac{32240,16 \text{ kg}}{2}$$

$$P_a = 16120,08 \text{ kg}$$

2.5.9.7 Determinación de la resistencia de la conexión.

La resistencia de la conexión será controlada por la menor de las resistencias calculadas. Por lo tanto, la resistencia de la conexión será controlada por la resistencia a tensión de la lámina externa.

$$P_a = 15685,47 \text{ kg}$$

$$P_a > P_T$$

$$15685,47 \text{ kg} > 6198,14 \text{ kg}$$

$$\eta = \frac{P_a}{P_T}$$

$$\eta = \frac{15685,47 \text{ kg}}{6198,14 \text{ kg}}$$

$$\eta = 2,5$$

2.5.10 RESUMEN DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Una vez realizados los cálculos respectivos la estructura del puente grúa, está compuesta por los siguientes especificaciones técnicas.

Capacidad de trabajo	Máxima 5000 kg
Luz entre apoyos	13,12 ft
Longitud total del puente	29,52 ft
Altura de izaje	16,4 ft
Viga principal	Perfil W 12*26 A-36
Viga longitudinal	Perfil W 14*53 A-36
Columna	Perfil W 8*24 A-36
Placa base	15 * 13 * 1 plg
Pernos de anclaje	Ø 1plg, 12plg, 7plg

CAPITULO III

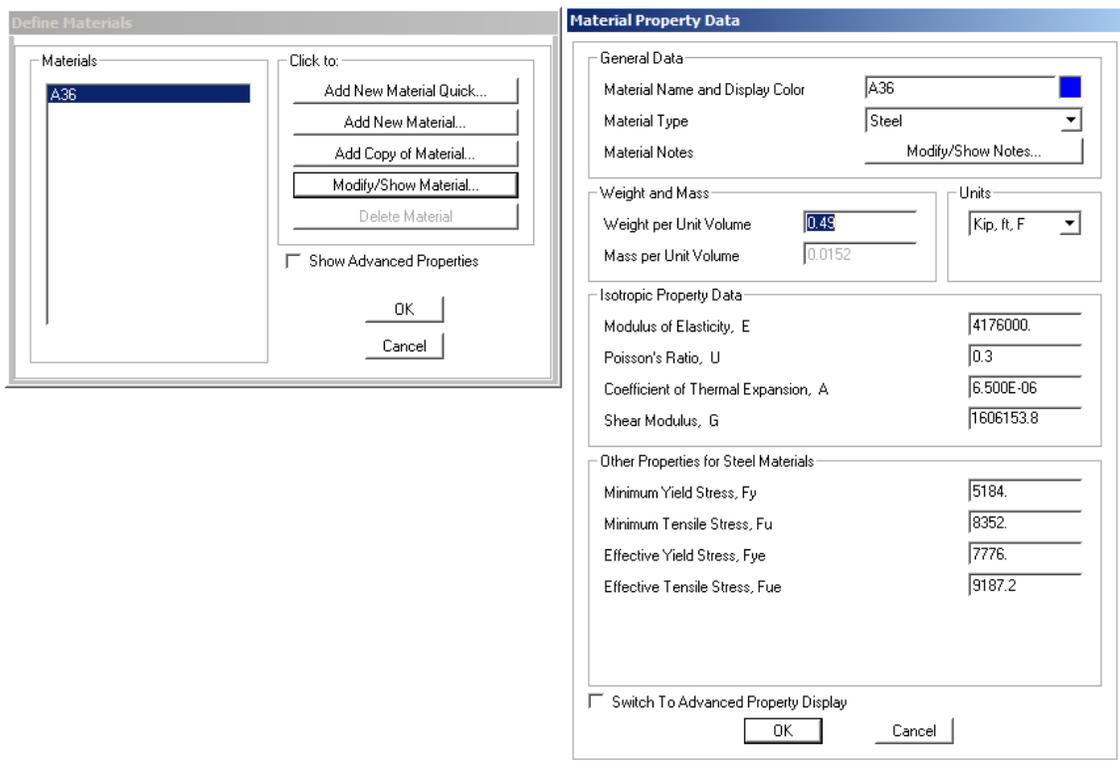
SIMULACION DEL PUENTE GRUA CON EL SOFTWARE SAP 200 1.4

RECORRIDO DE LA SIMULACION.

3.1 SELECCIONAR EL MATERIAL.

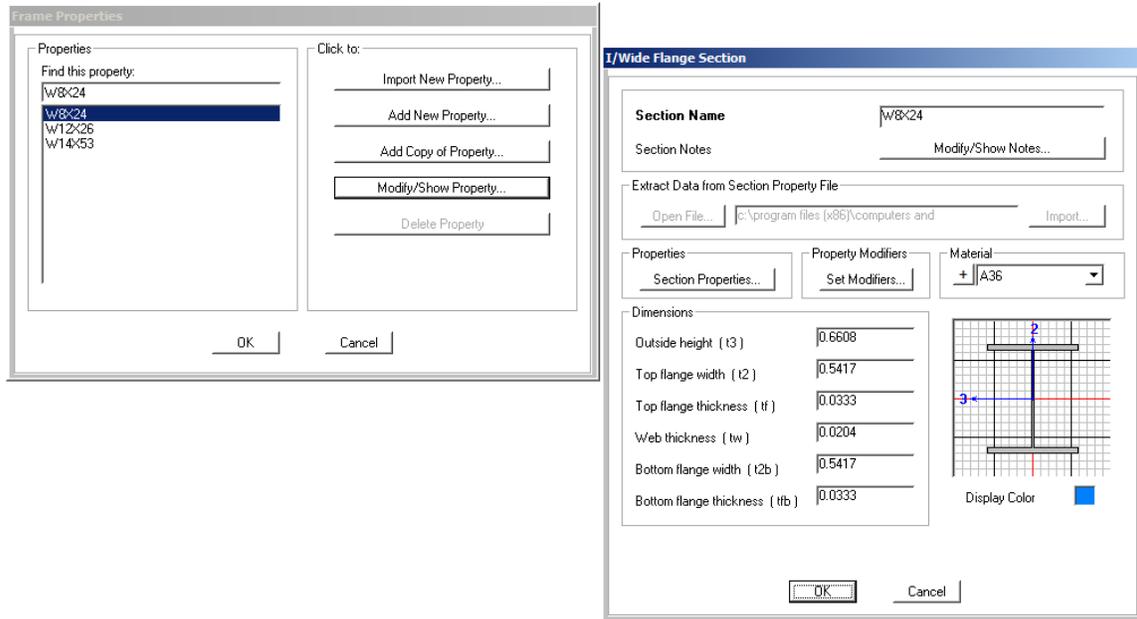
Como primer paso se debe seleccionar las unidades en las cuales se va a trabajar y el tipo del material con el que vamos a diseñar, este hacer referencia al material que se utilizó anteriormente en el capítulo de diseño.

El material utilizado son perfiles laminados en caliente, acero A36.



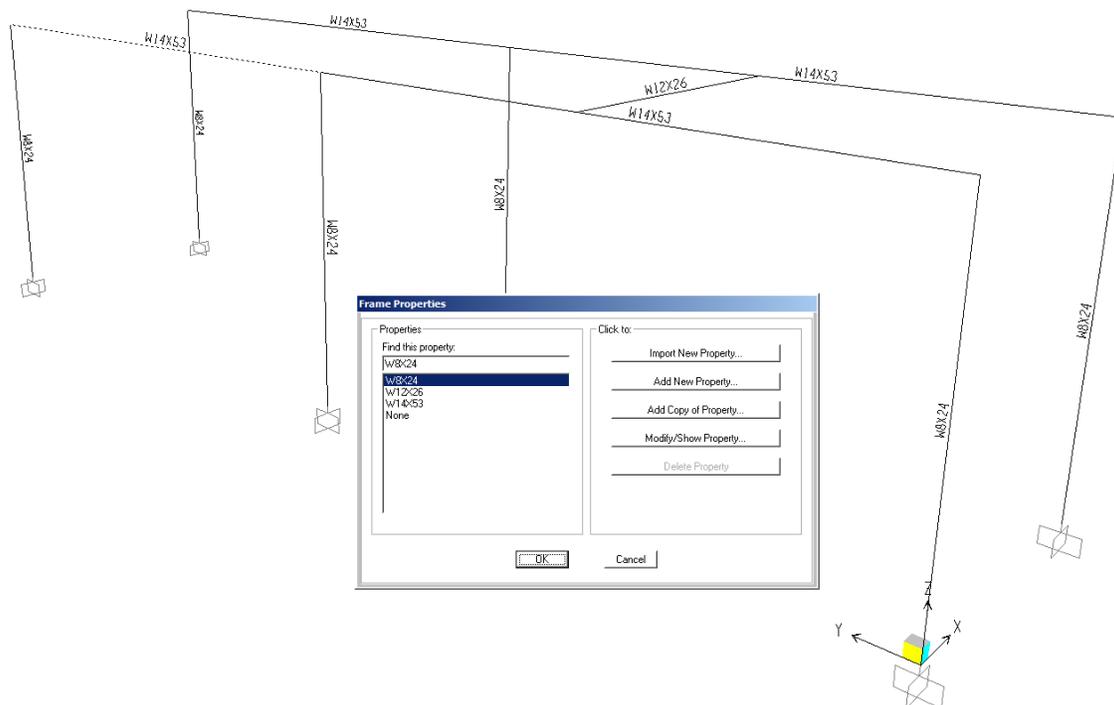
3.2 SELECCIONAR LOS PERFILES.

Se debe escoger y añadir los perfiles que componen la estructura, cada perfil tiene su tabla de especificaciones que hace referencia al manual de la AISC, para poder distinguir con mayor facilidad cada perfil se le debe otorgar un color.



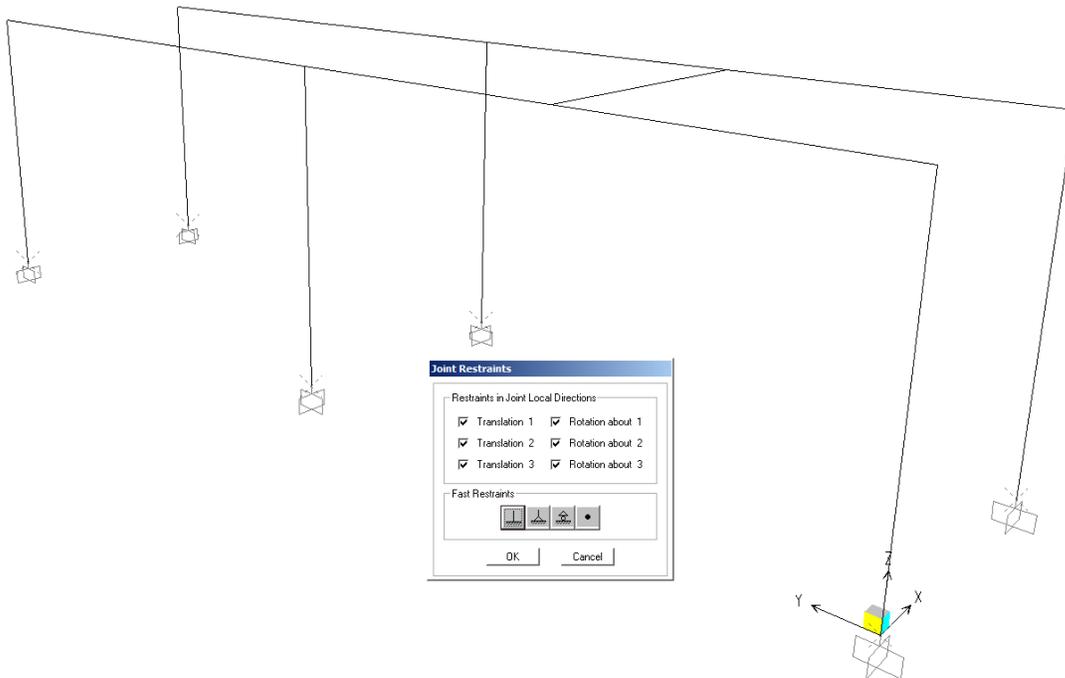
3.3 COLOCAR LOS PERFILES EN LA ESTRUCTURA.

Una vez colocada la grilla en el modelador se procede a dibujar el esqueleto de la estructura, posteriormente se selecciona las líneas y se colocan los perfiles correspondientes según las especificaciones del diseño realizadas anteriormente.



3.4 COLOCAR LAS RESTRICCIONES

Una vez colocados los perfiles se procede a poner las restricciones en las columnas, particularmente para este tipo de diseño se selección columnas con rotación y traslación impedidas en la base y con rotación libre y traslación impedida en el extremos superior; con una longitud efectiva de columna (K^{62}) teórico igual a 0,7



3.5 DEFINIR PATRONES DE CARGA.

Se debe definir todas las cargas que van a actuar en la estructura, para este diseño se utilizarán tres tipos de cargas principales que son:

Carga Viva (L).

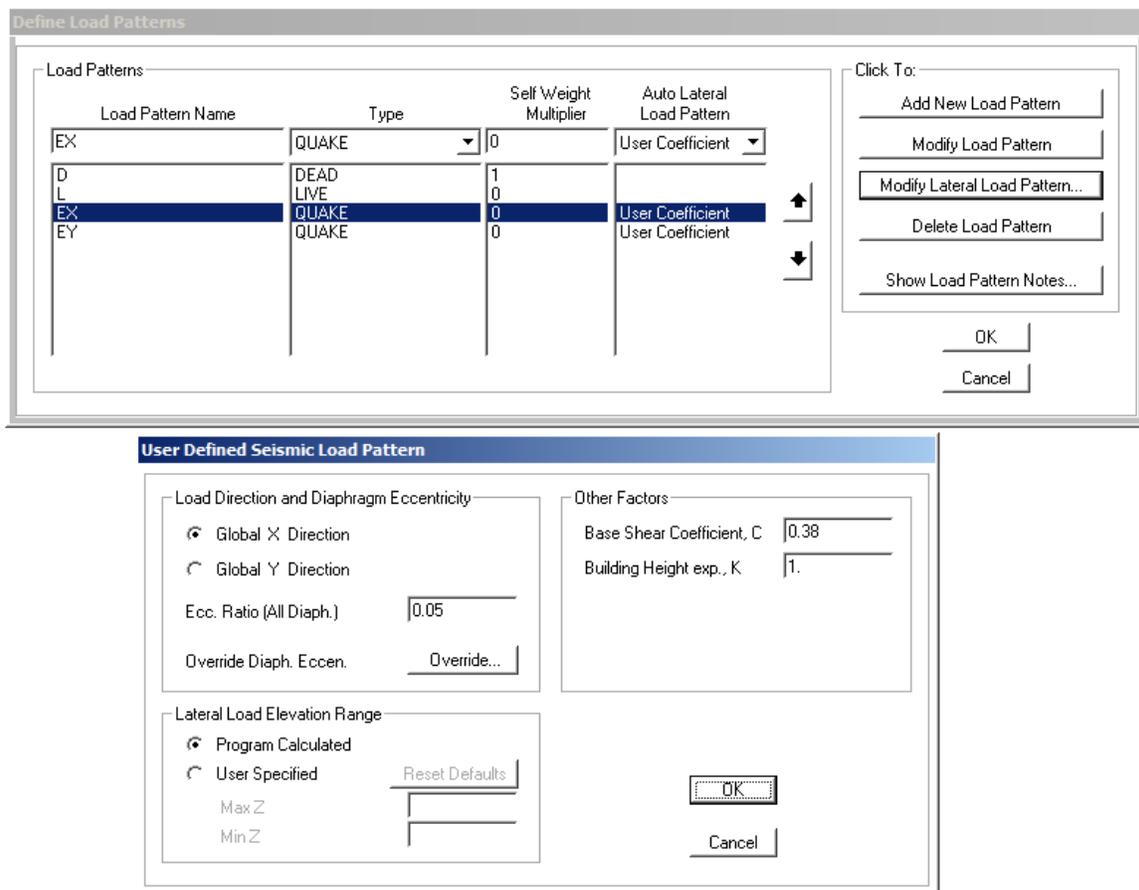
Carga Muerta (D).

Carga de Sismo en X (EX).

⁶² Jack C. McCormac; "Diseño de estructuras metálicas"; 4ta Edición; método ASD; México D.F Alfaomega Grupo Editorial S.A 1999, pág 118

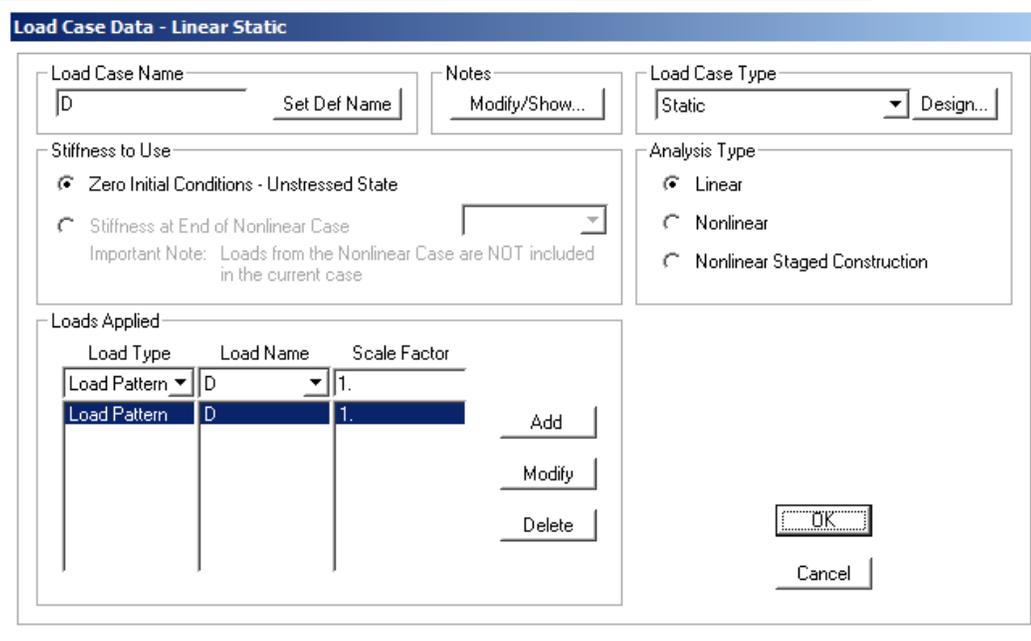
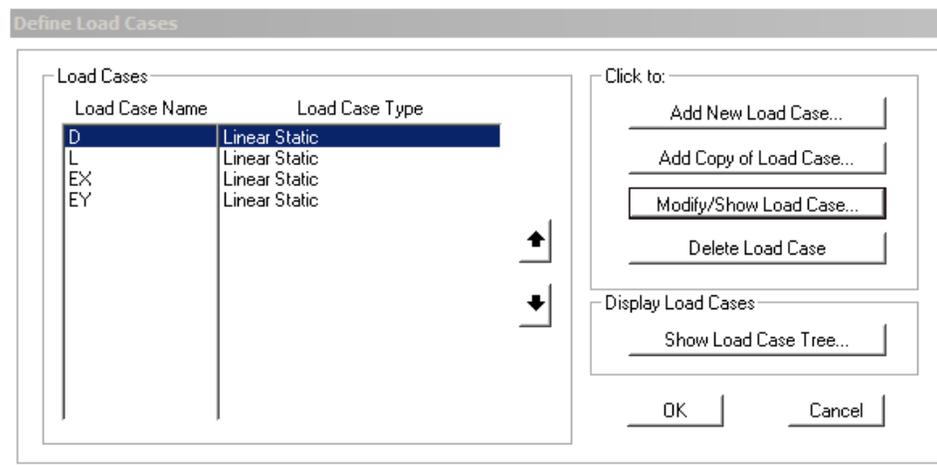
Carga de Sismo en Y (EY).

En la carga de sismo se utilizara un coeficiente del cortante basal, el cual ya fue calculado en el capítulo de diseño.



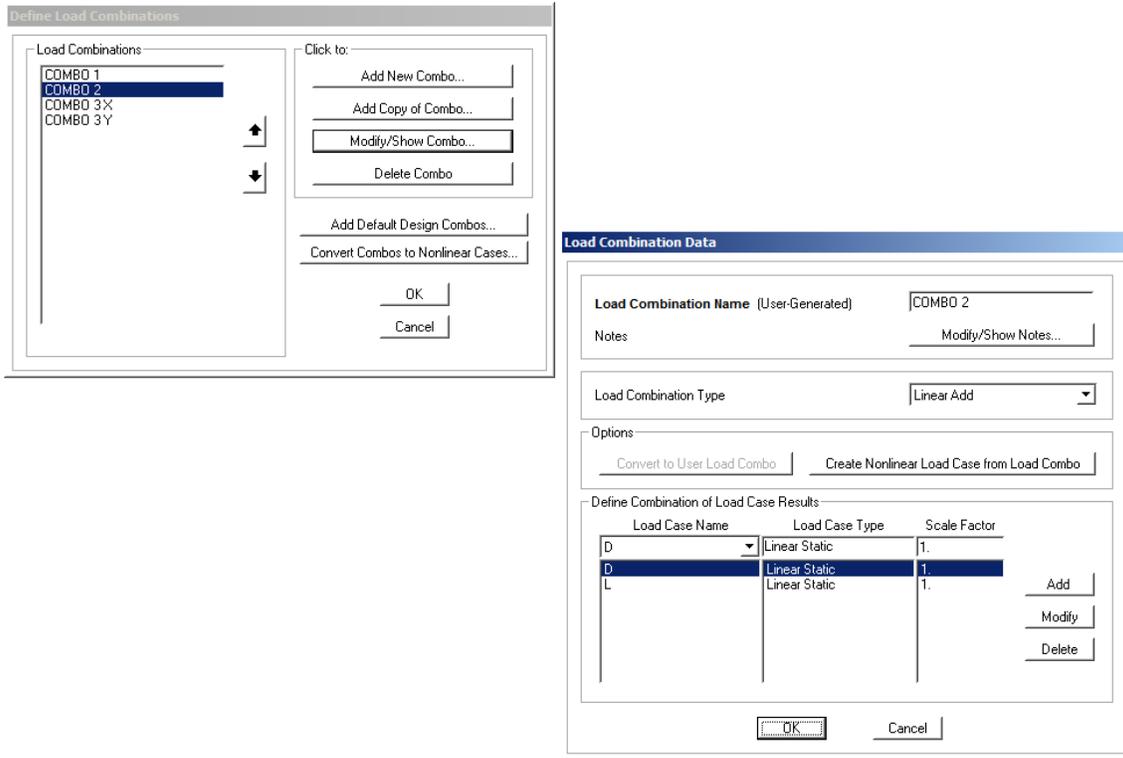
3.6 DEFINIR LOS CASOS DE CARGAS.

Puesto que el diseño es estático se deberá seleccionar en el caso típico de carga la opción de estático, cada una de las cargas deberá ser colocada dentro de la línea estática con un factor de escala igual a la unidad (1).



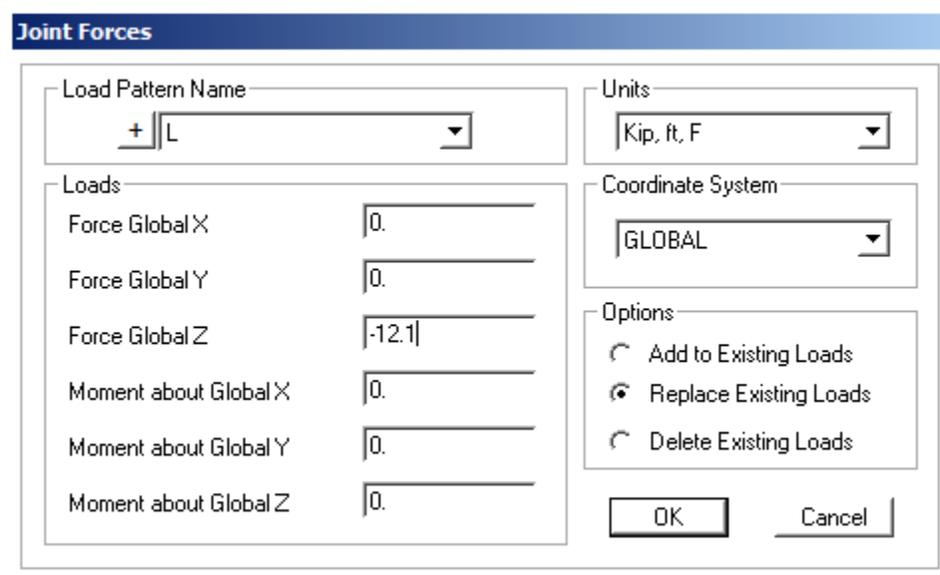
3.7 DEFINIR LAS COMBINACIONES DE CARGAS.

Se realiza los combos de aplicación de cargas, los cuales hacen referencia a las combinaciones de cargas descritas en el código ecuatoriano de la construcción; se debe colocar el nombre de la combinación e ir añadiendo cada una de las cargas en los diferentes combos, cada uno de las carga tiene un factor de escala igual a la unidad, que significa que se está aplicando toda la carga neta a la estructura.



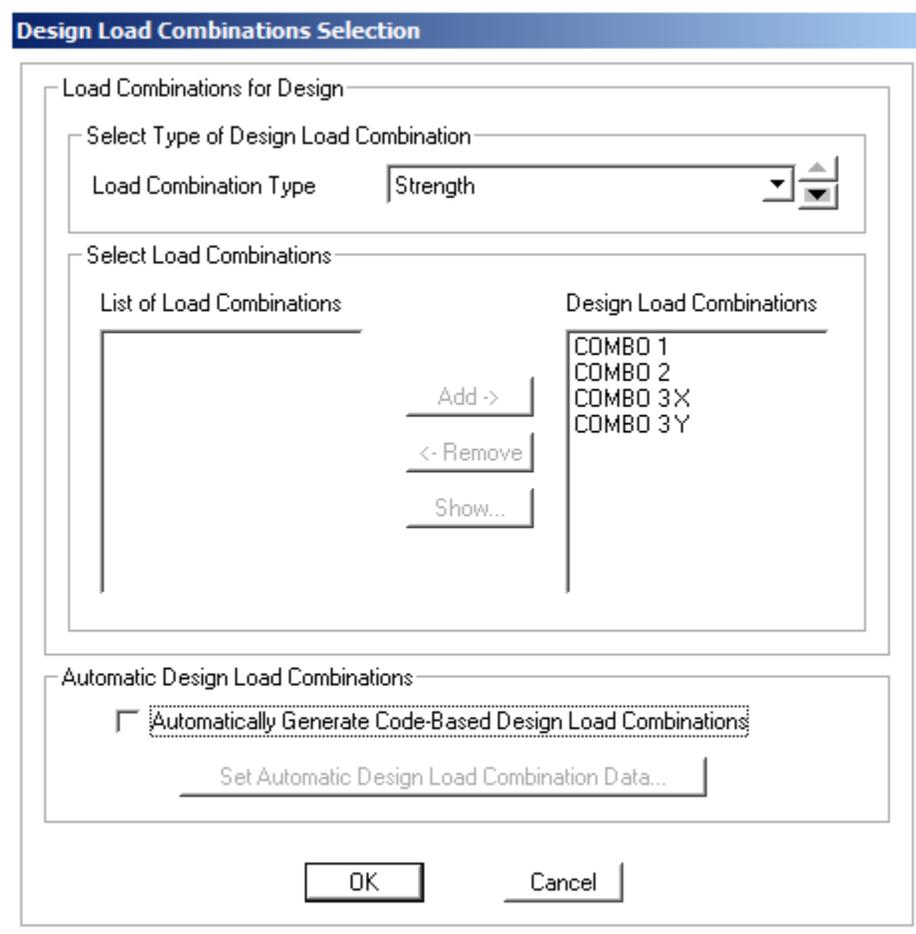
3.8 COLOCAR EL PUNTO DONDE SE APLICA LA FUERZA.

Primero se especifica el punto donde se va a aplicar la fuerza, posteriormente se coloca el valor de la fuerza aplicada.



3.9 DESIGNAR Y SELECCIONAR LAS COMBINACIONES DE CARGAS QUE SE APLICARAN A LA ESTRUCTURA

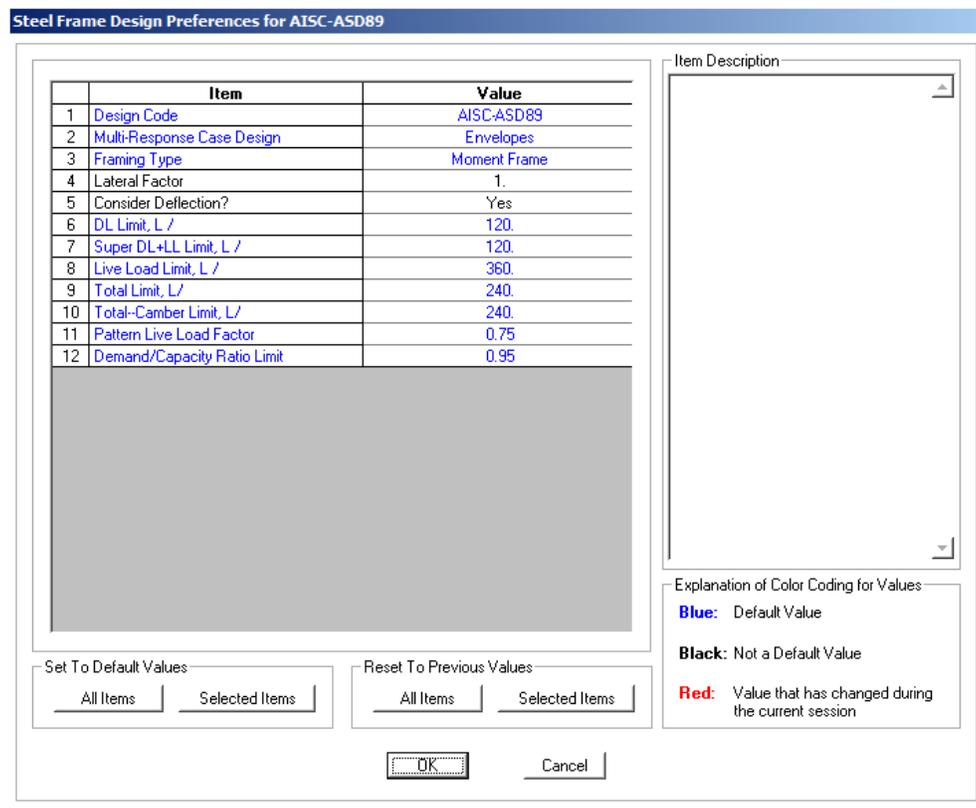
Una vez definida la lista de combinaciones de cargas estas son designadas en la estructura, añadiendo uno a uno los casos para poder aplicar todas las cargas al momento de mandar a correr el programa y poder visualizar cual es el comportamiento de la estructura cuando se aplica cada una de las combinaciones.



3.10 DEFINIR LAS REFERENCIAS DE DISEÑO PARA LOS TRAMOS DE ACERO.

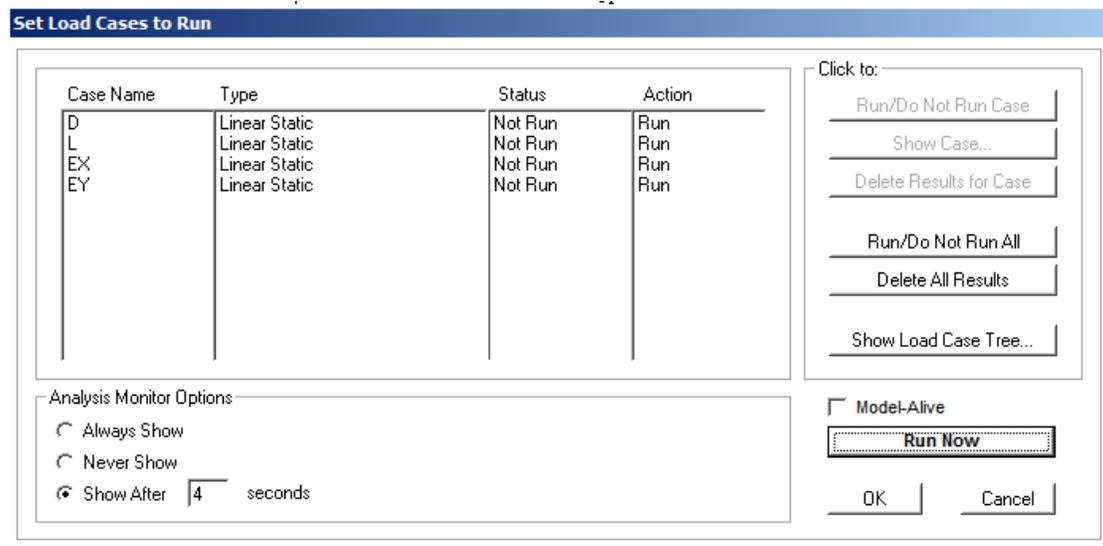
Al definir las referencias de diseño se debe seleccionar el método con el cual se va a trabajar para la simulación, en este caso es el método ASD98, puesto que

con este se realizaron todos los cálculos de los miembros estructurales tanto de pre-diseños como el diseño.



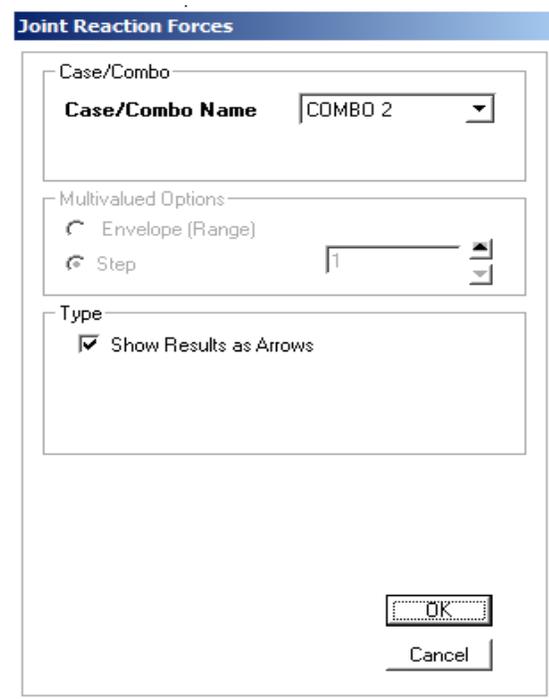
3.11 CORRER EL PROGRAMA.

Una vez definido todos los parámetros diseño se debe mandar a correr el programa verificando que todo se encuentre en las unidades definidas inicialmente y que todos los casos de carga se encuentren añadidos a los combos de cargas.



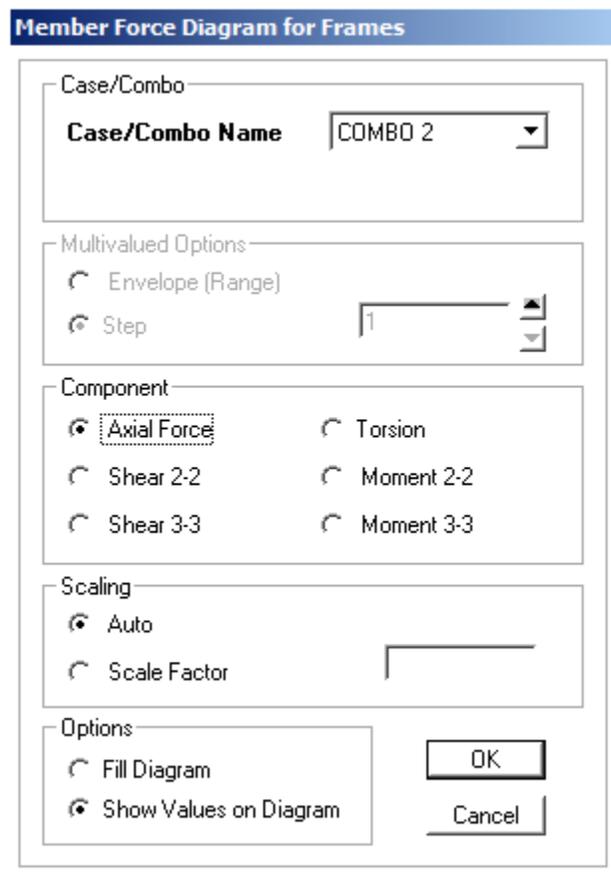
3.12 FUERZAS EN LOS PUNTOS DE RESTRICCIONES.

Una vez corrido el programa se puede verificar las fuerzas que se producen en los puntos de las restricciones e ir comparando con las calculadas teóricamente. Se debe notar que para cada combo existen valores diferentes de restricciones; el combo número dos es el más crítico, puesto que en este se aplica todas las fuerzas antes descritas.



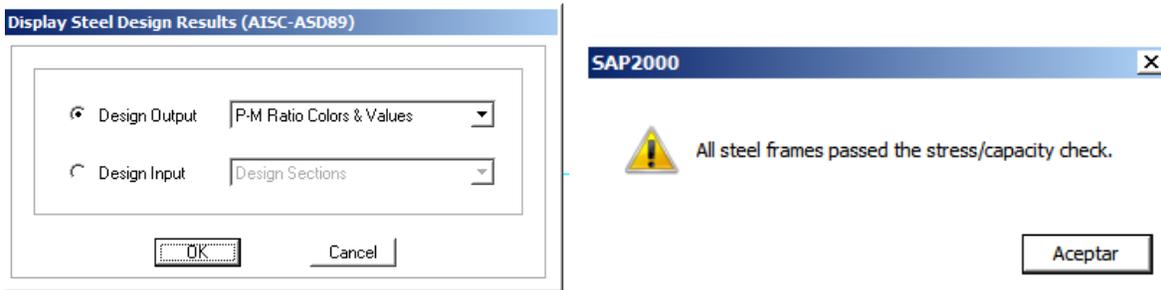
3.13 DIAGRAMA DE FUERZA PARA CADA TRAMO DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES

Con el programa corrido se puede verificar los diagramas de fuerza para cada uno de los miembros estructurales, seleccionada uno a uno los combos.



3.14 MOSTRAR LOS RESULTADOS DEL DISEÑO

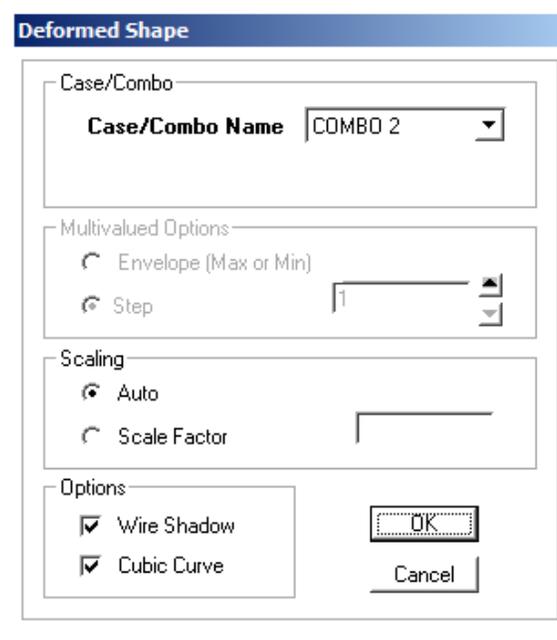
Una vez verificadas las reacciones y los diagramas de cada uno de los miembros estructurales, se procede a mostrar los resultados generales del diseño de la estructura.



En los resultados clara mente nos especifica que: **TODOS LOS TRAMOS DE ACERO SUPERADO EL CONTROL DE TENSION / CAPACIDAD.**

3.15 VERIFICAR LA TENSION EN EL ACERO Y DE LA DEFLEXION DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES.

Una vez comprobado que el diseño se encuentra correcto, como adicional podemos verificar tanto la deflexión de los miembros estructurales como el porcentaje al cual se encuentra trabajando cada miembro.



Steel Stress Check Information (AISC-ASD89)

Frame ID: VA1-3 Analysis Section: W14X53
 Design Code: AISC-ASD89 Design Section: W14X53

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO	
COMBO 2	7.38	0.324 (T)	=	0.000 + 0.324 + 0.000	0.047	0.000	▲
COMBO 2	9.23	0.399 (T)	=	0.000 + 0.399 + 0.000	0.046	0.000	
COMBO 2	11.07	0.473 (T)	=	0.000 + 0.473 + 0.000	0.045	0.000	▼
COMBO 2	12.92	0.544 (T)	=	0.000 + 0.544 + 0.000	0.043	0.000	
COMBO 2	14.76	0.613 (T)	=	0.000 + 0.613 + 0.000	0.042	0.000	
COMBO 2	14.76	0.613 (T)	=	0.000 + 0.613 + 0.000	0.042	0.000	▼

Modify/Show Overwrites Display Details for Selected Item Display Complete Details
 Overwrites Details Tabular Data

Strength Deflection Stylesheet: Default

CAPITULO IV
MONTAJE Y MANTENIMIENTO.

MONTAJE

Puede dividirse la operación en dos capítulos diferentes:

- Montaje de las vías de rodadura, su soporte y sus cimentaciones
- Montaje de la propia máquina

MONTAJE DE LAS VÍAS DE RODADURA, SU SOPORTE Y SUS CIMENTACIONES

Lo realizará generalmente la empresa receptora de la máquina siguiendo estrictamente las indicaciones que al respecto le haga el constructor.

Este, a tal fin, teniendo en cuenta las normas y cálculos necesarios, adjuntará a sus instrucciones o por entrega previa a las mismas las especificaciones técnicas concretas que deban cumplir las vías y su sustentación (Fig. 4)

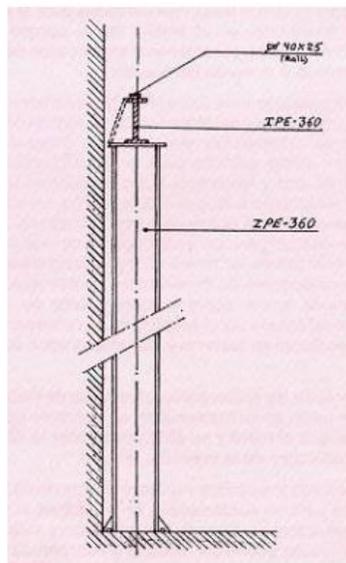


Figura 3.1 Montaje de una columna

4. MONTAJE DE LA PROPIA MÁQUINA

Evidentemente posterior, será realizado por el constructor o concesionario autorizado. Es trascendente aquí el trabajo propio de los montadores, en cuya formación debe contemplarse:

- Selección previa de individuos capacitados.
- Formación inicial adecuada.
- Reciclajes periódicos.

Es importante la consideración del último apartado ya que el montador, como todo trabajador, tenderá con la rutina cotidiana a no tratar como origen de peligro trabajos que para él son hábito.

4.2 Utilización

El puente grúa en cuestión será utilizado para tareas de traslado de cargas de un centro industrial, siendo esta tarea de máxima exigencia dadas las características del trabajo a realizar.

4.3 Ubicación y horas de uso

Nuestro puente grúa se ubica en la entrada de camiones con carga pesada, y se desplaza a lo largo abarcando toda la entrada. Se utiliza aproximadamente 20 horas diarias a razón de 40 minutos por hora y el peso promedio de carga trasladada es de 5 Ton.



Figura 3.2 Montaje de la viga principal

4.4 Definiciones generales de un puente grúa

Los Puentes-Grúa son máquinas para elevación y transporte de materiales, tanto en interior como en exterior, de uso muy común tanto en almacenes industriales, como talleres. Básicamente se trata de una estructura elevada formada por una o

varias vigas metálicas, con un sistema de desplazamiento de cuatro ruedas sobre raíles laterales, movidos por uno o más motores eléctricos, con un sistema elevador central mediante polipasto y gancho.

La máquina

Dada la relativa ambigüedad del término puente-grúa, se hace necesaria una definición-descripción previa del concepto que aquí se considera:

- Un Puente Grúa está compuesto generalmente por una doble estructura rematada en dos testeros automotores sincronizados dotados de ruedas con doble pestaña para su encarrilamiento. Apoyado en dicha estructura y con capacidad para discurrir encarrilado a lo largo de la misma, un carro automotor soporta un polipasto cuyo cableado de izamiento se descuelga entre ambas partes de la estructura (también puede ser mono-raíl con estructura simple). La combinación de movimientos de estructura y carro permite actuar sobre cualquier punto de una superficie delimitada por la longitud de los raíles por los que se desplazan los testeros y por la separación entre ellos.
- Los raíles de desplazamiento están aproximadamente en el mismo plano horizontal que el carro y su altura determina la altura máxima operativa de la máquina.
- La elevación de los carriles implica la existencia de una estructura para su sustentación. En máquinas al aire libre la estructura es siempre específica para este fin; en las de interior puede ser aledaña o incorporada a la de la propia nave atendida por la máquina.

El manejo de la máquina puede hacerse desde una cabina añadida a la misma y sita generalmente sobre uno de sus testeros; o bien, lo que cada vez es más frecuente en máquinas sin ciclo operacional definido, por medio de mando a distancia con cable, activado desde las proximidades del punto de operación.

4.5 MANTENIMIENTO PUENTE GRÚA

Todas las tareas de comprobación y mantenimiento de estos equipos deben realizarlas personal cualificado y con formación suficiente. Como siempre, se solicita a los técnicos los manuales de mantenimiento correspondientes a sus propios equipos, que ofrecen la información exacta de las necesidades de mantenimiento preventivo.

Normas generales de mantenimiento de los puentes grúa

- Colocar el puente grúa en una zona que no entorpezca la marcha o el trabajo del resto de los puentes grúa que puedan trabajar en los mismos caminos de rodadura aislando el puente y zona de trabajo, tanto con medios de señalización como con calzos y topes en las vías de rodadura
- Dispositivo que al accionar sobre los patines de toma de corriente, los aíse de la línea correspondiente.
- Si no es posible desconectar el interruptor principal, se bloquearan los mandos del puente grúa para que nadie pueda actuar sobre ellos.
- Cuando se utilicen gatos hidráulicos se dispondrán tacos de seguridad que aseguren su posición al material levantado en previsión de posibles fallas de los gatos. Los gatos se asentaran sobre piezas de madera para evitar roces entre metales.
- Cada puente grúa llevara un libro registro en el que se anoten fechas, revisión y averías.

Respecto al mantenimiento, la participación del gruísta puede resumirse en:

- Revisión diaria visual de elementos sometidos a esfuerzo.
- Comprobación diaria de los frenos.

- Observación diaria de carencia de anormalidades en el funcionamiento de la máquina.
- Comprobación semanal del funcionamiento del pestillo de seguridad del gancho.

4.6 MANTENIMIENTO MECÁNICO (TRIMESTRAL – SEMESTRAL)

4.6.1 Estructura:

- Comprobar uniones de vigas (apriete tornillos, control de soldaduras, etc.)
- Inspeccionar los carriles de rodadura (alineación, desgaste, fijación a vigas)

4.6.2 Testeros:

- Comprobar la frenada simultanea de los grupos motrices [mensual]
- Comprobar funcionamiento de los motores [mensual]
- Comprobar desgaste de las pestañas de las ruedas [trimestral - semestral]
- Comprobar que no existan grietas capilares en las zonas de rodadura de las ruedas [trimestral - semestral]
- Verificar niveles de aceite y estado de grasas en los grupos reductores [trimestral - semestral]
- Comprobar apriete tornillos y tuercas de fijación de los distintos elementos (motores, reductores, topes, etc.). Estado de soldaduras [semestral, anual]

4.6.3 Carro:

- Engrase del cable de elevación [mensual]
- Comprobar perdidas de aceite o grasa [mensual]
- Comprobar estado de las ruedas del carro [trimestral - semestral]
- Inspeccionar cable de elevación y sus amarres [trimestral - semestral]
- Engrasar dientes, rodamientos y puntos de fricción [trimestral - semestral]
- Verificar niveles de aceite o estado de grasas de los reductores de elevación y traslación [trimestral - semestral]
- Examinar el desgaste de los elementos de freno [trimestral - semestral]

- Comprobar regulaciones limitador de carga máxima [trimestral - semestral]
- Comprobar apriete de tornillos y tuercas de fijación de los distintos elementos.

4.6.4 Gancho:

- Observar giro poleas (engrase a vida) [mensual]
- Comprobar buen estado del gancho de carga [trimestral - semestral]
- Engrase rodamiento axial [trimestral - semestral]
- Engrase de poleas (si no tienen engrase a vida) [trimestral - semestral]

4.6.5 Freno de izaje:

- Verificar que estando el puente con carga máxima, el freno mantenga la posición sin resbalamientos.
- Controlar que no existan juegos anormales y desgastes en los mecanismos de accionamiento.
- El espesor del material antifricción debe tener un espesor que no debe ser inferior a la marca de espesor mínimo que el mismo posee.

4.6.6 Cable:

- No deben observarse más de 6 alambres cortados o quebrándose en una longitud de 6 veces el diámetro del cable
- No deben observarse alambres anidados o retorcidos
- No debe observarse oxido
- Diámetro mínimo tolerable: 16mm. Diámetro original: 19.05 mm (3/4")
- Control de ajuste de los tornillos de fijación de los prisioneros del cable: 9 Kgm
- Verificar la existencia de lubricación

4.6.7 En las poleas:

- Verificar si el diámetro de la polea corresponde al cable
- Si la superficie garganta es lisa

- Si el diámetro garganta es el apropiado

4.6.8 Tambores

- Ningún ruido o vibración anormal en los extremos de apoyo
- Cable correctamente arrollado sobre los canales
- Verificar existencia de lubricación
- Verificar si el diámetro del tambor es el apropiado
- Si el diámetro de las ranuras es el que corresponde
- Angulo de desviación lateral

4.6.9 Rodillos de apoyo

Si la superficie está en buen estado

- a) Desgaste de las ruedas
 - Comprobar el juego libre de las pestañas de los carriles (>5mm)
 - Comprobación de las protecciones de mecanismos (engranajes, acoplamientos, etc)
- b) Lubricación (según normas del fabricante):
 - Engrasar rodamientos de cuatro ruedas de la traslación del carro
 - Engrasar cojinetes de polea condensadora (elevación principal).

4.7 MANTENIMIENTO ELÉCTRICO (periodicidad trimestral)

- Controles
- Tableros
- Radiomandos
- Resistencias de motores
- Control de motores
- Frenos (electromagnéticos o corrientes parasitas)
- Limitadores de carrera y carga
- Cuadros de maniobra fuerza y protección
- Relés térmicos

4.7.1 Controles

Antes de que entre en funcionamiento la grúa, hay que rearmar los relés térmicos de los motores para que salten en caso de sobrecarga del motor y paren la maniobra.

Se realiza la maniobra de los puntos cero (accionado de palanca de control), verificación física. Al accionar el pulsador de marcha, arranca el contactor general, después de estar todos los contactos a cero.

4.7.2 Tableros

- Sopletear resistencias de frenado de movimientos de traslación de carro y traslación de puente
- Sopletear resistencias rotóricas de motor de izaje.

4.7.3 Radiomandos

- Controlar el estado de botoneras, manipuladores, indicadores luminosos, llaves de contacto y pupitre. En caso de encontrar piezas deterioradas reemplazarlas.

4.7.4 Resistencia de los motores

Habitualmente las resistencias van en cuadros enrejados. Se ve de forma visual si están calcinadas.

a) Control de motores

- Retirar tapas
- Controlar estado de escobillas, su largo debe ser mayor al mínimo demarcado en la misma por el fabricante. No se deben observar

rayas en la superficie de contacto, debe desplazarse libremente en su alojamiento.

- Controlar estado de resortes y su posición en el alojamiento
- Controlar estado de anillos rozantes, formación de pátina y ausencia de rayas superficiales
- Realizar limpieza por medio de aire filtrado.

b) Controlar colector

- Retirar tapas de colector
- Controlar estado de escobillas, su largo debe ser como mínimo el 50% del original. No se deben observar rayas en su superficie de contacto. Debe desplazarse libremente en su alojamiento.
- Controlar estado de resortes y su posición en los alojamientos
- Controlar estado de colector, formación de pátina y ausencia de rayas superficiales.
- Repasar ajuste de terminales o conectores
- Sopletear con aire filtrado
- Controlar ajuste de acople elástico mecánico con el eje del motor.

c) Controlar dínamo tacométrica

Limitadores fin de carrera y carga

Se realiza una inspección visual, donde se comprueba si están rotas las palancas de accionamiento y se verifica si funcionan eléctricamente mediante maniobra

- Accionar todos los límites de carrera de a uno y verificar que produzcan el efecto deseado
- Verificar y, de ser necesario ajustar, los tornillos de fijación y de las palancas accionadoras de los límites de carrera.

- Verificar y ajustar de ser necesario los topes fijos de accionamiento de los límites de carrera, tanto los que se encuentran fuera de la grúa como los que se encuentran a bordo de la misma.

Cuadros maniobra-fuerza y protección

Se verifica el estado general del cuadro y se comprueban los contactos de los contactores. Si están gastados, se liján o se reponen.

Relés Térmicos

Se fuerza la maniobra del relé térmico para saber si corta dicha maniobra.

Se saca el relé y la activación de las sondas de temperatura del motor tiene que cortar la maniobra.

4.8 MANTENIMIENTO ELÉCTRICO GENERAL

- Observar estado de armarios de eléctricos de control y sus puertas [mensual]
- Comprobar estado de las cajas de conexión [mensual]
- Comprobar limitadores de fin de carrera de elevación, traslación de carro y traslación de puente [mensual]
- Revisar estado de los elementos móviles de alimentación eléctrica [mensual]
- Comprobar estado escobillas y colector motores si los llevan [trimestral - semestral]
- Comprobar la presión de los tomacorrientes [trimestral - semestral]
- Comprobar el estado de los grafitos [trimestral - semestral]
- Comprobar estado de las conexiones en general [semestral]
- Revisar empalmes y sujeción de línea a alimentación [semestral]

4.9 SEGURIDAD MANTENIMIENTO PUENTES GRÚA

Antes de efectuar cualquier trabajo de revisión, reparación o mantenimiento de Puentes-Grúa, este deberá colocarse en un lugar adecuado que no moleste a otras grúas o equipos, ni al resto de operarios y labores.

El Puente-Grúa deberá ser desconectado de la Red eléctrica, y su interruptor bloqueado para que no pueda ser puesto en marcha de forma accidental. Además de esta, deberán cumplirse el resto de normas establecidas por Ley para equipos y operarios, no comenzar las tareas de mantenimiento-reparación hasta no disponer de todos los elementos que sean necesarios para garantizar la seguridad de los técnicos de mantenimiento y del resto de operarios de la ubicación del equipo.

4.9.1 Riesgos

Un riesgo fundamental específico debe ser prioritariamente considerado: El desplome de objetos pesados. Cabe incluir en este riesgo básico el desplome de las cargas, el de elementos de las máquinas, el de la propia máquina o de sus estructuras de sustentación, etc.

A este debe añadirse otro riesgo específico: golpes por objetos móviles; considerando también que éstos pueden ser las propias cargas, partes de las máquinas o sus accesorios, la máquina, etc.

A estos riesgos estará sometido todo el personal que opere en el entorno de acción del aparato.

Otros riesgos, no específicos, afectarán únicamente a los operadores: caídas de cargas desde alturas, contactos eléctricos, stress, etc.

Se presenta seguidamente la exposición, no de un análisis detallado de las condiciones peligrosas que pueden surgir en el entorno y causar una posible condición de riesgos, sino un resumen estructurado de las normas y

consideraciones previas necesarias para eludir la aparición de dichas circunstancias en función de su origen último.

4.9.2 Utilización

La figura clave de la seguridad durante la utilización de la máquina es evidentemente el gruista o conductor; debe cumplir unas determinadas condiciones fisiográficas:

Condiciones físicas o psíquicas determinantes.

- Rapidez de decisión.
- Coordinación muscular.
- Reflejos.
- Aptitud de equilibrio.
- Normalidad de miembros.
- Agudeza visual, percepción de relieve y color.
- Edad (superior a 20 años)

Asimismo debe ser capacitado para maniobrar el puente grúa con seguridad mediante una instrucción teórico-práctica adecuada que debe además reforzarse cada uno o dos años.

Respecto al uso de un aparato concreto, el conductor debe conocer la documentación que le acompañará que estará compuesta por:

- Las normas de conducción del aparato.
- El mantenimiento del mismo (en lo que a él atañe)

No obstante indicamos a continuación algunas Normas básicas de seguridad para el conductor:

- Levantar siempre verticalmente las cargas.
- Si la carga, después de izada, se comprueba que no está correctamente situada, debe volver a bajarse despacio.

- Si la carga es peligrosa se avisará la operación con tiempo suficiente.
- No debe abandonarse el mando de la máquina mientras penda una carga del gancho.
- Debe observarse la carga durante la traslación.
- Se debe evitar que la carga sobrevuele a personas.
- No debe permitirse a otras personas viajar sobre el gancho, eslingas o cargas.
- Cuando se trabaje sin carga se elevará el gancho para librar personas y objetos.
- No operar la grúa si no se está en perfectas condiciones físicas. Avisar en caso de enfermedad.

4.9.3 Protecciones personales

Únicamente en el caso de que se maneje la máquina desde el suelo por medio de mando a distancia, implica por sí mismo el uso de una prenda de protección personal:

a) El Casco de Seguridad

Otras prendas podrían ser necesarias, pero no ya derivadas de los riesgos propios de la máquina hacia su maquinista, sino de otros coexistentes en cada entorno laboral concreto.

Todas las prendas han de ser homologadas según legislación vigente.

b) Salud

Los temas correspondientes a salud hacen mención a los aspectos en que deberá poner cuidado el operario para cuidar su propia salud, a saber:

- Protección auditiva
- Protección respiratoria (dependiendo del área donde desempeñe su tarea)
- Protección ocular (dependiendo del área donde desempeñe su tarea)

4.9.4 Medio ambiente

Se debe poner especial cuidado al realizar las tareas de mantenimiento para no afectar al medio ambiente

- Recipientes apropiados para arrojar residuos industriales, ya sea residuos de pintura utilizada para demarcación o repintado de escaleras, sendas, etc., como también los residuos del mantenimiento mecánico (grasa, aceite, rodamientos y rulimanes, etc) y los del mantenimiento eléctrico (cables, restos de cinta aislante, etc.)

CAPITULO V

DETALLE DE COSTOS.

5. DETALLE DE COSTOS

En el detalle de los costos se determinara la cantidad de recursos económicos a emplearse en el diseño, construcción y puesta en funcionamiento del puente grúa.

Se aclara que la cotización es una estimación, ya que el precio de algunos componentes, como los aceros y otros elementos varían de un día a otro; por lo que el costo de del puente grúa varia.

5.1 COSTOS DIRECTOS

En los costos directos se detallan: materiales directos, elementos directos, costos de maquinado y montaje.

5.1.1 Materiales directos

Los costos de los materiales directos se presentan en la tabla 5.1, que hace referencia al anexo A-7

Tabla 5.1. Costos materiales directos.

COSTOS MATERIALES DIRECTOS			
MATERIAL	CANT.	VALOR UNT.	VALOR TOTAL
PERFIL HEB 300x300x12mts	4	2520	10080
PERFIL IPE 300X160X6mts	1	448.5	448.5
PERFIL HEB 160x160x12mts	3	920	2760
PLACAS A-36 356X310X24	6	38.14	228.84
PLACAS A-36 280X263X10	2	10.47	20.94
PLACAS A-36 450X165X10	8	10.69	85.52
PLACA A-36 250X160X10	8	5.76	46.08
PLACAS 200X150X15	4	6.48	25.92
VARILLA CORRUGADA 1" X 12000	1	58	58
			13753.8

Fuente: Dipac

5.1.2 Costos de elementos normalizados adicionales

Los costos de los elementos adicionales directos se presentan en la tabla 5.2, hace referencia al anexo A-7, Son los costos que se tiene de elementos prefabricados bajo distinto tipo de normas, elementos del control, pernos, motores, rodamientos, etc.

Tabla 5.2: Costos de elementos adicionales directos

COSTOS DE ELEMENTOS ADICIONALES DIRECTOS			
MATERIAL	CANT.	VALOR UNT.	VALOR TOTAL
PERNOS M16X40*1,5	20	0.75	15
PERNOS M16X30*1,5	10	0.64	6.4
PERNOS 1"X75 - 8UNC	115	4.066	467.59
TUERCA M16*1,5	30	0.2	6
TUERCA 1" UNC	115	1.047	120.41
ELECTRODOS E-7013, 1/8"	3	3.36	10.08
PINTURA ANTICORROSIVA	1	68.61	68.61
POLIPASTO	1	4390	4390
KIT DE RUEDAS	2	749	1498
			6503.395

Fuente: Castillo Hermanos, BKB.

5.1.3 Costo de maquinado

Este costo, tiene que ver con el valor respecto a la mano de obra directa para la fabricación de las piezas del puente grúa, empleada en las maquinas herramientas. Esto se calcula basándose en el tiempo requerido para la construcción de cada elemento. Tolos los valores se presentan en la tabla 5.3.

Tabla 5.3. Costos de maquinado.

COSTOS DE MAQUINADA			
PROCESO	COSTO MAQUINA- MANO DE HOBRA (USA/H)	VALOR UNT.	VALOR TOTAL
TORNO	14	12	168
TALADRO DE PEDESTAL	5.5	10	55
SOLDADORA ELECTRICA	12	5	60
MACHUELADO	5	9	45
INSTRUMENTOS DE MEDIDA	2	13	26
AMOLADORA	2.5	8	20
DOBLADORA	4	7	28
			402

Fuente: Asistencia Mecánica Industrial AMEIXT

5.1.4 Costo de montaje

Para obtener el costo de montaje, se considera la mano de obra necesaria para el armado y ensamblado de cada uno de los miembros y subconjuntos del puente grúa. Se considera el trabajo de 2 personas durante 3 días a un costo de 13 USD hora/trabajador, obteniendo un resultado de 384 USD.

5.1.5 Costo directo total

En la tabla 5.4 se indica la cantidad total del costo directo.

Tabla 5.4: Costos directos totales

COSTOS DIRECTOS TOTALES	
COSTOS	VALOR TOTAL
MATERIA PRIMA	13753.8
ELEMENTOS ADICIONALES	6503.395
COSTOS DE MAQUINADA	262
COSTOS DE MONTAJE	384
	20903.195

5.2 COSTOS INDIRECTOS

5.2.1 Costos de elementos indirectos

Estos costos, son los generados por el uso de materiales suplementarios, en la construcción de los componentes del puente grúa.

Tabla 5.5: Costos de elementos adicionales indirectos

COSTOS DE ELEMENTOS ADICIONALES INDIRECTOS				
INSUMOS	CANT.	UNIDAD	VALOR UNT.	VALOR TOTAL
DISCOS DE CORTE	4	unidad	1.55	6.2
FLAPS, DISCO DE LIJAS	5	unidad	3.95	19.75
GUANTES DE NITRILO	3	uni. (pares)	4.2	12.6
GUAIPE	10	unidad	0.12	1.2
				118.44

Fuente: Bohler Norte, Esbiab, RDI, Pintulac.

5.2.2 Costo de Ingeniería

Este costo, se refiere al tiempo empleado en el diseño de cada uno de los elementos que componen el puente grúa. Para el costo de ingeniería se considerara el sueldo de un egresado de ingeniería, o el salario de una ayudante de laboratorio de la UPS, y este corresponde a 650 USD, se tomará un periodo de 3 meses, el costo total de ingeniería es de 1950 USD.

5.2.3 Costo de imprevistos

Se relaciona principalmente con los gastos de movilización del personal, costo de fletes de entrega de materiales, impresiones de planos, etc. Se estima un valor de 120 USD.

5.2.4 Costos indirectos totales

En la tabla 5.6 se indica el valor total de los costos indirectos.

Tabla 5.6: Costos indirectos totales

COSTOS INDIRECTOS TOTALES	
COSTOS	VALOR TOTAL
ELEMENTOS ADICIONALES	118.44
COSTOS DE INGENIERIA	1950
COSTOS DE IMPREVISTOS	120
	2188.44

5.3 COSTOS TOTALES DEL PUENTE GRUA.

Tabla 5.7: Costo total del puente Grúa

COSTO TOTAL DEL PUENTE GRÚA	
COSTOS	VALOR TOTAL
COSTOS DIRECTOS	20903.195
COSTOS INDIRECTOS	2188.44
	23091.635

Los costos de construcción del puente grúa no incluyen IVA, y se obtuvieron los valores a partir de proformas a nombre de XAVIER TONATO (propietario AMEIXT), facilitados por distintos distribuidores comerciales de la ciudad de Quito entre estos: Dipac, Castillo Hermanos, Bohler Norte, RDI, Esbiab, Pintulac, entre otros; ver los anexos A-7.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6. CONCLUSIONES

A lo largo de este capítulo se pretende plasmar las principales conclusiones obtenidas tras la realización del proyecto.

6.1 CONCLUSIONES DEL PROYECTO:

- El diseño del puente grúa cumple con norma de la AISC, tanto en el diseño de los perfiles, de la placa base y uniones atornilladas.
- El cálculo ha dado como resultado perfiles estructurales que en el mercado Ecuatoriano no existen, puesto que se trabajó bajo las especificaciones del manual AISC, para ello se seleccionará perfiles semejantes según especificaciones de proveedores nacionales.
- Al diseñar el puente grúa se debe tomar en cuenta las limitaciones de espacio, tanto para el montaje como para el mantenimiento mensual, semestral y anual que se debe realizar según lo establecido para garantizar el buen funcionamiento, salvaguardando la integridad humana.
- Todos los elementos analizados cumplen con el requerimiento de seguridad, con un factor de seguridad amplio.
- El resultado que da el programa SAP 2000, garantiza la viabilidad del diseño, así como confirma gráficamente los cálculos hechos.

- Los programas computacionales como SAP 2000 utilizados en este proyecto, se fundamentan en la aplicación de métodos de diseño por elementos finitos, con lo que se convierte en una herramienta importante en la resolución de problemas de ingeniería.
- Es dispositivo disminuirá el esfuerzo físico que realiza el operario para el movimiento de cargas, lo cual les permitirá movilizar mayor cantidad de producto en menor tiempo.

6.2 RECOMENDACIONES:

- Debido al clima húmedo que se presenta, por la posición geográfica y efectos ambientales, se recomienda que la estructura del puente grúa tenga un recubrimiento anticorrosivo.
- El puente grúa debe ser utilizado a la capacidad que fue diseñado, no realizar trabajos que excedan la carga de diseño.
- Se debe realizar mantenimiento de forma periódica de todos los elementos, especialmente de los rodamientos y piezas que estén en contacto con estos, para de esta manera incrementar el tiempo de vida útil del dispositivo.
- Para realizar el mantenimiento de todo el dispositivo es recomendable seguir la guía que se encuentra en el ANEXO G o a su vez los pasos descritos en el capítulo del proyecto.
- Se deberá tomar en cuenta que el manejo del dispositivo deberá ser realizado por personal capacitado con el fin de disminuir los factores de riesgos propios del personal.

BIBLIOGRAFÍA.

- Diseño de estructuras metálicas; método ASD; Jack C. McCormac; 4ta Edición; págs.4-12, 32-36, 38, 43,44. 300-388.
- Manual of steel construction "AISC", 2ta Edición; pg. 1-29.
- Merritt Frederick, "manual de diseño de Estructuras", 2da edición, Colombia McGraw-Hill Interamericano, pág. 6,20
- L. B. Burgett, "Selection of a 'Trial' Column Section". Engineering Journal. AISC, 15, No. 2 (Segundo semestre, 1973).
- Load Resistance Factor Design, Manual of steel construction. 2da Ed., 1994
- <http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/2232/1/CD-2966.pdf>
- http://ingenieriacivilapuntes.blogspot.com/2009/03/clasificacion-de-las-estructuras_20.html
- <http://es.scribd.com/doc/18359441/24/REMACHES-Y-TORNILLOS-SOMETIDOS-A-CARGAS-EXCENTRICAS>

ANEXOS

ANEXO A-1

PERFILES ESTRUCTURALES HEB

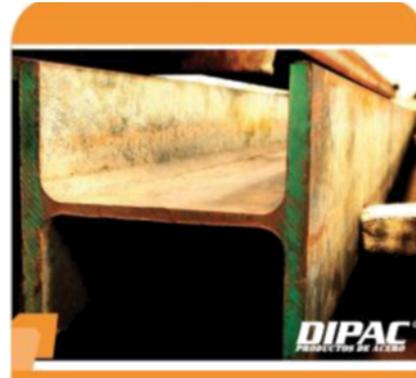


HEB

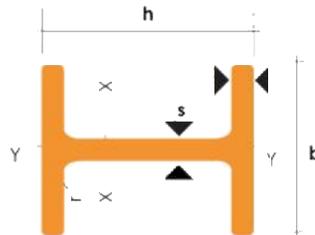
**PERFILES LAMINADOS
HEB**

Especificaciones Generales

- Calidad** ASTM A36
- Otras calidades** Previa Consulta
- Largo normal** 6.00m y 12.00m
- Otros largos** Previa Consulta
- Acabado** Natural
- Otro acabado** Previa Consulta



DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION PESOS				TIPOS	
	h	b	s	t	r	cm ²	Kg/m	I _x	I _y	W _x	W _y
	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
HEB 100	100	100	6.00	10.00	12	26.00	20.40	450	167	60	33.50
HEB 120	120	120	6.50	11.00	12	34.00	26.70	864	318	144	52.90
HEB 140	140	140	7.00	12.00	12	43.00	33.70	1510	550	210	78.00
HEB 160	160	160	8.00	13.00	15	54.30	42.60	2490	889	311	111.00
HEB 180	180	180	8.50	14.00	15	65.30	51.20	3830	1360	426	151.00
HEB 200	200	200	9.00	15.00	18	78.10	61.30	5700	2000	570	200.00
HEB 220	220	220	9.50	16.00	18	91.00	71.50	8090	2840	736	258.00
HEB 240	240	240	10.00	17.00	21	106.00	83.20	11260	3920	937	327.00
HEB 260	260	260	10.00	17.50	24	118.00	93.00	14920	5130	1150	394.00
HEB 280	280	280	10.50	18.00	24	131.00	103.00	19270	6590	1380	471.00
HEB 300	300	300	11.00	19.00	27	149.00	117.00	25170	8560	1680	571.00
HEB 320	320	300	11.50	20.50	27	161.00	127.00	30820	9240	1930	616.00



ANEXO A-2

PERFILES ESTRUCTURALES IPE



PERFILES LAMINADOS
IPE

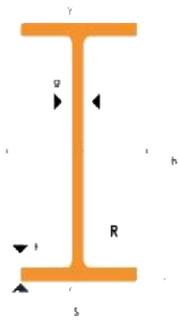
Especificaciones Generales

- Calefacción:** ASTM A36
- Otras calidades:** Previa Consulta
- Largo norma:** 6.00m y 12.00m
- Otros largos:** Previa Consulta
- Acabado:** Natural
- Otro acabado:** Previa Consulta



IPE

DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION cm ²	PESOS kg/mt	TIPOS			
	h	s	g	t	R			lx	ly	Wx	Wy
	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
IPE 80	80	46	3.80	5.20	5	7.64	6.00	80	8.49	20.00	3.68
IPE 100	100	55	4.10	5.70	5	10.30	8.10	171	15.90	55.20	5.78
IPE 120	120	64	4.40	6.30	5	13.20	10.40	318	27.70	90.90	6.65
IPE 140	140	73	4.70	6.90	7	16.40	12.90	541	44.90	177.30	12.31
IPE 160	160	82	5.00	7.40	7	20.10	15.80	869	68.30	269.00	19.70
IPE 180	180	91	5.30	8.00	7	23.90	18.80	1320	101.00	440.00	22.25
IPE 200	200	100	5.60	8.50	9	28.50	22.40	1940	142.00	644.00	28.50
IPE 220	220	110	5.90	9.20	9	33.40	26.20	2770	205.00	892.00	37.30
IPE 240	240	120	6.20	9.80	12	39.10	30.70	3890	284.00	1240.00	47.50
IPE 270	270	135	6.60	10.20	12	45.90	36.10	5790	420.00	1820.00	69.20
IPE 300	300	150	7.10	10.70	15	53.80	42.20	8360	604.00	2570.00	80.30
IPE 330	330	160	7.50	11.50	15	62.60	49.10	11770	788.00	3710.00	98.50
IPE 360	360	170	8.00	12.70	118	72.70	57.10	16270	1040.00	5040.00	123.00
IPE 400	400	180	8.60	13.50	118	84.50	63.30	23130	1320.00	6960.00	146.00
IPE 450	450	190	9.40	14.60	21	98.80	77.70	33740	1680.00	10020.00	170.50
IPE 500	500	200	10.20	16.00	21	116.00	90.70	48200	2140.00	13900.00	211.00
IPE 550	550	210	11.10	17.20	24	134.00	106.00	67120	2670.00	19400.00	254.00

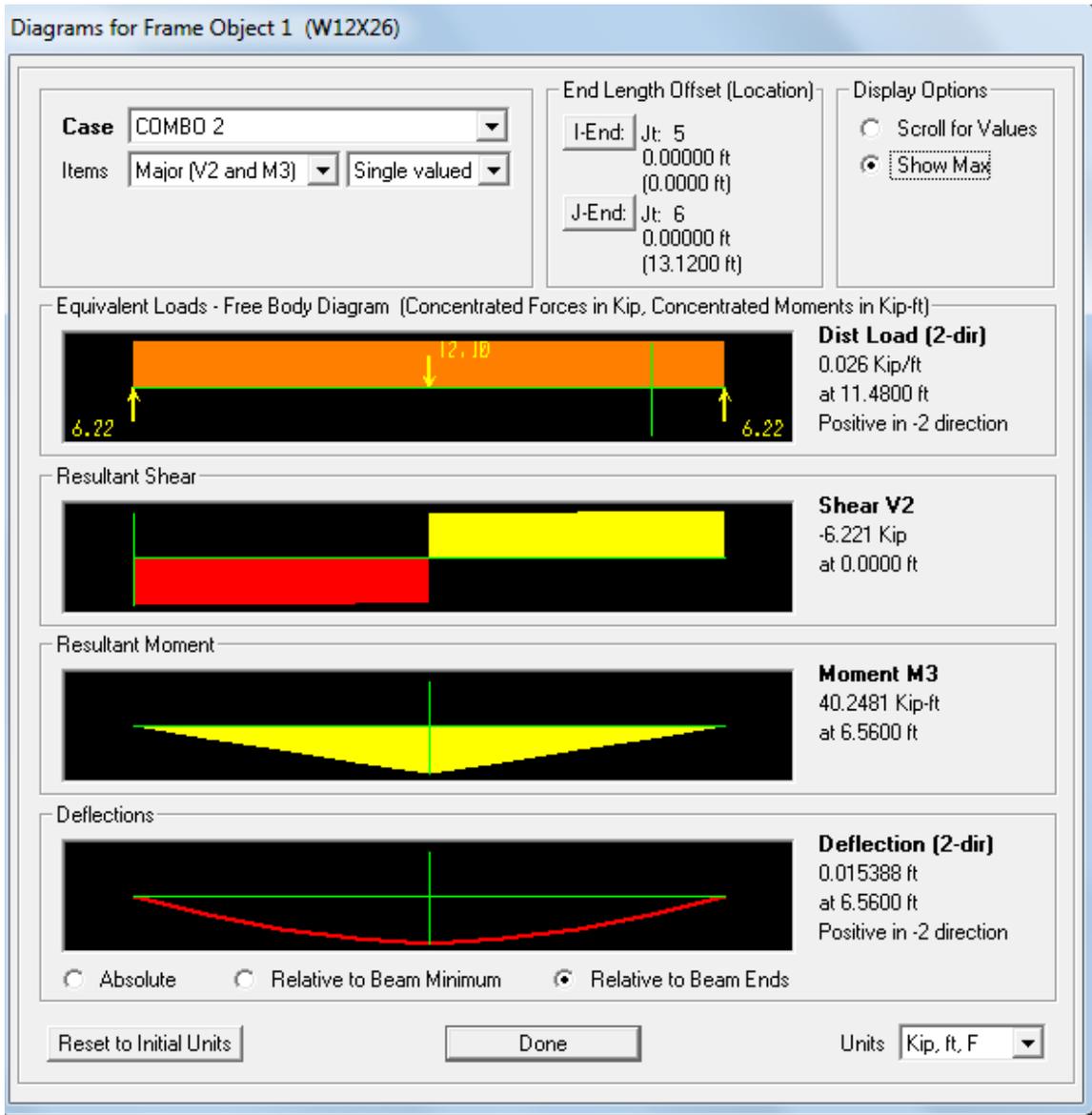


ANEXO A – 3

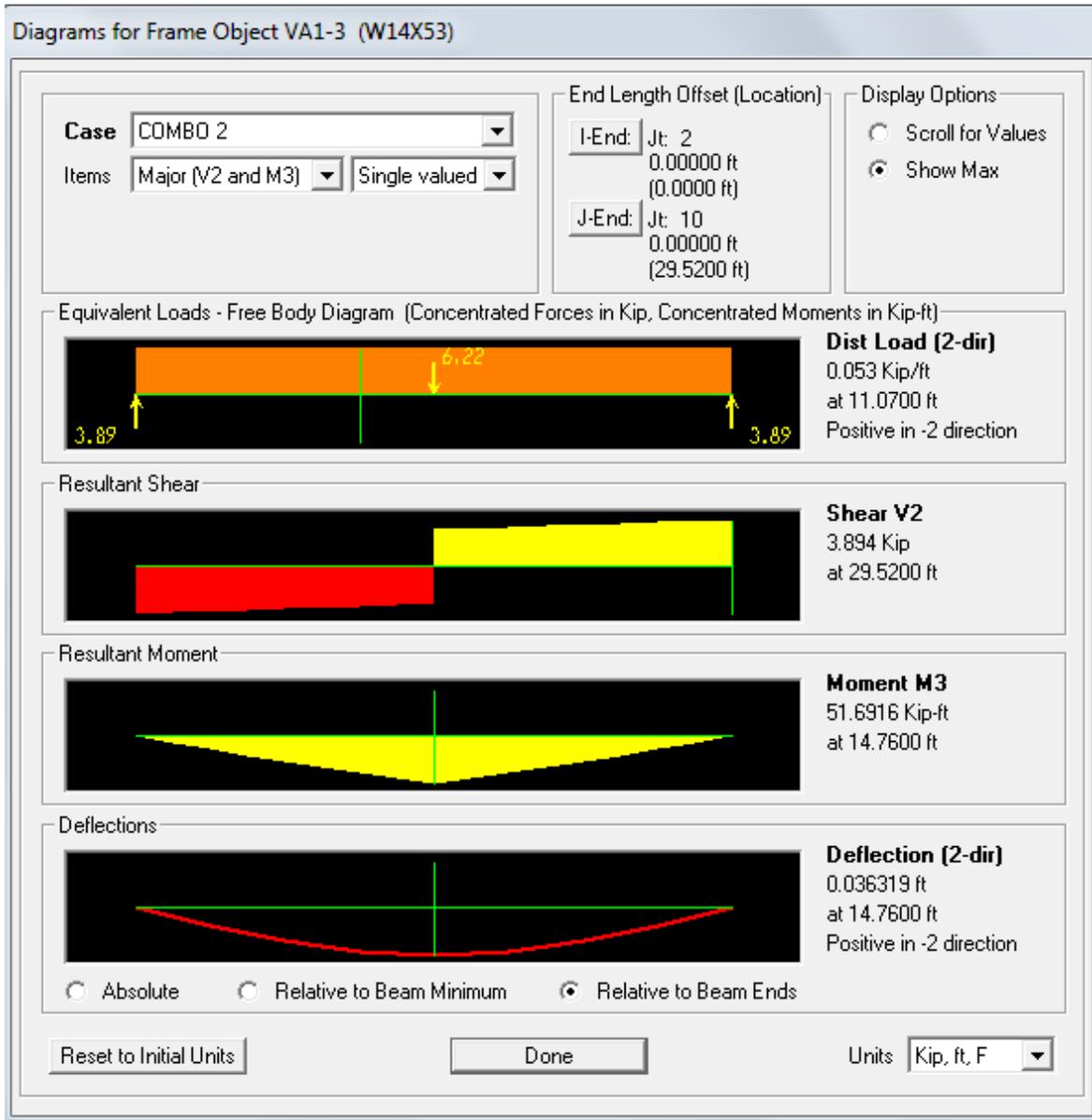
DIAGRAMAS OBTENIDOS EN SAP200 DE CADA PERFIL

ANÁLISIS ESTÁTICO

VIGA PRINCIPAL



VIGA LONGITUDINAL



COLUMN

Diagrams for Frame Object C1A (W8X24)

Case: COMBO 2
Items: Major (V2 and M3) Single valued

End Length Offset (Location)
I-End: Jt: 1
0.00000 ft (0.0000 ft)
J-End: Jt: 2
0.00000 ft (16.4000 ft)

Display Options
 Scroll for Values
 Show Max

Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in Kip, Concentrated Moments in Kip-ft)



Dist Load (2-dir)
0.000 Kip/ft
at 16.4000 ft
Positive in -2 direction

Resultant Shear



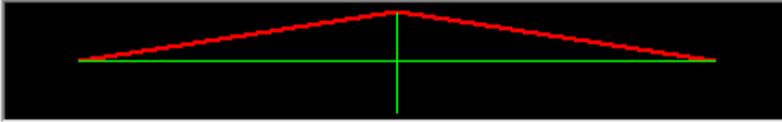
Shear V2
0.088 Kip
at 16.4000 ft

Resultant Moment



Moment M3
-1.3378 Kip-ft
at 16.4000 ft

Deflections



Deflection (2-dir)
-0.001236 ft
at 8.2000 ft
Positive in -2 direction

Absolute Relative to Beam Minimum Relative to Beam Ends

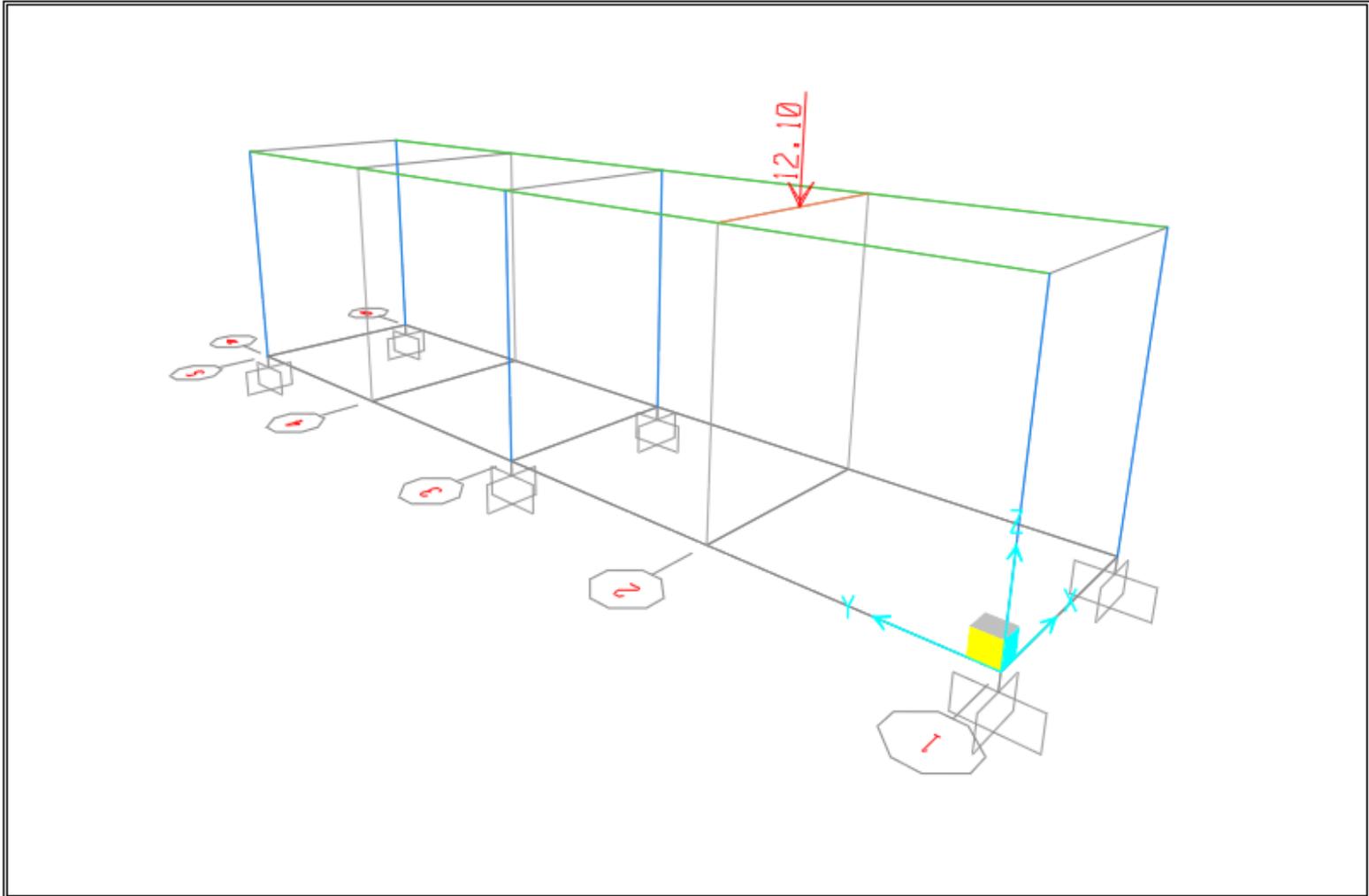
Reset to Initial Units Done Units: Kip, ft, F

ANEXO A - 3.1

RESULTADO DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL ANÁLISIS ESTÁTICO

CARGA VIVA

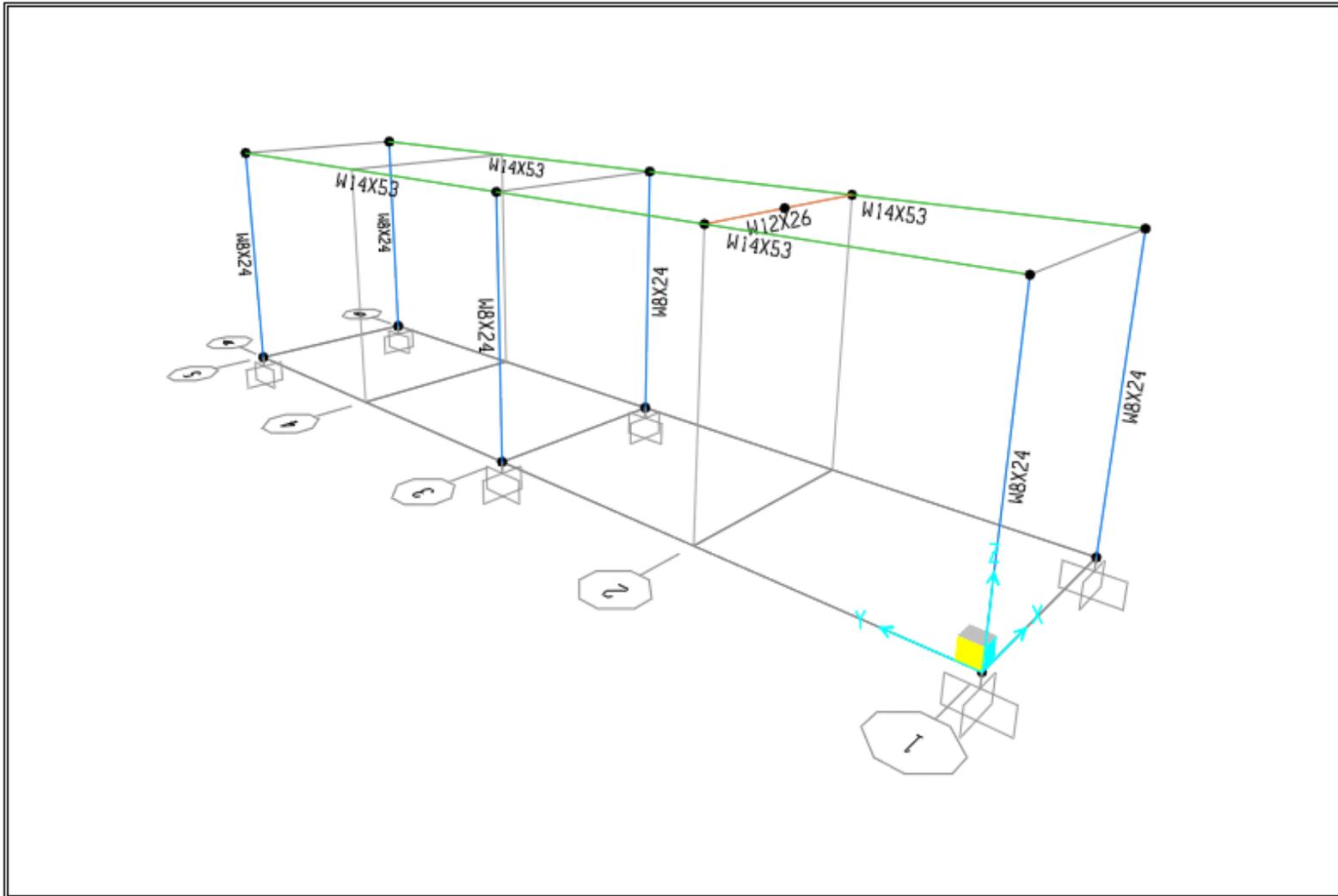
SAP2000



SAP2000 v14.2.0 - File:PUENTE GRUA 5T FINAL - Joint Loads (L) (As Defined) - Kip, ft, F Units

CONFIGURACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

SAP2000

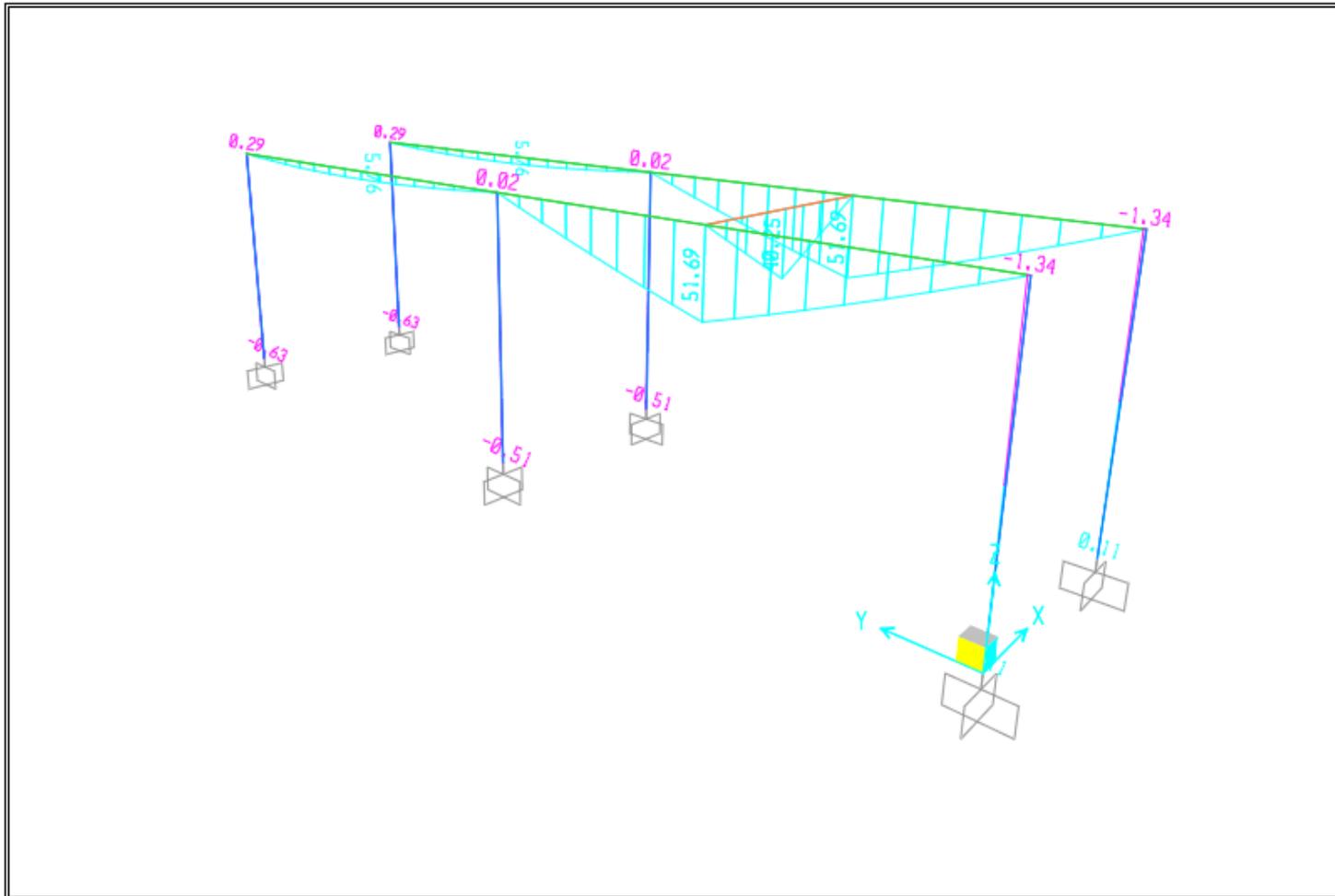


SAP2000 v14.2.0 - File:PUENTE GRUA 5T FINAL - 3-D View - Kip, ft, F Units

MOMENTOS EN LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES

SAP2000

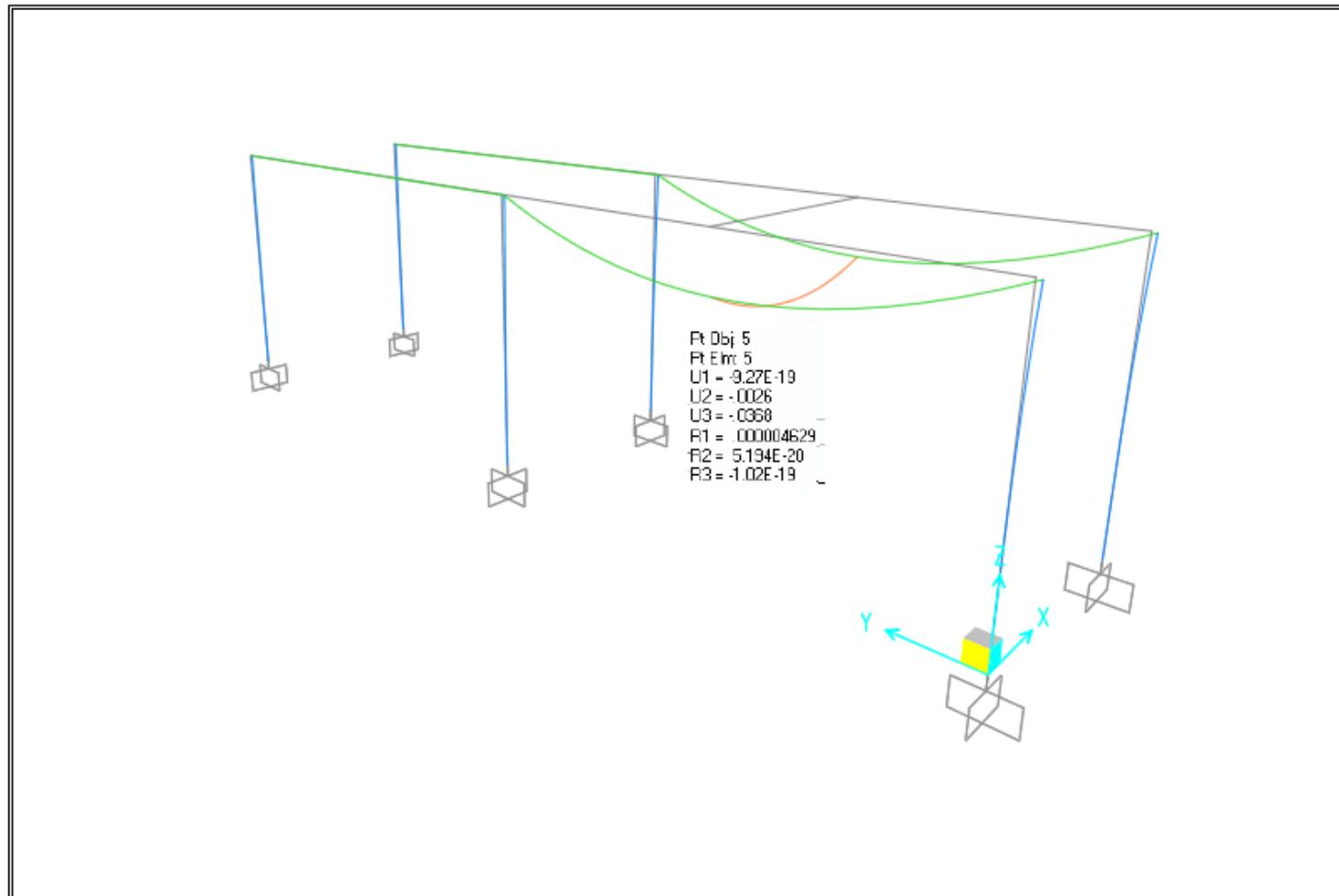
12/8/12 20:31:26



SAP2000 v14.2.0 - File:PUENTE GRUA 5T FINAL - Moment 3-3 Diagram (COMBO 2) - Kip, ft, F Units

DEFLEXIÓN

SAP2000

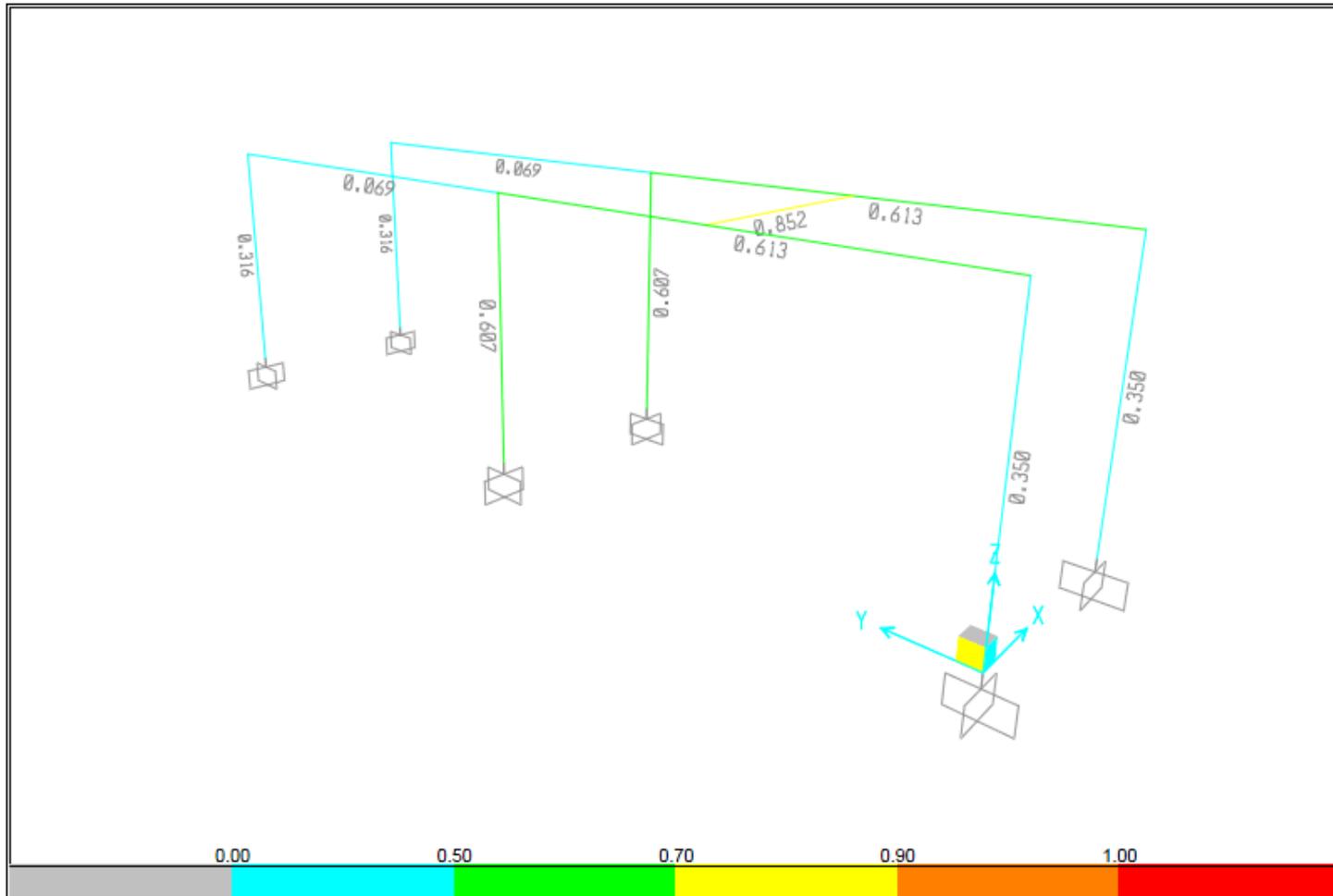


SAP2000 v14.2.0 - File:PUENTE GRUA 5T FINAL - Deformed Shape (COMBO 2) - Kip, ft, F Units

DISEÑO

SAP2000

12/8/12 20:50:23



SAP2000 v14.2.0 - File:PUENTE GRUA 5T FINAL - Steel P-M Interaction Ratios (AISC-ASD89) - Kip, ft, F Units

ANEXOS A-4

TABLAS DE RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN ANÁLISIS ESTÁTICO.

VIGA LONGITUDINAL.

SAP2000 Steel Design

Project DISEÑO Y SIMULACION DE UN PUENTE GRUA DE 5 T

Job Number 001

Engineer STA. MISHEL ALEXANDRA GUALOTO TIPANTASIG

AISC-ASD89 STEEL SECTION CHECK									
Combo : COMBO 2									
Units : Kip, ft, F									
Frame :	VAL-3	Design Sect:	W14X53						
X Mid :	0.000	Design Type:	Beam						
Y Mid :	14.760	Frame Type :	Moment Resisting Frame						
Z Mid :	16.400	Sect Class :	Compact						
Length :	29.520	Major Axis :	0.000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc :	14.760	RLLF :	1.000						
Area :	0.108	SMajor :	0.045	rMajor :	0.491	AVMajor:	0.036		
IMajor :	0.026	SMinor :	0.008	rMinor :	0.160	AVMinor:	0.062		
IMinor :	0.003	ZMajor :	0.050	E :	4176000.000				
Ixy :	0.000	ZMinor :	0.013	Fy :	5184.000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location	P	M33	M22	V2	V3	T			
14.760	0.088	51.692	0.000	3.110	0.000	0.000			
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status			
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check			
(BENDING)	0.613	= 0.000	+ 0.613	+ 0.000	0.950	OK			
AXIAL FORCE DESIGN									
	P	fa	Fa	Ft					
	Force	Stress	Allowable	Allowable					
Axial	0.088	0.817	2009.360	3110.400					
MOMENT DESIGN									
	M	fb	Fb	Fe	Cm	K	L	Cb	
	Moment	Stress	Allowable	Allowable	Factor	Factor	Factor	Factor	
Major Moment	51.692	1147.495	1870.560	5942.800	1.000	1.000	1.000	1.000	
Minor Moment	0.000	0.000	3888.000	2535.302	1.000	1.000	0.500		
SHEAR DESIGN									
	V	fv	Fv	Stress	Status	T			
	Force	Stress	Allowable	Ratio	Check	Torsion			
Major Shear	3.110	87.088	2073.600	0.042	OK	0.000			
Minor Shear	0.000	0.000	2073.600	0.000	OK	0.000			

VIGA PRINCIPAL

SAP2000 Steel Design

Project DISEÑO Y SIMULACION DE UN PUENTE GRUA DE 5 T

Job Number 001

Engineer STA. MISHEL ALEXANDRA GUALOTO TIPANTASIG

AISC-ASD89 STEEL SECTION CHECK								
Combo : COMBO 2								
Units : Kip, ft, F								
Frame : 1	Design Sect: W12X26							
X Mid : 6.560	Design Type: Beam							
Y Mid : 14.760	Frame Type : Moment Resisting Frame							
Z Mid : 16.400	Sect Class : Compact							
Length : 13.120	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3							
Loc : 6.560	RLLF : 1.000							
Area : 0.053	SMajor : 0.019	rMajor : 0.430	AVMajor: 0.019					
IMajor : 0.010	SMinor : 0.003	rMinor : 0.125	AVMinor: 0.029					
IMinor : 8.343E-04	ZMajor : 0.022	E : 4176000.000						
Ixy : 0.000	ZMinor : 0.005	Fy : 5184.000						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	P	M33	M22	V2	V3	T		
6.560	0.000	40.248	0.000	-6.050	0.000	0.000		
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status		
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check		
(BENDING)	0.852	= 0.000	+ 0.852	+ 0.000	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	P	fa	Fa	Ft				
	Force	Stress	Allowable	Allowable				
Axial	0.000	0.000	1781.974	3110.400				
MOMENT DESIGN								
	M	fb	Fb	Fe	Cm	K	L	Cb
	Moment	Stress	Allowable	Allowable	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	40.248	2079.643	2441.670	23134.079	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Moment	0.000	0.000	3888.000	1961.861	1.000	1.000	1.000	
SHEAR DESIGN								
	V	fv	Fv	Stress	Status	T		
	Force	Stress	Allowable	Ratio	Check	Torsion		
Major Shear	6.050	310.478	2073.600	0.150	OK	0.000		
Minor Shear	0.000	0.000	2073.600	0.000	OK	0.000		

COLUMNNA

SAP2000 Steel Design

Project DISEÑO Y SIMULACION DE UN PUENTE GRUA DE 5 T

Job Number 001

Engineer STA. MISHEL ALEXANDRA GUALOTO TIPANTASIG

AISC-ASD89 STEEL SECTION CHECK								
Combo : COMBO 3 X								
Units : Kip, ft, F								
Frame : C3A	Design Sect: W8X24							
X Mid : 0.000	Design Type: Column							
Y Mid : 29.520	Frame Type : Moment Resisting Frame							
Z Mid : 8.200	Sect Class : Compact							
Length : 16.400	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3							
Loc : 0.000	RLLF : 1.000							
Area : 0.049	SMajor : 0.012	rMajor : 0.285	AVMajor: 0.013					
IMajor : 0.004	SMinor : 0.003	rMinor : 0.134	AVMinor: 0.030					
IMinor : 8.825E-04	ZMajor : 0.013	E : 4176000.000						
Ixy : 0.000	ZMinor : 0.005	Fy : 5184.000						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	P	M33	M22	V2	V3	T		
0.000	-4.316	-0.385	-6.970	-0.024	-0.421	0.000		
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status		
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check		
(H1-3)	0.607	= 0.046	+ 0.011	+ 0.550	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	P	fa	Fa	Ft				
	Force	Stress	Allowable	Allowable				
Axial	-4.316	87.788	1906.328	3110.400				
MOMENT DESIGN								
	M	fb	Fb	Fe	Cm	K	L	Cb
	Moment	Stress	Allowable	Allowable	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	-0.385	31.864	2878.849	10133.413	0.850	0.800	1.000	1.000
Minor Moment	-6.970	2138.855	3888.000	2242.339	0.850	0.800	1.000	
SHEAR DESIGN								
	V	fv	Fv	Stress	Status	T		
	Force	Stress	Allowable	Ratio	Check	Torsion		
Major Shear	0.024	1.802	2073.600	0.001	OK	0.000		
Minor Shear	0.421	13.995	2073.600	0.007	OK	0.000		

TABLAS DE ENTRADA

Table: Project Information

Table: Project Information

Item	Data
Company Name	UNIVERSIDAD POLITECNICA SALESIANA
Client Name	AUSPICIADO POR AMEIXT
Project Name	DISEÑO Y SIMULACION DE UN PUENTE GRUA DE 5 TONELADAS
Project Number	001
Model Name	PUENTE GRUA 5 TONELADAS AMEIXT
Model Description	PUENTE DE CARGA INDUSTRIAL
Revision Number	001
Frame Type	ALMA LLENA LAMINADOS EN CALIENTE A-36
Engineer	STA. MISHIEL ALEXANDRA GUALOTO TIPANTASIG
Checker	ING. FABIO OBANDO
Supervisor	ING. WILLIAM DIAS
Issue Code	001
Design Code	ASD-89

Table: Program Control

Table: Program Control

Program Name	Version	Prog Level	Curr Units	Steel Code
SAP2000	14.2.0	Advanced	Kip, ft, F	AISC-ASD89

Table: Material Properties 01 - General

**Table: Material Properties
01 - General**

Material	Type	Sym Type
A36	Steel	Isotropic

Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	Unit Weight	Unit Mass	E1	G12	U12	A1
	Kip/ft3	Kip-s2/ft4	Kip/ft2	Kip/ft2		1/F
A36	4.9000E-01	1.5230E-02	4176000.00	1606153.85	0.300000	6.5000E-06

Table: Material Properties 03a - Steel Data

Table: Material Properties 03a - Steel Data

Material	Fy	Fu	Eff Fy	Eff Fu
	Kip/ft2	Kip/ft2	Kip/ft2	Kip/ft2
A36	5184.00	8352.00	7776.00	9187.20

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 2

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 2

Section Name	Material	Shape	tf	tw	Area	I33
			ft	ft	ft2	ft4
W12X26	A36	IWide Flange	0.03167	0.01917	0.0531	0.00983
W14X53	A36	IWide Flange	0.05500	0.03083	0.1083	0.02609
W8X24	A36	IWide Flange	0.03333	0.02042	0.0492	0.00398

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 2

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 2

Section Name	I22	S33	S22	R33	R22	Total Wt
	ft4	ft3	ft3	ft	ft	Kip
W12X26	0.00083	0.01935	0.00308	0.43033	0.12532	0.342
W14X53	0.00278	0.04504	0.00828	0.49074	0.16027	6.268
W8X24	0.00088	0.01207	0.00325	0.28481	0.13398	2.371

Table: Frame Section Assignments**Table: Frame Section Assignments**

Frame	Section Type	Anal Sect	Design Sect	Mat Prop
1	I/Wide Flange	W12X26	W12X26	Default
C1A	I/Wide Flange	W8X24	W8X24	Default
C1B	I/Wide Flange	W8X24	W8X24	Default
C3A	I/Wide Flange	W8X24	W8X24	Default
C3B	I/Wide Flange	W8X24	W8X24	Default
C5A	I/Wide Flange	W8X24	W8X24	Default
C5B	I/Wide Flange	W8X24	W8X24	Default
VA1-3	I/Wide Flange	W14X53	W14X53	Default
VA3-5	I/Wide Flange	W14X53	W14X53	Default
VB1-3	I/Wide Flange	W14X53	W14X53	Default
VB3-5	I/Wide Flange	W14X53	W14X53	Default

Table: Load Pattern Definitions**Table: Load Pattern Definitions**

Load Pat	Design Type	Self Wt Mult	Auto Load
D	DEAD	1.00000	
L	LIVE	0.00000	
EX	QUAKE	0.00000	USER COEFF
EY	QUAKE	0.00000	USER COEFF

Table: Auto Seismic - User Coefficient

Table: Auto Seismic - User Coefficient

Load Pat	Dir	Percent Ecc	C	K	Weight Used Kip	Base Shear Kip
EX	X	0.05000	0.38000	1.00000	8.980	3.412
EY	Y	0.05000	0.38000	1.00000	8.980	3.412

Table: Case - Static 1 - Load Assignments

Table: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	Load Type	Load Name	Load SF
D	Load pattern	D	1.000000
L	Load pattern	L	1.000000
EX	Load pattern	EX	1.000000
EY	Load pattern	EY	1.000000

Table: Load Case Definitions

Table: Load Case Definitions

Case	Type	DesType Opt	Design Type	Run Case	Case Status
D	LinStatic	Prog Det	DEAD	Yes	Finished
L	LinStatic	Prog Det	LIVE	Yes	Finished
EX	LinStatic	Prog Det	QUAKE	Yes	Finished
EY	LinStatic	Prog Det	QUAKE	Yes	Finished

Table: Combination Definitions

Table: Combination Definitions

ComboName	Combo Type	AutoDe sign	CaseType	Case Name	Scale Factor	Steel Design
COMBO 1	Linear	No	Linear Static	D	1.00000	Strength
COMBO 2	Linear	No	Linear Static	D	1.00000	Strength
COMBO 2			Linear Static	L	1.00000	
COMBO 3 X	Linear	No	Linear Static	D	1.00000	Strength
COMBO 3 X			Linear Static	L	0.75000	
COMBO 3 X			Linear Static	EX	0.52000	
COMBO 3 Y	Linear	No	Linear Static	D	1.00000	Strength
COMBO 3 Y			Linear Static	L	0.75000	
COMBO 3 Y			Linear Static	EY	0.52000	

TABLAS DE SALIDA

Table: Joint Reactions

Table: Joint Reactions

Output Case	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Kip	Kip	Kip	Kip-ft	Kip-ft	Kip-ft
COMBO 1	0.0	-0.026	1.264	0.5422	-7.9E-18	0.0
COMBO 2	0.0	-0.088	4.289	1.5303	-7.9E-18	0.0
COMBO 3 X	-0.24	-0.073	3.533	1.2833	-3.9186	-8.6E-17
COMBO 3 Y	0.0	-0.373	3.528	6.1150	-7.9E-18	0.0
COMBO 1	0.0	-0.026	1.264	0.5422	-7.9E-18	0.0
COMBO 2	0.0	-0.088	4.289	1.5303	-7.9E-18	0.0
COMBO 3 X	-0.24	-0.073	3.533	1.2833	-3.9186	5.7E-17
COMBO 3 Y	0.0	-0.373	3.528	6.1150	-7.9E-18	0.0
COMBO 1	0.0	8.8E-04	2.048	-0.0139	0.0	0.0
COMBO 2	0.0	0.032	5.073	-0.5082	0.0	0.0
COMBO 3 X	-0.421	0.024	4.316	-0.3846	-6.9696	0.0
COMBO 3 Y	0.000	-0.267	4.321	4.4000	0.0000	0.0
COMBO 1	0.000	8.8E-04	2.048	-0.0139	0.0000	0.0
COMBO 2	0.000	0.032	5.073	-0.5082	0.0000	0.0
COMBO 3 X	-0.421	0.024	4.316	-0.3846	-6.9696	0.0
COMBO 3 Y	0.000	-0.267	4.321	4.4000	0.0000	0.0
COMBO 1	0.000	0.025	1.179	-0.5283	7.9E-18	0.0
COMBO 2	0.000	0.056	1.179	-1.0221	7.9E-18	0.0
COMBO 3 X	-0.223	0.049	1.179	-0.8986	-3.6627	-5.7E-17
COMBO 3 Y	0.000	-0.247	1.179	3.9100	7.9E-18	0.0
COMBO 1	0.000	0.025	1.179	-0.5283	7.9E-18	0.0

Table: Joint Reactions

Output Case	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Kip	Kip	Kip	Kip-ft	Kip-ft	Kip-ft
COMBO 2	0.000	0.056	1.179	-1.0221	7.9E-18	0.0
COMBO 3 X	-0.223	0.049	1.179	-0.8986	-3.6627	-2.8E-17
COMBO 3 Y	0.000	-0.247	1.179	3.9100	7.9E-18	0.0

Table: Base Reactions

Table: Base Reactions

Output Case	Global FX	Global FY	Global FZ	Global MX	Global MY	Global MZ
	Kip	Kip	Kip	Kip-ft	Kip-ft	Kip-ft
COMBO 1	0.0	-6.3E-16	8.980	260.055	-58.9103	-5.3E-15
COMBO 2	0.0	-3.4E-14	21.080	438.651	-138.28	-2.8E-13
COMBO 3 X	-1.7	-2.5E-14	18.055	394.004	-147.50	51.2355
COMBO 3 Y	0.0	-1.774	18.055	423.101	-118.423	-11.6407

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89

Frame	Design Sect	Design Type	Ratio	Combo	Err Msg	Warn Msg
C1A	W8X24	Column	0.35032	COMBO 3 X	No Messages	No Messages
C1B	W8X24	Column	0.35032	COMBO 3 X	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89

Frame	Design Sect	Design Type	Ratio	Combo	Err Msg	Warn Msg
C3A	W8X24	Column	0.60723	COMBO 3 X	No Messages	No Messages
C3B	W8X24	Column	0.60723	COMBO 3 X	No Messages	No Messages
C5A	W8X24	Column	0.31633	COMBO 3 X	No Messages	No Messages
C5B	W8X24	Column	0.31633	COMBO 3 X	No Messages	No Messages
VA1-3	W14X53	Beam	0.61345	COMBO 2	No Messages	No Messages
VA3-5	W14X53	Beam	0.06866	COMBO 3 Y	No Messages	No Messages
VB1-3	W14X53	Beam	0.61345	COMBO 2	No Messages	No Messages
VB3-5	W14X53	Beam	0.06866	COMBO 3 Y	No Messages	No Messages
1	W12X26	Beam	0.85173	COMBO 2	No Messages	No Messages

Table: Material List 1 - By Object Type

Table: Material List 1 - By Object Type

Object Type	Material	Total Weight Kip	Num Pieces
Frame	A36	8.980	11

Table: Material List 2 - By Section Property

Table: Material List 2 - By Section Property

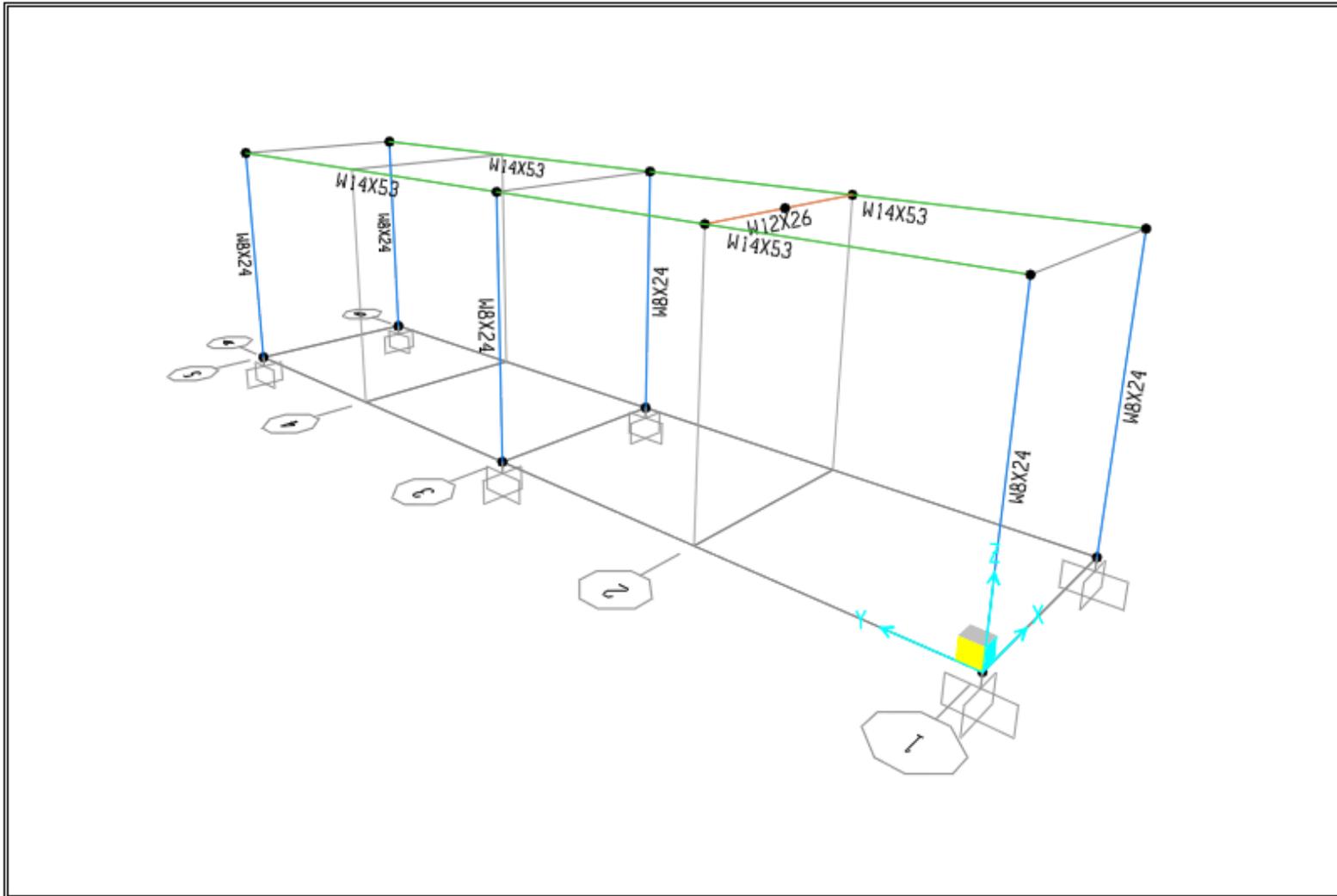
Section	Object Type	Num Pieces	Total Length ft	Total Weight Kip
W8X24	Frame	6	98.4000	2.371
W12X26	Frame	1	13.1200	0.342
W14X53	Frame	4	118.080	6.268
			0	

ANEXO A - 5

RESULTADO DE LOS CÁLCULOS ESTRUCTURAL ANÁLISIS DINÁMICO

CONFIGURACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

SAP2000

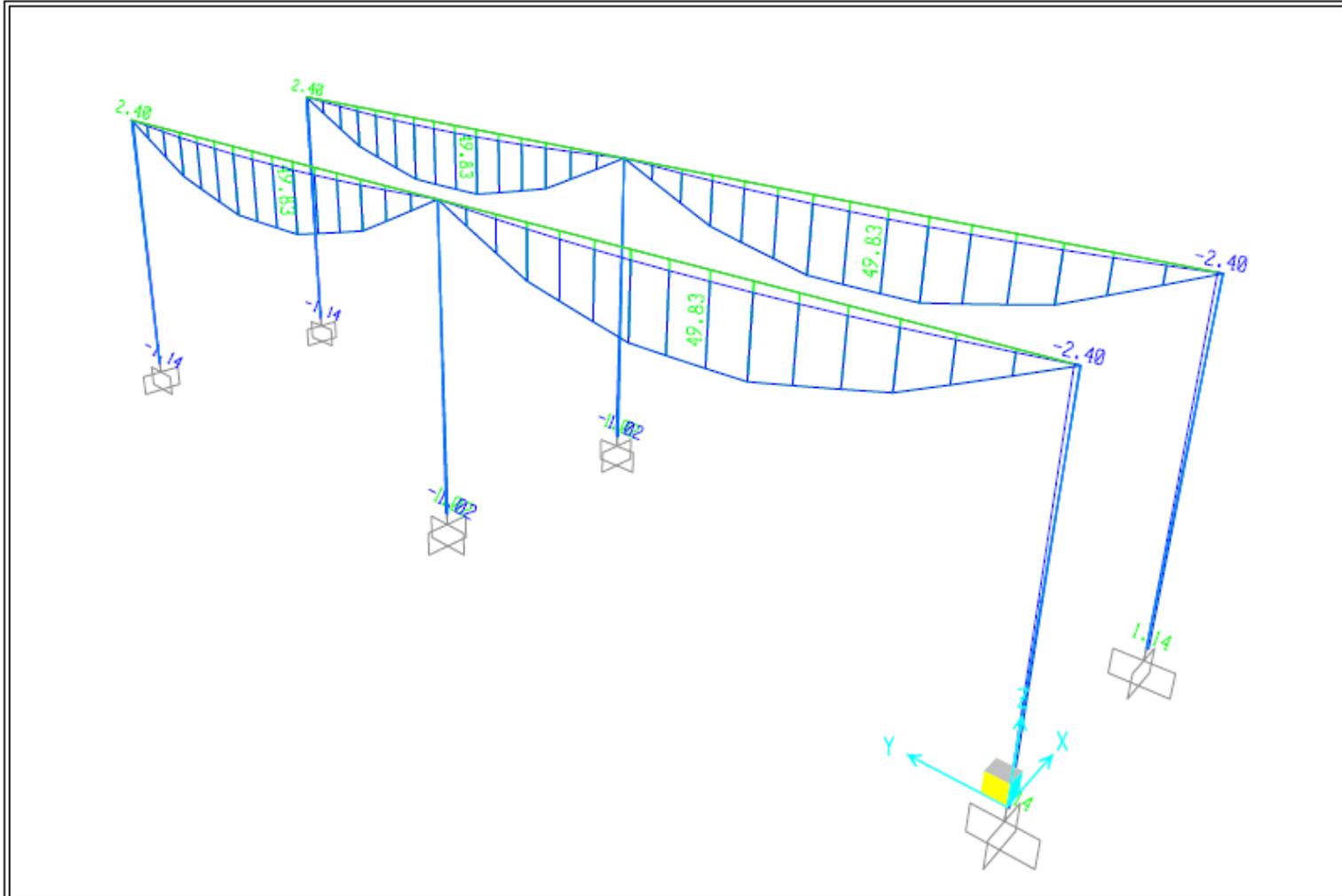


SAP2000 v14.2.0 - File:PUENTE GRUA 5T FINAL - 3-D View - Kip, ft, F Units

MOMENTOS EN LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES

SAP2000

12/8/12 21:45:13

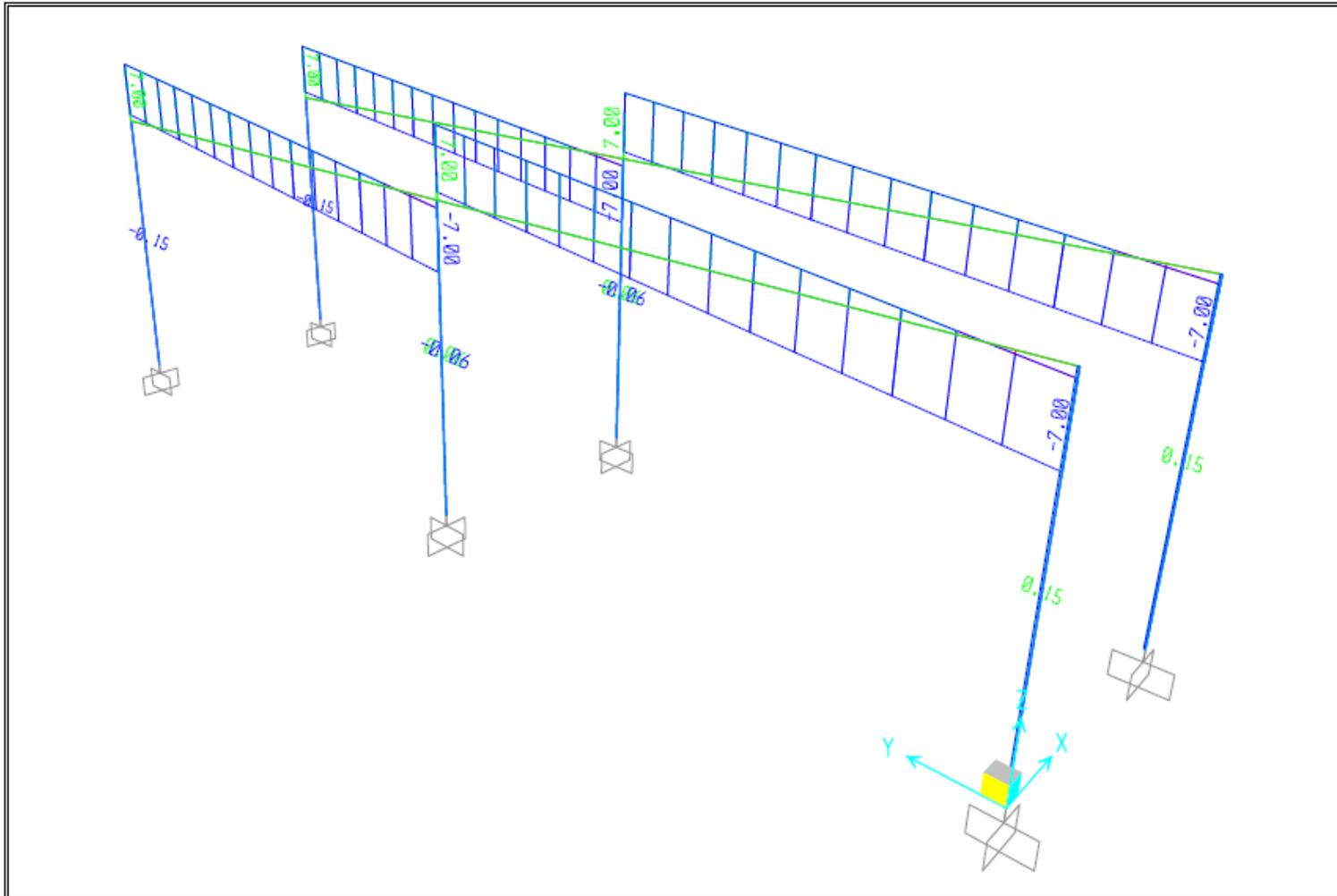


SAP2000 v14.2.0 - File:PUENTE GRUA 5T D - Moment 3-3 Diagram (COMBO 2) - Kip, ft, F Units

CORTANTE

SAP2000

12/8/12 21:44:43

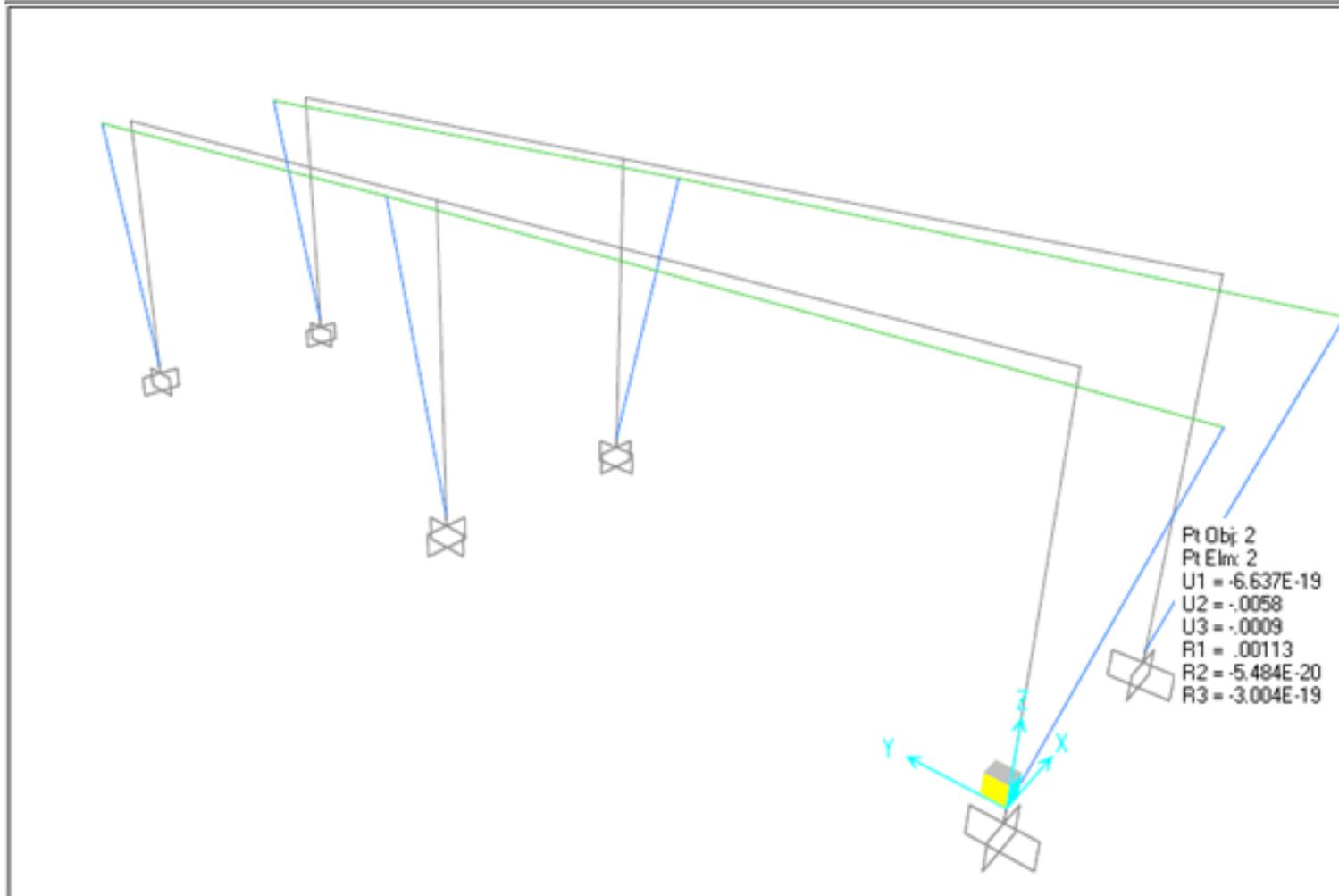


SAP2000 v14.2.0 - File:PUENTE GRUA 5T D - Shear Force 2-2 Diagram (COMBO 2) - Kip, ft, F Units

DEFLEXIÓN

SAP2000

12/8/12 21:58:16

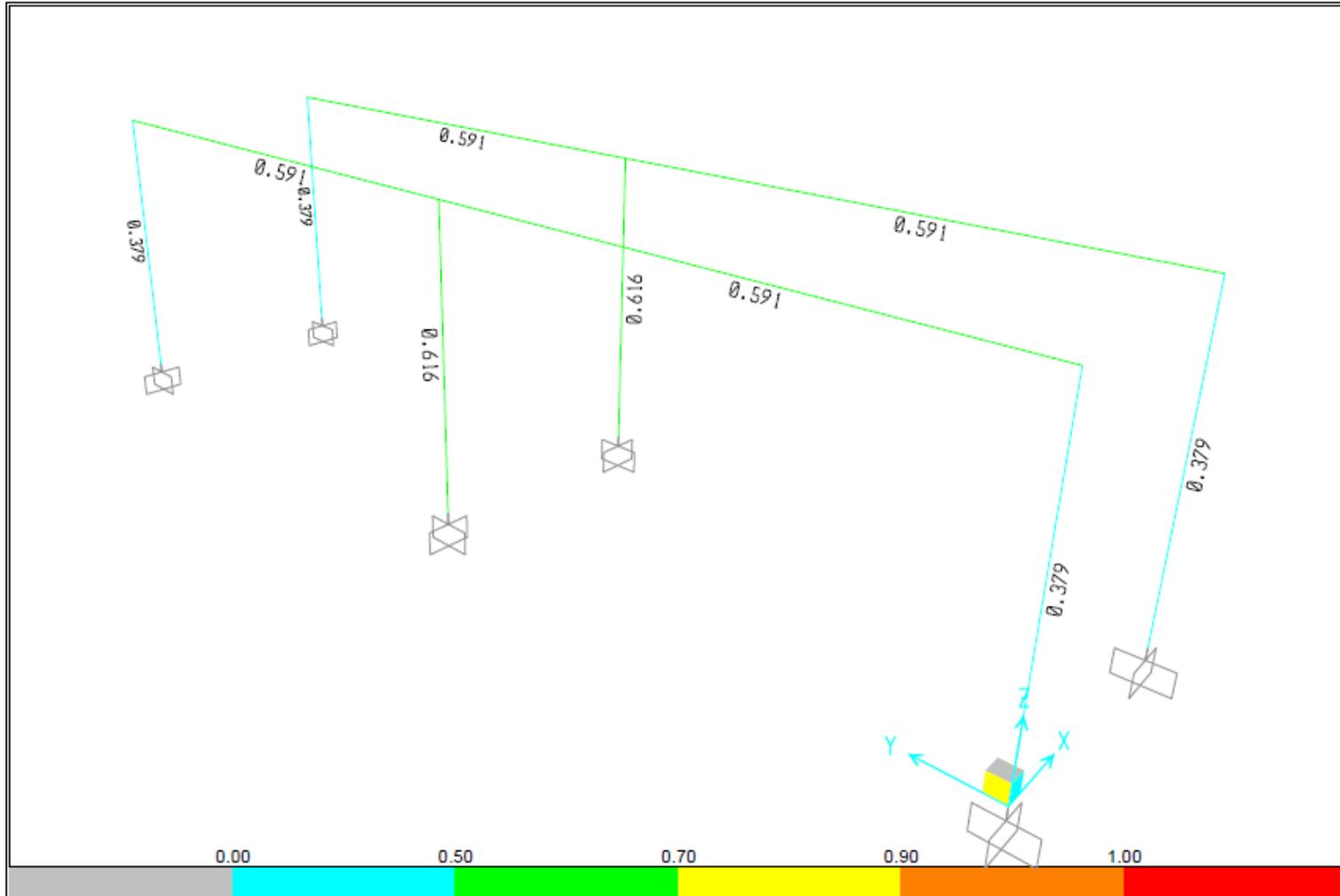


SAP2000 v14.2.0 - File:PUENTE GRUA 5T D - Deformed Shape (COMBO 2) - Kip, ft, F Units

DISEÑO DINÁMICO

SAP2000

12/8/12 21:45:40



SAP2000 v14.2.0 - File:PUENTE GRUA 5T D - Steel P-M Interaction Ratios (AISC-ASD89) - Kip, ft, F Units

ANEXOS A-6

TABLAS DE RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN ANÁLISIS DINÁMICO.

VIGA LONGITUDINAL

SAP2000 Steel Design

Project DISEÑO Y SIMULACION DE UN PUENTE GRUA DE 5 T

Job Number 001

Engineer STA. MISHEL ALEXANDRA GUALOTO TIPANTASIG

AISC-ASD89 STEEL SECTION CHECK								
Combo : COMBO 2								
Units : Kip, ft, F								
Frame : VAL-3	Design Sect: W14X53							
X Mid : 0.000	Design Type: Beam							
Y Mid : 14.760	Frame Type : Moment Resisting Frame							
Z Mid : 16.400	Sect Class : Compact							
Length : 29.520	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3							
Loc : 13.777	RLLF : 1.000							
Area : 0.108	SMajor : 0.045	rMajor : 0.491	AVMajor: 0.036					
IMajor : 0.026	SMinor : 0.008	rMinor : 0.160	AVMinor: 0.062					
IMinor : 0.003	ZMajor : 0.050	E : 4176000.000						
Ixy : 0.000	ZMinor : 0.013	Fy : 5184.000						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	P	M33	M22	V2	V3	T		
13.777	0.024	49.826	0.000	-3.369	0.000	0.000		
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status		
Equation	Ratio	= Ratio	+ Ratio	+ Ratio	Limit	Check		
(BENDING)	0.591	= 0.000	+ 0.591	+ 0.000	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	P	fa	Fa	Ft				
	Force	Stress	Allowable	Allowable				
Axial	0.024	0.224	633.825	3110.400				
MOMENT DESIGN								
	M	fb	Fb	Fe	Cm	K	L	Cb
	Moment	Stress	Allowable	Allowable	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	49.826	1106.086	1870.560	5942.800	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Moment	0.000	0.000	3888.000	633.825	1.000	1.000	1.000	
SHEAR DESIGN								
	V	fv	Fv	Stress	Status	T		
	Force	Stress	Allowable	Ratio	Check	Torsion		
Major Shear	3.369	94.341	2073.600	0.045	OK	0.000		
Minor Shear	0.000	0.000	2073.600	0.000	OK	0.000		

COLUMNNA

SAP2000 Steel Design

Project DISEÑO Y SIMULACION DE UN PUENTE GRUA DE 5 T
 Job Number 001
 Engineer STA. MISHEL ALEXANDRA GUALOTO TIPANTASIG

AISC-ASD89 STEEL SECTION CHECK								
Combo : COMBO 3 X								
Units : Kip, ft, F								
Frame : CSA	Design Sect: W8X24							
X Mid : 0.000	Design Type: Column							
Y Mid : 29.520	Frame Type : Moment Resisting Frame							
Z Mid : 8.200	Sect Class : Compact							
Length : 16.400	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3							
Loc : 0.000	RLLF : 1.000							
Area : 0.049	SMajor : 0.012	rMajor : 0.285	AVMajor: 0.013					
IMajor : 0.004	SMinor : 0.003	rMinor : 0.134	AVMinor: 0.030					
IMinor : 8.825E-04	ZMajor : 0.013	E : 4176000.000						
Ixy : 0.000	ZMinor : 0.005	Fy : 5184.000						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	P	M33	M22	V2	V3	T		
0.000	-6.626	-0.762	-6.628	-0.048	-0.404	0.000		
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation (H1-3)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
	0.616	= 0.071	+ 0.022	+ 0.523	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	P	fa	Fa	Ft				
	Force	Stress	Allowable	Allowable				
Axial	-6.626	134.762	1906.328	3110.400				
MOMENT DESIGN								
	M	fb	Fb	Fe	Cm	K	L	Cb
	Moment	Stress	Allowable	Allowable	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	-0.762	63.124	2878.849	10133.413	0.850	0.800	1.000	1.000
Minor Moment	-6.628	2033.952	3888.000	2242.339	0.850	0.800	1.000	
SHEAR DESIGN								
	V	fv	Fv	Stress	Status	T		
	Force	Stress	Allowable	Ratio	Check	Torsion		
Major Shear	0.048	3.569	2073.600	0.002	OK	0.000		
Minor Shear	0.404	13.430	2073.600	0.006	OK	0.000		

TABLAS DE ENTRADA

Table: Project Information

Table: Project Information

Item	Data
Company Name	UNIVERSIDAD POLITECNICA SALESIANA
Client Name	AUSPICIADO POR AMEIXT
Project Name	DISEÑO Y SIMULACION DE UN PUENTE GRUA DE 5 TONELADAS
Project Number	001
Model Name	PUENTE GRUA 5 TONELADAS AMEIXT
Model Description	PUENTE DE CARGA INDUSTRIAL
Revision Number	001
Frame Type	ALMA LLENA LAMINADOS EN CALIENTE A-36
Engineer	STA. MISHIEL ALEXANDRA GUALOTO TIPANTASIG
Checker	ING. FABIO OBANDO
Supervisor	ING. WILLIAM DIAS
Issue Code	001
Design Code	ASD-89

Table: Program Control

Table: Program Control

Program Name	Version	Prog Level	Curr Units	Steel Code
SAP2000	14.2.0	Advanced	Kip, ft, F	AISC-ASD89

Table: Material Properties 01 - General

**Table: Material Properties 01 -
General**

Material	Type	Sym Type
A36	Steel	Isotropic

Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	Unit Weight	Unit Mass	E1	G12	U12	A1
	Kip/ft3	Kip-s2/ft4	Kip/ft2	Kip/ft2		1/F
A36	4.9000E-01	1.5230E-02	4176000.00	1606153.85	0.300000	6.5000E-06

Table: Material Properties 03a - Steel Data

Table: Material Properties 03a - Steel Data

Material	Fy	Fu	Eff Fy	Eff Fu
	Kip/ft2	Kip/ft2	Kip/ft2	Kip/ft2
A36	5184.00	8352.00	7776.00	9187.20

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 2

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 2

Section Name	Material	Shape	tf	tw	Area	I33
			ft	ft	ft2	ft4
W12X26	A36	IWide Flange	0.03167	0.01917	0.0531	0.00983
W14X53	A36	IWide Flange	0.05500	0.03083	0.1083	0.02609
W8X24	A36	IWide Flange	0.03333	0.02042	0.0492	0.00398

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 2

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 2

Section Name	I22	S33	S22	R33	R22	TotalWt
	ft4	ft3	ft3	ft	ft	Kip
W12X26	0.00083	0.01935	0.00308	0.43033	0.12532	0.000
W14X53	0.00278	0.04504	0.00828	0.49074	0.16027	6.268
W8X24	0.00088	0.01207	0.00325	0.28481	0.13398	2.371

Table: Frame Section Assignments

Table: Frame Section Assignments

Frame	Section Type	Anal Sect	Design Sect	Mat Prop
C1A	I/Wide Flange	W8X24	W8X24	Default
C1B	I/Wide Flange	W8X24	W8X24	Default
C3A	I/Wide Flange	W8X24	W8X24	Default
C3B	I/Wide Flange	W8X24	W8X24	Default
C5A	I/Wide Flange	W8X24	W8X24	Default
C5B	I/Wide Flange	W8X24	W8X24	Default
VA1-3	I/Wide Flange	W14X53	W14X53	Default
VA3-5	I/Wide Flange	W14X53	W14X53	Default
VB1-3	I/Wide Flange	W14X53	W14X53	Default
VB3-5	I/Wide Flange	W14X53	W14X53	Default

Table: Load Pattern Definitions

Table: Load Pattern Definitions

Load Pat	Design Type	SelfWt Mult	Auto Load
D	DEAD	1.000000	
L	BRIDGE LIVE	0.000000	
EX	QUAKE	0.000000	USER COEFF
EY	QUAKE	0.000000	USER COEFF

Table: Auto Seismic - User Coefficient

Table: Auto Seismic - User Coefficient

Load Pat	Dir	Percent Ecc	C	K	Weight Used Kip	Base Shear Kip
EX	X	0.05000	0.38000	1.00000	8.639	3.283
EY	Y	0.05000	0.38000	1.00000	8.639	3.283

Table: Lane Definition Data

Table: Lane Definition Data

Lane	Lane From	Frame
VLA	Frame	VA1-3
VLA	Frame	VA3-5
VLB	Frame	VB1-3
VLB	Frame	VB3-5

Table: Vehicles 2 - General Vehicles 1 - General

Table: Vehicles 2 - General

Vehicles 1 - General

Veh Name	Axle M Type
KID DE RUEDAS	One Point

Table: Vehicles 3 - General Vehicles 2 - Loads

Table: Vehicles 3 - General Vehicles 2 - Loads

VehName	Load Type	Axle Load	Axle Type
KID DE RUEDAS	Leading Load	6.220 Kip	One Point

Table: Multi-Step Moving Load 1 - General

Table: Multi-Step Moving Load 1 - General

Load Pat	Load Dur	Load Disc
L	51.4200 Sec	0.1000 Sec

Table: Multi-Step Moving Load 2 - Vehicle Data

Table: Multi-Step Moving Load 2 - Vehicle Data

Load Pat	Vehicle	Lane	Station	Start Time	Speed
L	KID DE RUEDAS	VLA	0.0000 ft	0.0000 Sec	1.148 ft/sec
L	KID DE RUEDAS	VLB	0.0000 ft	0.0000 Sec	1.148 ft/sec

Table: Case - Static 1 - Load Assignments

Table: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	Load Type	Load Name	Load SF
D	Load pattern	D	1.000000
EX	Load pattern	EX	1.000000
EY	Load pattern	EY	1.000000

Table: Load Case Definitions

Table: Load Case Definitions

Case	Type	Des Type Opt	Design Type	Run Case	Case Status
D	LinStatic	Prog Det	DEAD	Yes	Finished
L	LinMoving	Prog Det	BRIDGE LIVE	Yes	Finished
EX	LinStatic	Prog Det	QUAKE	Yes	Finished
EY	LinStatic	Prog Det	QUAKE	Yes	Finished

Table: Case - Moving Load 1 - Lane Assignments

Table: Case - Moving Load 1 - Lane Assignments

Case	Assign Num	Veh Class	Scale Factor	Num Lanes
L	1	KID	1.00000	2

Table: Case - Moving Load 2 - Lanes Loaded

Table: Case - Moving Load 2 - Lanes Loaded

Case	Assign Num	Lane
L	1	VLA
L	1	VLB

Table: Combination Definitions

Table: Combination Definitions

Combo Name	ComboType	Case Type	Case Name	Scale Factor	Steel Design
COMBO 1	Linear Add	Linear Static	D	1.000	Strength
COMBO 2	Linear Add	Linear Static	D	1.000	Strength
COMBO 2		Moving Load	L	1.000	
COMBO 3 X	Linear Add	Linear Static	D	1.000	Strength
COMBO 3 X		Moving Load	L	0.750	
COMBO 3 X		Linear Static	EX	0.520	
COMBO 3 Y	Linear Add	Linear Static	D	1.000	Strength
COMBO 3 Y		Moving Load	L	0.750	
COMBO 3 Y		Linear Static	EY	0.520	

TABLAS DE SALIDA

Table: Joint Reactions

Table: Joint Reactions

OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Kip	Kip	Kip	Kip-ft	Kip-ft	Kip-ft
COMBO 1	0.00	-0.024	1.179	0.514	-7.9E-18	0.00
COMBO 2	0.00	-0.024	7.397	2.545	-7.9E-18	0.00
COMBO 2	0.00	-0.153	1.179	0.514	-7.9E-18	0.00
COMBO 3 X	-0.22	-0.024	5.842	2.037	-3.6849	8.6E-17
COMBO 3 X	-0.22	-0.121	1.179	0.514	-3.6849	8.6E-17
COMBO 3 Y	0.00	-0.312	5.842	6.719	-7.9E-18	0.00
COMBO 3 Y	0.00	-0.408	1.179	5.196	-7.9E-18	0.00
COMBO 1	0.00	-0.024	1.179	0.514	-7.9E-18	0.00
COMBO 2	0.00	-0.024	7.397	2.545	-7.9E-18	0.00
COMBO 2	0.00	-0.153	1.179	0.514	-7.9E-18	0.00
COMBO 3 X	-0.22	-0.024	5.842	2.0376	-3.6849	8.6E-17
COMBO 3 X	-0.22	-0.121	1.179	0.5144	-3.6849	8.6E-17
COMBO 3 Y	0.00	-0.312	5.842	6.7199	-7.9E-18	0.00
COMBO 3 Y	0.00	-0.408	1.179	5.1967	-7.9E-18	0.00
COMBO 1	0.00	-8.1E-18	1.962	1.2E-16	0.00	0.00
COMBO 2	0.00	0.064	8.180	1.0159	0.00	0.00
COMBO 2	0.00	-0.064	1.962	-1.0159	0.00	0.00
COMBO 3 X	-0.40	0.048	6.626	0.7619	-6.6277	0.00
COMBO 3 X	-0.40	-0.048	1.962	-0.7619	-6.6277	0.00
COMBO 3 Y	0.00	-0.230	6.626	5.3948	0.00	0.00
COMBO 3 Y	0.00	-0.326	1.962	3.8709	0.00	0.00

Table: Joint Reactions

OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Kip	Kip	Kip	Kip-ft	Kip-ft	Kip-ft
COMBO 1	0.00	1.1E-19	1.962	-3.7E-17	0.0000	0.00
COMBO 2	0.000	0.064	8.180	1.0159	0.0000	0.00
COMBO 2	0.000	-0.064	1.962	-1.0159	0.0000	0.00
COMBO 3 X	-0.404	0.048	6.626	0.7619	-6.6277	0.00
COMBO 3 X	-0.404	-0.048	1.962	-0.7619	-6.6277	0.00
COMBO 3 Y	0.000	-0.230	6.626	5.3948	0.0000	0.00
COMBO 3 Y	0.000	-0.326	1.962	3.8709	0.0000	0.00
COMBO 1	0.000	0.024	1.179	-0.5144	7.994E-18	0.00
COMBO 2	0.000	0.153	7.397	-0.5144	7.994E-18	0.00
COMBO 2	0.000	0.024	1.179	-2.5453	7.994E-18	0.00
COMBO 3 X	-0.225	0.121	5.842	-0.5144	-3.6849	-7.2E-17
COMBO 3 X	-0.225	0.024	1.179	-2.0376	-3.6849	-7.2E-17
COMBO 3 Y	0.000	-0.167	5.842	4.1680	7.994E-18	0.00
COMBO 3 Y	0.000	-0.263	1.179	2.6447	7.994E-18	0.00
COMBO 1	0.000	0.024	1.179	-0.5144	7.994E-18	0.00
COMBO 2	0.000	0.153	7.397	-0.5144	7.994E-18	0.00
COMBO 2	0.000	0.024	1.179	-2.5453	7.994E-18	0.00
COMBO 3 X	-0.225	0.121	5.842	-0.5144	-3.6849	-2.8E-17
COMBO 3 X	-0.225	0.024	1.179	-2.0376	-3.6849	-2.8E-17
COMBO 3 Y	0.000	-0.167	5.842	4.1680	7.994E-18	0.0
COMBO 3 Y	0.000	-0.263	1.179	2.6447	7.994E-18	0.00

Table: Base Reactions**Table: Base Reactions**

OutputCase	Global FX Kip	Global FY Kip	Global FZ Kip	Global MX Kip-ft	Global MY Kip-ft	Global MZ Kip-ft
COMBO 1	0.000	1.0E-17	8.639	255.014	-56.6699	2.2E-16
COMBO 2	0.000	3.5E-14	21.079	989.368	-56.6699	2.3E-13
COMBO 2	0.000	-3.5E-14	8.639	255.014	-138.263	-2.3E-13
COMBO 3 X	-1.707	2.6E-14	17.969	805.77	-84.6648	50.3908
COMBO 3 X	-1.707	-2.6E-14	8.639	255.01	-145.86	50.390
COMBO 3 Y	0.000	-1.707	17.969	833.78	-56.6699	-11.1980
COMBO 3 Y	0.000	-1.707	8.639	283.093	-117.877	-11.1980

Table: Auto Seismic Loads To Joints**Table: Auto Seismic Loads To Joints**

Load Pat	AutoLd Type	Joint Elem	Joint	FX Kip	FY Kip
EX	USER COEFF	2	2	0.432	0.000
EX	USER COEFF	4	4	0.432	0.000
EX	USER COEFF	6	10	0.777	0.000
EX	USER COEFF	8	12	0.777	0.000
EX	USER COEFF	10	18	0.432	0.000
EX	USER COEFF	12	20	0.432	0.000
EY	USER COEFF	2	2	0.000	0.432
EY	USER COEFF	4	4	0.000	0.432
EY	USER COEFF	6	10	0.000	0.777

Table: Auto Seismic Loads To Joints

Load Pat	AutoLd Type	Joint Elem	Joint	FX Kip	FY Kip
EY	USER COEFF	8	12	0.000	0.777
EY	USER COEFF	10	18	0.000	0.432
EY	USER COEFF	12	20	0.000	0.432

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89

Frame	Design Sect	Design Type	Ratio	Combo	Err Msg	Warn Msg
C1A	W8X24	Column	0.3786	COMB0 3 X	No Messages	No Messages
C1B	W8X24	Column	0.3786	COMB0 3 X	No Messages	No Messages
C3A	W8X24	Column	0.6157	COMB0 3 X	No Messages	No Messages
C3B	W8X24	Column	0.6157	COMB0 3 X	No Messages	No Messages
C5A	W8X24	Column	0.3786	COMB0 3 X	No Messages	No Messages
C5B	W8X24	Column	0.3786	COMB0 3 X	No Messages	No Messages
VA1-3	W14X53	Beam	0.5913	COMBO 2	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89

Frame	Design Sect	Design Type	Ratio	Combo	Err Msg	Warn Msg
VA3-5	W14X53	Beam	0.5913	COMBO 2	No Messages	No Messages
VB1-3	W14X53	Beam	0.5913	COMBO 2	No Messages	No Messages
VB3-5	W14X53	Beam	0.5913	COMBO 2	No Messages	No Messages

Table: Material List 1 - By Object Type

Table: Material List 1 - By Object Type

Object Type	Material	Total Weight Kip	Num Pieces
Frame	A36	8.639	10

Table: Material List 2 - By Section Property

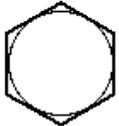
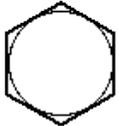
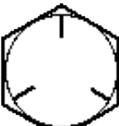
Table: Material List 2 - By Section Property

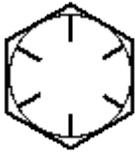
Section	Object Type	Num Pieces	Total Length ft	Total Weight Kip
W8X24	Frame	6	98.4000	2.371
W14X53	Frame	4	118.080	6.268

ANEXOS A-7

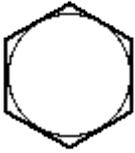
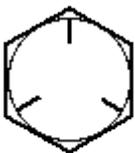
ESPECIFICACIONES Y CARACTERISTICAS DE LOS PERNOS.

Designaciones para pernos según SAE

Grado SAE No.	Diámetros de mín. máx.		Resistencia a la tracción psi	Material	Marca
1	1/4	1.1/2	60,000	Acero de poco carbono	
	1.5/8	4	55,000		
2	1/4	3/4	74,000	Acero de poco carbono	
	7/8	1.1/2	60,000		
3	1/4 9/16	1/2 5/8	110,000 100,000	Acero con contenido mediano de carbono y trabajado en frío	
5	1/4 1.1/8	1 1.1/2	120,000 105,000	Acero con contenido mediano de carbono, bonificado y revenido	
5.1		3/8	85,000	Acero con contenido mediano de carbono, bonificado y revenido; montado con washer	
5.2	1/4	1	120,000	Acero martensítico con contenido mediano de carbono, bonificado y revenido	
7	1/4	1.1/2	133,000	Acero aleado con contenido mediano de carbono, bonificado y revenido	

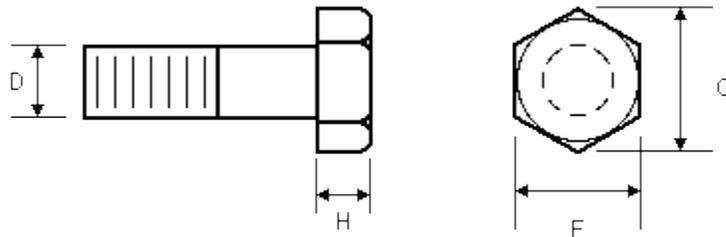
8	1/4	1.1/2	150,000	Acero aleado con contenido mediano de carbono, bonificado y revenido	
8.2	1/4	1	150,000	Acero martensítico con pequeño contenido de carbono, bonificado y revenido	

Designaciones para pernos según ASTM

Grado SAE No.	Diámetros de mín. máx.		Resistencia a la tracción psi	Material	Marca
A307	1/4 1.5/8	1.1/2 4	60,000 55,000	Acero de poco carbono	
A325 Tipo 1	1/2 1.1/8	1 1.1/2	120,000 105,000	Acero con contenido mediano de carbono, bonificado y revenido	
A325 Tipo 2	1/2 1.1/8	1 1.1/2	120,000 105,000	Acero martensítico con pequeño contenido de carbono, bonificado y revenido	
A325 Tipo 3	1/2 1.1/8	1 1.1/2	120,000 105,000	Acero resistente al tiempo, bonificado y revenido	
A449	1/4 1.1/8 1.3/4	1 1.1/2 3	120,000 105,000 90,000	Acero con contenido mediano de carbono, bonificado y revenido	

A490 Tipo 1	1/4	1.1/2	150,000	Acero aleado, bonificado y revenido	
A490 Tipo 3	1/4	1.1/2	150,000	Acero resistente al tiempo, bonificado y revenido	

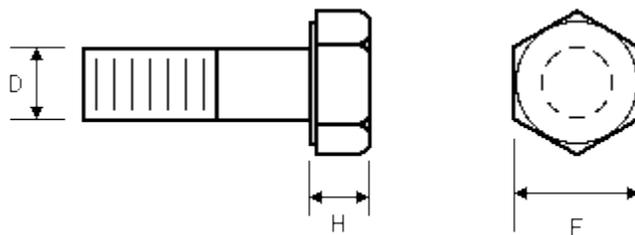
Cabezas hexagonales



D	F	C	H
1/4	7/16	1/2	3/16
3/8	9/16	5/8	1/4
1/2	3/4	7/8	3/8
5/8	15/16	1-1/16	7/16
3/4	1.1/8	1.5/16	1/2
7/8	1.5/16	1.1/2	9/16
1	1.1/2	1.3/4	11/16
1.1/8	1.11/16	1.15/16	3/4
1.1/4	1.7/8	2.3/16	7/8
1.3/8	2.1/16	2.3/8	15/16

1.1/2	2.1/4	2.5/8	1
1.3/4	2.5/8	3	1.3/16
2	3	3.7/16	1.3/8
2.1/4	3.3/8	3.7/8	1.1/2
2.1/2	3.3/4	4.5/16	1.11/16
2.3/4	4.1/8	4.3/4	1.13/16
3	4.1/2	5.3/16	2
3.1/4	4.7/8	5.5/8	2./16
3.1/2	5.1/4	6.1/16	2.5/16
3.3/4	5.5/8	6.1/2	2.1/2
4	6	6.15/16	2.11/16
Todas las dimensiones en pulgadas			

Pernos estructurales



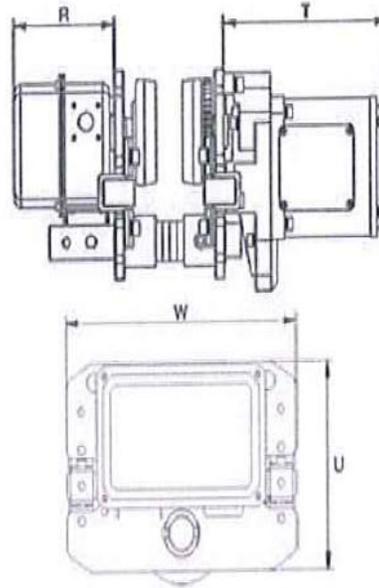
D	F	H
1/2	7/8	5/16
5/8	1.1/16	25/64
3/4	1.1/4	15/32

$7/8$	$1.7/16$	$35/64$
1	$1.5/8$	$39/64$
$1.1/8$	$1.13/16$	$11/16$
$1.1/4$	2	$25/32$
$1.3/8$	$2.3/16$	$27/32$
$1.1/2$	$2.3/8$	$15/16$
Todas las dimensiones en pulgadas		

ANEXO A-8

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS ELEMENTOS

Electric trolley



Technical parameters

Model	Rated load	Unit (mm)				Speed (m/min)	Motor Power (Kw)	Minimum turning radius
		W	U	R	T			
DPC-0.5	0.5	315	212	142	231		0.4	0.8
DPC-01	1	315	212	142	231		0.4	0.8
DPC-02	2	325	220	142	231	Fast : 21m/min	0.4	0.9
DPC-03	3	340	250	142	231	&	0.75	1.0
DPC-05	5	400	291	142	231	Slow : 11m/min	0.75	1.5
DPC-7.5	7.5	400	291	142	231		0.75	1.8
DPC-10	10	500	371	142	231		0.75	2.0

Next Products : 15T chain electric hoist

Previous Products : Manual car

PHOTO	Item No.	Load of lifting(t)	chain	Lifting altitude (m)	N.weight (kg)	G.weight (kg)
	SSDHL05-02	5t	φ 11.2 / 2 chain	6m	159,5	170,5

Technical Parameter:

style no.	load of lifting (t)	lifting height (m)	lifting speed (m/min)	lifting motor						
				power(kw)	rotate speed(r/min)	phase	rotate speed(r/min)	phase	volt.(v)	frequency(hz/s)
SSDHL05-02	5t	3-9m	2.7m/min	3.0kw	1440r/min	3	1440r/min	3	220v	50/60hz

ANEXOS A-9
PROFORMA DE COSTOS

COSTOS MATERIALES DIRECTOS

PROFORMA

NUMERO DE OFERTA: 040015624 QUITO NORTE .., 18-12-12
 NOMBRE/RAZON SOCIAL: TONATO FRANCISCO XAVIER
 CODIGO DE CLIENTE: 004004844 TELEFONO: 2803631
 CODIGO DE DIRECCION: 004002512 JUAN CORREA 18 Y DIEGO DE VASQ

Pos	Artículo	Descripción	Cantidad	Precio	Total USD.	Und
10	HEB30012	PERFIL HEB300 X 12 MTS	4.00	2,520.00	10080.00	u
20	IPE30012	PERFIL IPE 300mmx12mt.	0.50	897.00	448.50	u
30	HEB16012	PERFIL HEB 160x160x 8mmx12mts.	3.00	920.00	2760.00	u
40	HEB20012	PERFIL HEB 200x200x 9mmx12mts.	3.00	1,350.00	4050.00	u
50	OXILC0240	OXICORTES 24mm	127.13	1.80	228.83	Kg
6 PL DE 356X310X24MM						

ESTE DOCUMENTO NO CONSTITUYE VENTA Y LOS PRECIOS PUEDEN CAMBIARSE SIN PREVIO AVISO

Estos precios no aplican para pago con Tarjeta de Crédito	Subtotal	17567.33
	Iva	2108.07
	Total USD	19675.41

VENDEDOR: MOREIRA MERA SILVIA XIMENA

PROFORMA

NUMERO DE OFERTA: 040015785 QUITO NORTE .., 03-01-13
 NOMBRE/RAZON SOCIAL: TORRES ARANDI CLAVER
 CODIGO DE CLIENTE: 004003335 TELEFONO:
 CODIGO DE DIRECCION: 004002297 AV LA PRENSA 4269

Pos	Artículo	Descripción	Cantidad	Precio	Total USD.	und
8	PL DE 450X165X10MM					
8	PL DE 250X160X10MM					
4	PL DE 200X150X15MM					
10	OXILC0100	OXICORTES 10mm	47.52	1.80	85.53	Kg
20	OXILC0100	OXICORTES 10mm	25.60	1.80	46.08	Kg
30	OXILC0150	OXICORTES 15mm	14.40	1.80	25.92	Kg
40	VRC25L12	VARILLA REDONDA CORRUGADA 25MM	1.00	58.00	58.00	u
8	PL DE 450X165X10MM					
8	PL DE 250X160X10MM					
4	PL DE 200X150X15MM					

ESTE DOCUMENTO NO CONSTITUYE VENTA Y LOS PRECIOS PUEDEN CAMBIARSE SIN PREVIO AVISO

Estos precios no aplican para pago con Tarjeta de Crédito	Subtotal	215.54
	Iva	25.86
	Total USD	241.40

VENDEDOR: MOREIRA MERA SILVIA XIMENA

COSTOS DE ELEMENTOS ADICIONALES DIRECTOS

Page 1 of 1

CONTRIBUYENTE ESPECIAL
Resolución No. 194
RUC: 1790155102001
Autorización N°1107862751 Válido hasta: 31/ene/2011

Proforma N° **001-002-0198051**

Fecha: Quito, jueves, 03/ene/2013

Condiciones de Pago: Contado

Cliente: XAVIER TONATO
(QUITO)

1709032500001 2803631



CASTILLO HERMANOS S.A
PRINCIPAL
Panam. Norte Km.5 1/2 #13135
Tel/Fax: 2475-785/6/7 2477-214
Celular: 09 7101-208
SUCURSAL 1
Av. América #1036 y Bolivia
Tel/Fax: 2227-270 2523-064 2520-586
SUCURSAL 2
Av. Maldonado #10145 y Cusubamba
Tel/Fax: 2684-560/1
SUCURSAL 3
Acuña E1-51 y Av. 10 de Agosto
Tel/Fax: 3238-641 3238-643 3238-644
SUCURSAL 4
Panam.Sur Km. 12 1/2 Sector El Beaterio
Tel/Fax: 2965-700 2699-542 2699-706
ventas@castillohermanos.com
Casilla: 1701647. Quito - Ecuador

Cantidad	Código	Artículo	Precio Unitario	TOTAL			
3.00	138300	(1) KGS ELECTRODO (SUELDA ELECTRICA) AGA 6013-1/8"	6.7000	20.10			
10.00	390500	(2) PERNO HEX MM RF DIN 961-960 GR.8.8 NEGRO 16X1.50X30	0.6400	6.40			
20.00	390700	(3) PERNO HEX MM RF DIN 961-960 GR.8.8 NEGRO 16X1.50X40	0.7500	15.00			
1.00	46800	(4) BROCA HSS CONO MORSE MM 15.00	9.5000	9.50			
1.15	767300	(5) cientos PERNO HEX AC. GR.8 UNC 1X3"	406.5840	467.57			
30.00	545000	(6) TUERCA MM GR.8.8 NEGRA PASO ESPECIAL 16X1.50	0.2000	6.00			
1.15	823600	(7) cientos TUERCA ASTM A-194 2H 1"-8	104.6500	120.35			
	Subtotal	Descuento	V. Imponible	I.V.A.	TOTAL US\$		
	644.92	19.6429%	126.68	518.24	12.00%	62.19	580.43



PROFORMA 20120329

SEÑORES: AMEIXT
ATENCIÓN: Xavier Tonato
REFERENCIA: COTIZACIÓN DE EQUIPOS
FECHA: Quito, Octubre 10 del 2012

Sandra Pinto se complace en presentar la siguiente oferta, según su requerimiento:

ITEM	CANT.	DESCRIPCIÓN	P. UNIT. US\$	P. TOTAL
1	1	Tecla con gancho 5 Toneladas con 5 metros de izaje	\$ 4.390,00	\$ 4.390,00
2	1	Tecla con trolley eléctrico 5 Toneladas con 5 metros de izaje	\$ 5.300,00	5.300,00
3	1	Kit de ruedas para testeros Ø 200	\$ 749,00	\$ 749,00

SUBTOTAL	\$ 10.439,00
12% IVA	\$ 1.252,68
TOTAL	\$ 11.691,68

CONDICIONES DE LA OFERTA

VALIDEZ DE LA OFERTA:	8 Días
TIEMPO DE ENTREGA:	Inmediato
FORMA DE PAGO:	Contado

COSTOS DE ELEMENTOS ADICIONALES INDIRECTOS

Oferta Nr. 591221610

Agradecemos su consulta y ofertamos el siguiente material:

Item	Descripción	Cantidad	Precio	Valor USD
10	78072846 BOHLER E7018 3.2x450mm redonda	6 KG	3,00 USD/KG	18,00

Total posiciones:				18,00
IVA	12,00 %		18,00 USD	2,16

T O T A L: **20,16**

Condiciones de pago: Crédito 30 días fecha factura

Atentamente

Stalin Ushiña

Representante de ventas

Aceros Bohler del Ecuador Matriz Quito Norte

De las Avellanas E1-112 y panamericana Norte Km 5 1/2

ANEXO A-10

PLANOS DE TALLER Y MONTAJE